

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN ESCUELAS TIPO ANTIGUO I, ESPECIALMENTE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO, UBICADA EN CAGUA, ESTADO ARAGUA

Trabajo Especial de Grado
Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela por las Brs.
Ebres E., Deglys Vanessa
Olivo A., María Carolina
Para optar el Título de Ingeniero Civil

Caracas, mayo de 2008

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN ESCUELAS TIPO ANTIGUO I, ESPECIALMENTE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO, UBICADA EN CAGUA, ESTADO ARAGUA

Tutor Académico: Prof. Norberto Fernández

Trabajo Especial de Grado
Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela por las Brs.
Ebres E., Deglys Vanessa
Olivo A., María Carolina
Para optar el Título de Ingeniero Civil

Caracas, mayo de 2008

ACTA

El día Lunes se reunió el jurado formado por los profesores:

Prof. Oscar Andrés López

Prof. Ronald Torres

Prof. Norberto Fernández

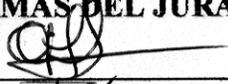
Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN ESCUELAS TIPO ANTIGUO I, ESPECIALMENTE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO, UBICADA EN CAGUA, ESTADO ARAGUA.** Presentado ante la ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al título de **INGENIERO CIVIL.**

Una vez oída la defensa oral que las bachilleres hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

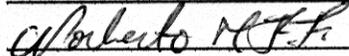
NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Número	Letras
Ebres E., Deglys Vanessa	20	Veinte
Olivo A., María Carolina	20	Veinte

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO







Caracas, 02 de junio de 2008

DEDICATORIA

En primer lugar, te dedico este trabajo a ti madre: Erlina Escobar, que todo me lo has dado, que eres para mi el ser más especial, que me has apoyado incondicionalmente, sin ti no lo habría logrado, gracias por ser mi madre y por prestarme toda tu comprensión, dedicación y amor. Te debo muchas cosas, entre ellas mi educación como parte de mi formación profesional y que hoy en día ese es el resultado del gran esfuerzo que has realizado. ¡Te Amo Mami!

A mis hermanos: Norma, por ser el ejemplo de hermana mayor, Adalberto, Teo y Geidy por contar con Uds. y ser mi apoyo familiar. Gracias por ser mis hermanos. Los quiero muchísimo.

A mis sobrinos: Génesis, Thaylin, Leidy, Rosi, Alberth y Jesús. Para que con esfuerzo y dedicación lleguen a ser grandes profesionales.

A Norma y José Angel que han sido parte de estos años en la Universidad, que a pesar de todo y gracias a su paciencia, han sido un pilar en mi carrera, que me ha permitido culminarla.

A ti Cristhian y a tu Mami porque han estado en todo momento conmigo y he encontrado en Uds. un valioso apoyo inmensurable

A Uds. mis amigos de siempre: Yuman y Mary. Que juntos hemos avanzado!

A Mariaca por la motivación constante, sin duda una excelente compañera...

Deglys Vanessa Ebres

DEDICATORIA

Tal vez hay muchas personas a las que me gustaría dedicarles este trabajo, pero sin duda alguna hay dos ganadores: Evelyn Abdala y Luís Esteban Olivo.

Se los dedico porque son las personas que más me han ayudado y sobretodo porque sin ustedes no estuviese donde estoy, no hubiese logrado todo lo que logré. Me imagino que deben estar muy orgullosos, yo también lo estoy, de ustedes por hacerme ser la persona que hoy soy, con los principios, la formación y el mejor ejemplo a seguir que se puede tener. Estoy orgullosa de que sean mi mamá y mi papá.

Su hija los quiere y los admira mucho.

María Carolina Olivo

AGRADECIMIENTOS

Queremos agradecer primero que todo a Dios por darnos salud y fuerza para superar todos los obstáculos, académicos y personales, que se nos han presentado a lo largo de toda nuestra vida, pero principalmente en esta etapa que estamos culminando: nuestra carrera universitaria. Por supuesto, a nuestros padres, por confiar en nosotras y brindarnos siempre su apoyo incondicional, ayudándonos a alcanzar esta meta tan importante en nuestras vidas.

Gracias a los profesores que nos formaron, como universitarios y como personas, especialmente al Prof. Norberto Fernández, nuestro tutor académico, ya que la ayuda que nos brindó fue de suma importancia para la realización del presente Trabajo Especial de Grado. A los técnicos del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME), quienes nos ayudaron en las visitas realizadas a la escuela y siempre tuvieron la iniciativa de colaborar con el proyecto. También a nuestro compañero Adrián Taboada, quien con la mejor disposición, nos ayudó en la realización de algunas partes del presente trabajo y la presentación del mismo.

Y por último, pero no menos importante, a todos nuestros familiares, amigos y personas allegadas que de alguna manera nos brindaron su apoyo, nos motivaron y estuvieron siempre pendientes.

A todos ustedes, de corazón: ¡muchas gracias!

Deglys Vanessa Ebres & María Carolina Olivo

**Ebres E., Deglys V.
Olivo A., María C.**

**“EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN ESCUELAS TIPO ANTIGUO I,
ESPECIALMENTE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO, UBICADA
EN CAGUA, ESTADO ARAGUA”**

**Tutor Académico: Prof. Norberto Fernández. TESIS. Caracas, UCV. Facultad
de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. 2008. 161 Pág.**

RESUMEN

Las escuelas tipo Antiguo I existen en Venezuela desde hace, aproximadamente, 50 años, por lo que la mayoría de éstas presentan daños en su estructura y las condiciones en que se encuentran no son las apropiadas para albergar a niños y docentes. Estas edificaciones escolares están constituidas por dos módulos iguales, que pueden estar alineados o desfasados entre si, separados por una junta de construcción. Cada uno de los módulos está constituido por siete pórticos en la dirección corta y no presentan vigas altas en la dirección larga, lo que quiere decir que no existen vigas o las que existen son planas. La estructura es de dos plantas y la escalera que las comunica se encuentra apoyada en el extremo de uno de los módulos. Hasta los momentos se han identificado 93 escuelas de este tipo en Venezuela. La presente investigación se realizó con la finalidad de evaluar el riesgo sísmico de la U.E. “Luís Alejandro Alvarado”, ubicada en Cagua, Estado Aragua, la cual es una de las tres edificaciones escolares de este tipo que se conocen en dicho Estado. Para lograrlo se realizó el levantamiento geométrico, estructural y fotográfico de la institución que permitieran identificar las características arquitectónicas, dimensiones, materiales estructurales y no estructurales presentes, entre otras cosas.

Se plantearon tres modelos estructurales, en el primero de ellos se modelaron los elementos estructurales con inercia gruesa, en el segundo se aplicó el criterio de inercia reducida y en el último modelo se le incluyeron algunas paredes. El análisis de los modelos se realizó utilizando dos factores de reducción de respuesta, $R = 1,5$ y $R = 1,0$. Posteriormente se procedió a determinar las propiedades dinámicas de la estructura, hallando los desplazamientos de cada piso, las derivas de cada entrepiso, la fuerza cortante en la base para determinar la demanda y la carga axial en las columnas, a partir de la cual, utilizando los diagramas de interacción correspondientes, se determinó la capacidad de la estructura. Adicionalmente se realizó una evaluación del Nivel de Diseño (ND) presente, a través de la evaluación del Capítulo 18 de la Norma 1753-87 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones: Análisis y Diseño”, evidenciándose que el nivel de diseño presente en la estructura es ND1.

Se compararon los desplazamientos máximos obtenidos de los modelos con los valores máximos establecidos en el Capítulo 10 de la Norma 1756-2001 “Edificaciones sismorresistentes”, encontrándose que para los modelo 1 y 2 los

desplazamientos encontrados en la dirección larga de la estructura, superan los valores límites de la Norma. También se calcularon las relaciones Demanda - Capacidad de la estructura a nivel de la planta baja para cada modelo, determinándose que esta relación supero en todos los casos al valor de la unidad, lo que quiere decir que la estructura en estudio, bajo ninguna circunstancia, es capaz de resistir el sismo de diseño especificado en la Norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”, siendo una estructura muy vulnerable ante la ocurrencia de un terremoto y que no se garantiza la sismorresistencia de la edificación.

En vista que la estructura no cumple con los requisitos normativos vigentes para tener un adecuado comportamiento sismorresistente, debe buscarse la posibilidad de atender y evaluar la vulnerabilidad de más escuelas del tipo Antiguo I y que estén ubicadas en zonas sísmicas de mayor amenaza. En las escuelas de este tipo que no se atiendan rápidamente, deben generarse soluciones que eliminen el fenómeno de columna corta ya que es uno de los mecanismos frágiles más frecuentes en este tipo de edificación.

Adicionalmente, se debe realizar un proyecto de reforzamiento para este tipo de estructuras que sea capaz de resistir, como mínimo, el sismo de diseño especificado en la Norma COVENIN 1756-2001 sin sobrepasar los desplazamientos máximos permitidos.

ÍNDICE

CAPÍTULO I.

INTRODUCCIÓN	25
I.1 – PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	25
I.1.1 – ANTECEDENTES.....	25
I.1.2 – MOTIVACIÓN.....	27
I.2 – OBJETIVOS	28
I.2.1 – OBJETIVO GENERAL.....	28
I.2.2 – OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	28
I.3 – APORTES	29
I.4 – ALCANCES Y LIMITACIONES	30
I.5 – CONTENIDO	31

CAPÍTULO II.

MARCO TEÓRICO	33
II.1 – SISMO	33
II.2 – MECANISMOS DE FALLA	33
II.2.1 – MECANISMOS DE FALLA DUCTIL.....	34
II.2.2 – MECANISMOS DE FALLA FRÁGIL.....	34
II.3 – DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	36
II.4 – MÁXIMA CAPACIDAD A CORTE DE UNA COLUMNA	38

CAPÍTULO III.

MÉTODO Y ACTIVIDADES	42
III.1 – PREPARACIÓN PREVIA	42
III.2 – SELECCIÓN Y VISITA DE LA ESCUELA A EVALUAR	42
III.3 – LEVANTAMIENTO DE UN ARCHIVO FOTOGRÁFICO	43
III.4 – LEVANTAMIENTO GEOMÉTRICO DE LA EDIFICACIÓN	43
III.5 – IDENTIFICACIÓN DE LOS MATERIALES QUE COMPONEN	

EL EDIFICIO.....	43
III.6 – ELABORACIÓN DE PLANOS.....	44
III.7 – TALLER SOBRE EL USO DEL PROGRAMA SAP2000.....	44
III.8 – ELABORACIÓN DE MODELOS MATEMÁTICOS.....	44
III.9 – ANÁLISIS DINÁMICO DEL EDIFICIO.....	45
III.10 – DETERMINACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO.....	45
III.11 – RECOMENDACIONES PARA LA ADECUACIÓN SISMORRESISTENTE.....	45

CAPÍTULO IV.

ESCUELAS TIPO ANTIGUO I.....	47
IV.1 – U.E.N. JOSÉ RAFAEL REVENGA.....	49
IV.2 – U. E. RAFAEL BRICEÑO ORTEGA.....	56
IV.3 – U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	60

CAPÍTULO V.

INFORMACIÓN NECESARIA PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA U. E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	64
V.1 – DESCRIPCIÓN DETALLADA DE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	64
V.2 – LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO DE EDIFICACIÓN.....	73
V.3 – LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN.....	91
V.4 – DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN.....	96

CAPÍTULO VI.

IDENTIFICACIÓN DEL NIVEL DE DISEÑO Y SELECCIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN (R).....	105
VI.1 – SELECCIÓN DEL NIVEL DE DISEÑO.....	105
VI.2 – SELECCIÓN DEL R.....	108

CAPÍTULO VII.

ANÁLISIS SÍSMICO	109
VII.1 – ANÁLISIS DE CARGAS	109
VII.2 – CENTRO DE MASA.....	110
VII.3 – CARGAS SOBRE VIGAS (CP, CV).....	116
VII.4 – ESPECTROS DE DISEÑO.....	118
VII.5 – COMBINACIONES DE CARGA.....	121
VII.6 – MODELOS.....	123
VII.6.1 – MODELO 1.....	
VII.6.2 – MODELO 2.....	
VII.6.3 – MODELO 3.....	

CAPÍTULO VIII.

ANÁLISIS DE RESULTADOS	129
VIII.1. – R = 1,5.....	130
VIII.1.1. – MODELO 1.....	130
VIII.1.1.1 – DERIVAS.....	130
VIII.1.1.2 – DEMANDA.....	131
VIII.1.1.3 – CAPACIDAD.....	132
VIII.1.1.4 – RELACIÓN DEMANDA CAPACIDAD.....	136
VIII.1.2 – MODELO 2.....	137
VIII.1.2.1 – DERIVAS.....	137
VIII.1.2.2 – DEMANDA.....	137
VIII.1.2.3 – CAPACIDAD.....	138
VIII.1.2.4 – RELACIÓN DEMANDA CAPACIDAD.....	139
VIII.1.3 – MODELO 3.....	140
VIII.1.3.1 – DERIVAS.....	140
VIII.1.3.2 – DEMANDA.....	141
VIII.1.3.3 – CAPACIDAD.....	143
VIII.1.3.4 – RELACIÓN DEMANDA CAPACIDAD.....	148

VIII.1.4 – MODELO 3.1.....	148
VIII.1.4.1 – CAPACIDAD.....	148
VIII.1.4.2 – RELACIÓN DEMANDA CAPACIDAD.....	151
VIII.1.5 – RESUMEN R=1.5.....	152
VIII.2 – R = 1.....	153
VIII.3 – PROPUESTA DE REFORZAMIENTO.....	154
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	158
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	160

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA II.2.2.1 – EJEMPLO LONGITUD EFECTIVA DE COLUMNAS.....	35
FIGURA II.3.1 – ESQUEMA DE UN DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.....	37
FIGURA II.4.1 – DIAGRAMA DE CORTE DE UNA COLUMNA.....	40
FIGURA II.4.2 – DIAGRAMA PARA OBTENER LA CAPACIDAD DE UNA COLUMNA.....	41
FIGURA IV.1.1 – IMAGEN SATELITAL DE LA U.E.N. JOSÉ RAFAEL REVENGA.....	49
FIGURA IV.1.2 – U.E.N. JOSÉ RAFAEL REVENGA. ESQUEMA DEL CONJUNTO.....	50
FIGURA IV.1.3 – U.E.N. JOSÉ RAFAEL REVENGA. EDIFICIO I.....	50
FIGURA IV.1.4 – U.E.N. JOSÉ RAFAEL REVENGA. EDIFICIO II.....	51
FIGURA IV.1.5 – U.E.N. JOSÉ RAFAEL REVENGA. EDIFICIO I. PLANTA ALTA. JUNTA DE CONSTRUCCIÓN QUE SEPARA LOS MÓDULOS.....	51
FIGURA IV.1.6 – U.E.N. JOSÉ RAFAEL REVENGA. ANFITEATRO Y CANCHA UBICADOS EN EL PATIO CENTRAL.....	52
FIGURA IV.1.7 – U.E.N. JOSÉ RAFAEL REVENGA. EDIFICIO II. PLANTA BAJA. ESCALERA QUE COMUNICA LAS PLANTAS DEL EDIFICIO.....	53
FIGURA IV.1.8 – U.E.N. JOSÉ RAFAEL REVENGA. EDIFICIO I. PLANTA BAJA. SE OBSERVAN LOS BLOQUES DE ARCILLA Y EL FRISO DE LAS PAREDES.....	53
FIGURA IV.1.9 – U.E.N. JOSÉ RAFAEL REVENGA. EDIFICIO I. PLANTA BAJA. ESCRITORIO DE CONCRETO EMPOTRADO AL PISO Y BANQUITO DE CONCRETO EMPOTRADO A LAS COLUMNAS.....	54

FIGURA IV.1.10 – U.E.N. JOSÉ RAFAEL REVENGA. EDIFICIO II. PLANTA BAJA. FACHADA SUR. SE OBSERVAN LOS BLOQUES DE VENTILACIÓN.....	55
FIGURA IV.1.11 – U.E.N. JOSÉ RAFAEL REVENGA. EDIFICIO II. PLANTA BAJA. FACHADA OESTE. SE OBSERVA LA SEPARACIÓN FÍSICA ENTRE LA COLUMNA Y LA PARED.....	55
FIGURA IV.1.12 – U.E.N. JOSÉ RAFAEL REVENGA. EDIFICIO I. PLANTA BAJA. FACHADA OESTE. SE OBSERVA EL LEVANTAMIENTO DEL FRISO, LA CORROSIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL Y SU SEPARACIÓN (15 cm.).....	56
FIGURA IV.2.1 – IMAGEN SATELITAL DE LA U.E. RAFAEL BRICEÑO ORTEGA.....	57
FIGURA IV.2.2 – U.E. RAFAEL BRICEÑO ORTEGA. EDIFICIO ÚNICO.....	57
FIGURA IV.2.3 – U U.E. RAFAEL BRICEÑO ORTEGA. EDIFICIO ÚNICO. PLANTA ALTA. JUNTA DE CONSTRUCCIÓN QUE SEPARA LOS MÓDULOS.....	58
FIGURA IV.2.4 – U.E. RAFAEL BRICEÑO ORTEGA. ESQUEMA DEL CONJUNTO.....	58
FIGURA IV.2.5 – U.E. RAFAEL BRICEÑO ORTEGA. EDIFICIO ÚNICO. SE OBSERVA LA CANCHA APOYADA EN LA LOSA DEL EDIFICIO.....	59
FIGURA IV.2.6 – U.E. RAFAEL BRICEÑO ORTEGA. EDIFICIO ÚNICO. PLANTA BAJA. SE OBSERVA EL BANCO DE CONCRETO EMPOTRADO A LAS COLUMNAS.....	59
FIGURA IV.3.1 – IMAGEN SATELITAL DE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	60
FIGURA IV.3.2 – U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO. ESQUEMA DEL CONJUNTO.....	61
FIGURA IV.3.3 – U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.	

EDIFICIO ÚNICO. MÓDULOS DESFASADOS.....	61
FIGURA IV.3.4 – U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO. CANCHA Y ANFITEATRO.....	62
FIGURA IV.3.5 – U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO. PLANTA SUPERIOR. SE OBSERVA EL ABOMBAMIENTO DEL FRISO EN LA DIRECCIÓN DEL ACERO.....	63
FIGURA V.1.1 – U.E. LUÍS ALEJANDRO ALVARADO. SE OBSERVA EL DESFASE DE LOS DOS EDIFICIOS.....	64
FIGURA V.1.2 – U.E. LUÍS ALEJANDRO ALVARADO. ESCALERA APOYADA EN UNO DE LOS MÓDULOS.....	65
FIGURA V.1.3 – U.E. VALENTÍN VALIENTE. SE OBSERVA EL DESFASE DE LOS DOS EDIFICIOS.....	65
FIGURA V.1.4 – U.E. LUÍS ALEJANDRO ALVARADO.....	66
FIGURA V.1.5 – U.E. LUÍS ALEJANDRO ALVARADO. PLANTA BAJA. SE OBSERVA LA PARTE CENTRAL DE LA VIGA CON SECCIÓN CONSTANTE Y EL VOLADO CON SECCIÓN VARIABLE.....	67
FIGURA V.1.6 – U.E. LUÍS ALEJANDRO ALVARADO. PLANTA BAJA. SE OBSERVA EL BANCO DE CONCRETO EMPOTRADO A DOS COLUMNAS INTERNAS DE UN SALÓN.....	68
FIGURA V.1.7 – U.E. LUÍS ALEJANDRO ALVARADO. MÓDULO 1. FACHADA NORTE. SE OBSERVAN LOS BLOQUES DE VENTILACIÓN HASTA 1 M. DE ALTURA.....	68
FIGURA V.1.8 – U.E. LUÍS ALEJANDRO ALVARADO. MÓDULO 2. FACHADA NORTE. SE OBSERVAN LOS BLOQUES DE VENTILACIÓN HASTA 2 M. DE ALTURA.....	69
FIGURA V.1.9 – U.E. LUÍS ALEJANDRO ALVARADO. PÓRTICO 4. FACHADA OESTE.....	70
FIGURA V.1.10 – U.E. LUÍS ALEJANDRO ALVARADO. PÓRTICO 14.	

FACHADA ESTE.....	70
FIGURA V.1.11 – U.E. LUÍS ALEJANDRO ALVARADO. PÓRTICO 14..	
FACHADA ESTE.....	71
FIGURA V.1.12 –U.E. LUÍS ALEJANDRO ALVARADO.	
LEVANTAMIENTO DEL FRISO PRODUCTO	
DE LA HUMEDAD.....	71
FIGURA V.1.13 – U.E. LUÍS ALEJANDRO ALVARADO. GRIETAS DE	
CORROSIÓN PARALELAS AL REFUERZO.....	72
FIGURA V.1.14 – U.E. LUÍS ALEJANDRO ALVARADO. DETERIORO	
DEL CONCRETO PRODUCTO DE LA OXIDACIÓN	
DE LAS CABILLAS.....	72
FIGURA V.1.15 – U.E. LUÍS ALEJANDRO ALVARADO. PB.	
DETERIORO DEL CONCRETO PARA ANCLAR EL	
MARCO DE UNA PUERTA.....	73
FIGURA V.4.1 – SECCIÓN TÍPICA DE UNA COLUMNA	
DE LA ESCUELA PRIMARIA VALENTÍN VALIENTE.....	103
FIGURA VII.2.1 – PUNTO DE REFERENCIA CON COORDENADAS (0,0)....	111
FIGURA VII.6.1.1 – REPRESENTACIÓN DEL MODELO 1,	
USANDO EL PROGRAMA SAP2000.....	124
FIGURA VII.6.2.1 – REPRESENTACIÓN DEL MODELO 2,	
USANDO EL PROGRAMA SAP2000.....	
FIGURAVII.6.3.1 – REPRESENTACIÓN DEL MODELO 3,	
USANDO EL PROGRAMA SAP2000.....	
FIGURA VIII.1.3.2.1 – SE DESTACA LA ALTURA DE LA COLUMNA,	
DONDE SE TOMA LA DEMANDA PARA LA	
COLUMNA A1-2 EN EL MODELO3.....	142
FIGURA VIII.1.3.3.1 – COLUMNAS CORTAS EN EL SENTIDO “X”.....	144
FIGURA VIII.1.3.3.2 – COLUMNAS CORTAS EN EL SENTIDO “-X”.....	146
FIGURA VIII.3.1 – VISTA 3D DE POSIBLE SOLUCIÓN DE	
REFORZAMIENTO EXTERNO PARA	

ESTRUCTURAS TIPO ANTIGUO I.....	156
FIGURA VIII.3.2 – VISTA AÉREA EN 3D DE POSIBLE SOLUCIÓN DE . REFORZAMIENTO EXTERNO PARA ESTRUCTURAS TIPO ANTIGUO I.....	156
FIGURA VIII.3.3 – CORTE TRANSVERSAL DE POSIBLE SOLUCIÓN DE REFORZAMIENTO EXTERNO PARA ESTRUCTURAS TIPO ANTIGUO I.....	157

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA IV.1 – CANTIDAD Y UBICACIÓN DE ESCUELAS TIPO ANTIGUO I EN VENEZUELA.....	48
TABLA VII.2.1 – CENTRO DE MASA DEL ÁREA DE LOS SALONES DE LA LOSA DE ENTREPISO DEL MÓDULO 1 DE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	112
TABLA VII.2.2 – CENTRO DE MASA DEL ÁREA DEL PASILLO DE LA LOSA DE ENTREPISO DEL MÓDULO 1 DE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	113
TABLA VII.2.3 – CENTRO DE MASA DE LA LOSA DE ENTREPISO DEL MÓDULO 1 DE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO. INCLUYE CARGA VARIABLE.....	114
TABLA VII.2.4 – CENTRO DE MASA DE LA LOSA DE TECHO DEL MÓDULO 1 DE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO. NO INCLUYE CARGA VARIABLE.....	115
TABLA VII.2.5 – PESO SÍSMICO, MASA TRASLACIONAL Y MASA ROTACIONAL DE LAS LOSAS DEL MÓDULO 1 DE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO. NO INCLUYE CARGA VARIABLE.....	116
TABLA VII.3.1 – CARGAS GRAVITATORIAS ASIGNADAS A LAS VIGAS DE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO..	117
TABLA VII.6.1. PERÍODOS DE CADA MODO PARA LOS MODELOS 1, 2 Y 3.....	127
TABLA VII.6.2. FACTOR DE PARTICIPACIÓN DE MASA DE CADA MODO PARA LOS MODELOS 1, 2 Y 3.....	127
TABLA VIII.1.1.1.1. VALORES DE $\delta_i/(h_i-h_{i-1})$ PARA EL CENTRO DE MASA Y EL PUNTO A1-7 DEL MODELO 1, CON R=1,5.....	131

TABLA VIII.1.1.2.1. SUMATORIA DE CORTANTES EN LA BASE DE LAS COLUMNAS DE PB EN LAS DIRECCIONES “X” E “Y” DEL MODELO 1, CON R=1,5.....	132
TABLA VIII.1.1.3.1. CAPACIDAD DEL MODELO 1, APLICANDO LA COMBINACIÓN S0, CON R=1,5.....	133
TABLA VIII.1.1.3.2. CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA EN LAS DIRECCIONES “X” Y “Y” DEL MODELO 1, CON R=1,5.....	136
TABLA VIII.1.1.4.1. RELACIÓN DEMANDA/ CAPACIDAD EN LAS DIRECCIONES “X” Y “Y” DEL MODELO 1, CON R=1,5.....	136
TABLA VIII.1.2.1.1. VALORES DE $\delta_i/(h_i-h_{i-1})$ PARA EL CENTRO DE MASA Y EL PUNTO A1-7 DEL MODELO 2, CON R=1,5.....	137
TABLA VIII.1.2.2.1. SUMATORIA DE CORTANTES EN LA BASE DE LAS COLUMNAS DE PB EN LAS DIRECCIONES “X” E “Y” DEL MODELO 2, CON R=1,5.....	138
TABLA VIII.1.2.3.1. CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA EN LAS DIRECCIONES “X” Y “Y” DEL MODELO 2, CON R=1,5.....	139
TABLA VIII.1.2.4.1. RELACIÓN DEMANDA/ CAPACIDAD EN LAS DIRECCIONES “X” Y “Y” DEL MODELO 2, CON R=1,5.....	139
TABLA VIII.1.3.1.1. VALORES DE $\delta_i/(h_i-h_{i-1})$ PARA EL CENTRO DE MASA Y EL PUNTO A1-7 DEL MODELO 3, CON R=1,5.....	140

TABLA VIII.1.3.1.2. VALORES DE $\delta_i/(h_i-h_{i-1})$ PARA EL CENTRO DE MASA Y EL PUNTO A1-7 DEL MODELO 3, CON R=1,5. USANDO UN MODULO DE ELASTICIDAD DE 2.500 KGF/CM2 PARA LA MAMPOSTERIA.....	141
TABLA VIII.1.3.2.1. SUMATORIA DE CORTANTES EN LA BASE DE LAS COLUMNAS DE PB EN LOS SENTIDOS “X”, “-X” Y EN LA DIRECCIÓN Y DEL MODELO 3, CON R=1,5.....	143
TABLA VIII.1.3.3.1. CAPACIDAD DEL MODELO 3 EN EL SENTIDO “X”, APLICANDO LA COMBINACIÓN S0, CON R=1,5.....	145
TABLA VIII.1.3.3.2. CAPACIDAD DEL MODELO 3 EN EL SENTIDO “-X”, APLICANDO LA COMBINACIÓN S0, CON R=1,5.....	147
TABLA VIII.1.3.3.3. CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA EN LOS SENTIDOS “X”, “-X” Y EN LA DIRECCIÓN “Y” DEL MODELO 3, CON R=1,5.....	147
TABLA VIII.1.3.4.1. RELACIÓN DEMANDA/ CAPACIDAD EN LOS SENTIDOS “X”, “-X” Y EN LA DIRECCIÓN “Y” DEL MODELO 3, CON R=1,5.....	148
TABLA VIII.1.4.1.1. CAPACIDAD DEL MODELO 3.1 EN EL SENTIDO “X”, APLICANDO LA COMBINACIÓN S0, CON R=1,5.....	149
TABLA VIII.1.4.1.2. CAPACIDAD DEL MODELO 3.1 EN EL SENTIDO “-X”, APLICANDO LA COMBINACIÓN S0, CON R=1,5.....	150
TABLA VIII.1.4.1.3. CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA EN LOS SENTIDOS “X”, “-X” Y EN LA DIRECCIÓN “Y” DEL MODELO 3.1, CON R=1,5.....	151
TABLA VIII.1.4.2.1. RELACIÓN DEMANDA/ CAPACIDAD EN LOS SENTIDOS “X”, “-X” Y EN LA DIRECCIÓN “Y” DEL MODELO 3.1, CON R=1,5.....	151

TABLA VIII.1.5.1. DEMANDA/CAPACIDAD DE TODOS LOS MODELOS, CON R=1,5.....	152
TABLA VIII.2.1. DEMANDA/CAPACIDAD DE TODOS LOS MODELOS, CON R=1,0.....	154

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO V.4.1 – DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN LA DIRECCIÓN “X” Y CURVAS DE CORTE DE LAS COLUMNAS DE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	104
GRÁFICO V.4.2 – DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN LA DIRECCIÓN “Y” Y CURVAS DE CORTE DE LAS COLUMNAS DE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	104
GRÁFICO VII.4.1 – ESPECTRO DE DISEÑO UTILIZANDO R=1,0 Y R = 1,5.....	120
GRÁFICO VIII.1.1.3.1 – PROCEDIMIENTO PARA HALLAR EL MECANISMO DE FALLA Y EL MOMENTO EN DIRECCIÓN “X” CORRESPONDIENTE A LA CARGA AXIAL EN LA COLUMNA A1-1 DEL MODELO 1, CON R=1,5.....	134
GRÁFICO VIII.1.1.3.2 – PROCEDIMIENTO PARA HALLAR EL MECANISMO DE FALLA Y EL MOMENTO EN DIRECCIÓN “Y” CORRESPONDIENTE A LA CARGA AXIAL EN LA COLUMNA A1-1 DEL MODELO 1, CON R=1,5.....	135

ÍNDICE DE PLANOS

A-01 – PLANO DEL CONJUNTO DE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARDO.....	74
A-02 – PLANO DE PLANTA. NIVEL 0.00.....	75
A-03 – PLANO DE PLANTA. NIVEL 2.29.....	76
A-04 – PLANO DE PLANTA. NIVEL 5.8.....	77
A-05 – FACHADA FRONTAL. MODULO I.....	78
A-06 – FACHADA FRONTAL. MODULO II.....	79
A-07 – FACHADA POSTERIOR. MODULO I.....	80
A-08 – FACHADA POSTERIOR. MODULO II.....	81
A-09 – ALZADO A1 Y A2.....	82
A-10 – ALZADO B1 Y B2.....	83
A-11 – PÓRTICOS 1 Y 14.....	84
A-12 – PÓRTICOS 2 Y 13.....	85
A-13 – PÓRTICOS 3, 5 Y 7.....	86
A-14 – PÓRTICO 8.....	87
A-15 – PÓRTICO 9.....	88
A-16 – PÓRTICOS 4, 6 Y 11.....	89
A-17 – PÓRTICOS 10 Y 12.....	90
E-01 – LOSA PLANTA BAJA.....	92
E-02 – LOSA DE ENTREPISO.....	93
E-03 – LOSA DE TECHO.....	94
E-04 – ESQUEMA ESTRUCTURAL DE UN PÓRTICO TÍPICO.....	95

ÍNDICE DE FICHAS

FICHA V.4.1 – CARA ESTE. COLUMNA A2-14. NIVEL 1. U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	97
FICHA V.4.2 – CARA ESTE. NODO PÓRTICO 14 EN EL EJE A2. NIVEL 1. U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	98
FICHA V.4.3 – CARA ESTE. PARTE CENTRAL DE LA VIGA 14. NIVEL 1. U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	98
FICHA V.4.4 – CARA OESTE. COLUMNA B2-13. NIVEL 1. U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	99
FICHA V.4.5 – CARA SUR. COLUMNA B2-13. NIVEL 1. U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	99
FICHA V.4.6 – VIGA PLANA. NIVEL 1, EJE B2. U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	100
FICHA V.4.7 – CARA SUR. COLUMNA A2-13. NIVEL 2. U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	100
FICHA V.4.8 – CARA OESTE. COLUMNA B2-13. NIVEL 2. U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	101
FICHA V.4.9 – VIGA PLANA. NIVEL 2. U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO.....	101

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

I.1. – PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

I.1.1. – ANTECEDENTES

Desde el origen de la tierra, las placas tectónicas que la constituyen se encuentran en constante movimiento y cuando ocurre un choque entre éstas se producen cambios en el relieve terrestre y se libera energía, produciéndose un terremoto.

Venezuela es muy vulnerable a los movimientos telúricos, ya que a lo largo del Sistema Cordillera Venezolano coinciden las placas tectónicas del Caribe y Sudamericana, dando lugar a grandes sistemas de fallas como lo son el de Boconó, San Sebastián y El Pilar, los cuales a lo largo del tiempo han ocasionado en el país frecuentes movimientos sísmicos, que en algunos casos han sido de gran magnitud, poniendo en riesgo la estabilidad de las construcciones y la vida de las personas que en éstas se encuentran.

El ente encargado de dar a conocer la vulnerabilidad sísmica en Venezuela y promover estudios especializados en este tema es la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS). Esta institución, en conjunto con la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN), actualizaron en el año 1998 la norma 1756 de “Edificaciones Sismorresistentes”, la cual se revisó posteriormente en el año 2001. Dicha Norma (1756-2001) es utilizada actualmente en Venezuela para establecer los criterios de análisis y diseño en las edificaciones ubicadas en zonas que puedan ser afectadas por la ocurrencia de un sismo.

Según esta norma, el país está dividido en ocho zonas y la clasificación de éstas depende de la amenaza sísmica que presenten. De acuerdo a estudios realizados, se conoce que en el país un alto porcentaje de la población está ubicada en zonas de alto riesgo sísmico, donde se encuentran numerosas edificaciones escolares. Muestra de esto es que de las 28.000 escuelas, aproximadamente, que existen a nivel nacional, un 3,2% se encuentra en zonas de baja amenaza sísmica, 27,4% en zonas de moderada amenaza sísmica, 63,5% en zonas de elevada amenaza sísmica y 5,9% en zonas de muy alta amenaza sísmica [7].

Uno de los más claros ejemplos de esta situación fue el terremoto de Cariaco, el cual afectó la región noreste de Venezuela. Este terremoto de magnitud Ms 6.8, se produjo el día 9 de julio de 1997 en la población de Cariaco, Estado Sucre. Tuvo como consecuencia 74 muertos, 522 heridos y más de 2000 damnificados. El movimiento vibratorio provocó el desplome de, aproximadamente, 300 viviendas unifamiliares, construidas en su mayoría con paredes portantes de bahareque o de bloques de arcilla, además de cuatro (4) edificios de concreto armado, de los cuales dos (2) eran edificaciones educacionales. Una de las edificaciones escolares derrumbadas fue la escuela primaria “Valentín Valiente”, donde murieron cuatro estudiantes y una profesora y la otra era el liceo “Raimundo Martínez Centeno”, donde 18 personas perdieron la vida [8].

Entre las fallas que provocaron el colapso de la escuela primaria Valentín Valiente (escuela tipo Antiguo I), se encuentra la carencia de refuerzo transversal en vigas y columnas, lo cual originó que la estructura no pudiera desarrollar mecanismos de falla dúctil; poca rigidez y resistencia lateral en la dirección larga del edificio producto de no tener pórticos en esa dirección; poca capacidad para disipar energía debido a las deficiencias estructurales y el efecto de “columna corta”, lo cual fue determinante en el comportamiento estructural de la edificación [5].

Otro de los terremotos en el cual resultó afectada una escuela tipo “Antiguo I” (idéntica a la escuela primaria Valentín Valiente), fue el ocurrido en la población de Arenales, Estado Lara, en el mes de Agosto del año 1.991, donde la escuela “Ananías Cotte” sufrió una falla frágil por cortante en las columnas cortas del primer piso, poniendo en serio peligro la estabilidad estructural de la edificación [8]. Las fallas que se encontraron en esta estructura son similares a las ocurridas en la escuela Valentín Valiente de la población de Cariaco.

I.1.2. – MOTIVACIÓN

El problema en sí es que se ha olvidado la situación geográfica de Venezuela, se han desarrollado construcciones sin tomar en cuenta la vulnerabilidad ante un sismo de gran intensidad, lo que ocasionaría como resultado el colapso de dichas instalaciones y por consiguiente numerosas pérdidas de vida humana.

En vista de la necesidad de mejorar sismorresistentemente las escuelas existentes y construir nuevas escuelas que cumplan con la norma sísmica vigente, surge un proyecto de investigación denominado: “Reducción de Riesgos Sísmicos en Edificaciones Escolares”, llevado a cabo por el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Universidad Central de Venezuela (UCV), conjuntamente con la Fundación Venezolana de Ingeniería Sísmica (FUNVISIS) y la Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE). Este proyecto consta de varias etapas; la primera es identificar y clasificar las escuelas existentes en Venezuela, en función de su vulnerabilidad sísmica; luego se debe determinar los niveles de riesgo a los que están expuestas y, por último, proponer medidas de mitigación a fin de disminuir el riesgo hasta niveles estipulados en las normas de diseño sismorresistentes vigentes, optimizando los costos de construcción y minimizando la interrupción en el proceso escolar.

La presente investigación se desarrollará con la finalidad de evaluar el riesgo sísmico presente en una edificación escolar tipo Antiguo I (similar a la escuela Valentín Valiente, la cual colapsó en el terremoto de Cariaco de 1.997), para conocer su comportamiento y vulnerabilidad en caso que ocurriera un sismo y con el propósito de informar y prevenir a la población que sería potencialmente afectada.

I.2. – OBJETIVOS

I.2.1. – OBJETIVO GENERAL

Evaluar el riesgo sísmico de la U.E. “Luís Alejandro Alvarado”, ubicada en Cagua, Estado Aragua.

I.2.2. – OBJETIVOS ESPECÍFICOS

I.2.2.1. - Realizar un levantamiento general de la edificación.

I.2.2.2. - Desarrollar los planos de arquitectura y estructura de la edificación.

I.2.2.3. - Desarrollar modelos matemáticos representativos del edificio.

I.2.2.4. - Determinar la respuesta de la edificación ante los sismos definidos en la norma COVENIN 1756-2001.

I.2.2.5. - Evaluar el riesgo sísmico de la edificación.

I.2.2.6.- Recomendar algunas soluciones conceptuales para reforzar la estructura.

I.3. – APORTES

El tema de riesgo sísmico es, actualmente, de suma importancia en la ingeniería ya que todos los estudios realizados en el mismo, ayudan a que las normas sismorresistentes para la construcción se adecuen cada vez más a la zona y tipo de construcción, evitando así poner en riesgo la vida de las personas. Además contribuye como base a proyectos o trabajos especiales de grado relacionados con este tema, que se realicen en un futuro.

Este proyecto en específico, tiene una gran importancia y utilidad en el país, debido que al ser finalizado se conocerán fallas existentes en las estructuras tipo “Antiguo I” y de esta manera se podrán dar soluciones estructurales que disminuyan el riesgo sísmico en estas escuelas, protegiendo la vida de todos los estudiantes y personal que se encuentre en dichas edificaciones, evitando la pérdida de vidas que puedan suscitarse ante la ocurrencia de un evento sísmico.

El trabajo es considerado un aporte para la realización del proyecto de investigación denominado “Reducción de Riesgos Sísmicos en Edificaciones Escolares en Venezuela”, ya que el mismo da lugar a una de las primeras investigaciones realizadas en escuelas Antiguo I. Se aportará información de suma importancia en cuanto a comportamiento sísmico y se darán recomendaciones para el ajuste adecuado de una estructura tipo Antiguo I, ante la ocurrencia de un terremoto.

Como parte de las actividades a seguir para la realización de la tesis, se encuentra la elaboración de planos arquitectónicos y estructurales detallados de la edificación. Estos planos y toda la demás información expuesta en este trabajo, servirá de base para la realización de proyectos de adecuación sismorresistente y futuras investigaciones relacionadas con el riesgo sísmico en edificaciones escolares, especialmente del tipo “Antiguo I”.

I.4. – ALCANCES Y LIMITACIONES

Se conocerá, en forma más amplia, la influencia de la actividad sísmica en estructuras y más específicamente en edificaciones escolares tipo Antiguo I. Se realizará la evaluación de una edificación de este tipo, para observar como se comporta y así poder dar resultados que contribuyan a reducir el riesgo sísmico de dicha construcción. De esta manera se contribuye con la sociedad que en este lugar hace vida, preservando su integridad física en caso que ocurriera un sismo.

También se tendrá un alcance de gran importancia al aportar información del modelo en estudio al Proyecto “Reducción de Riesgos Sísmicos en Edificaciones Escolares en Venezuela”, que se realiza estudiando edificaciones escolares de todo el territorio nacional y que busca reducir el riesgo al que estas escuelas se encuentran expuestas; además de promover la construcción de nuevas instituciones seguras ante terremotos.

La principal limitante encontrada es que existen numerosas instituciones educativas tipo Antiguo I a nivel nacional y no se pueden estudiar todas. En vista de esto, se decidió visitar el Estado Aragua ya que se tenía el conocimiento que en dicha entidad existen escuelas tipo Antiguo I y de las tres (3) instituciones visitadas se escogió la “U.E. Luis Alejandro Alvarado”, ubicada en Cagua, por presentar mayor deterioro en sus instalaciones.

Una vez seleccionada la edificación a estudiar, se presentó el inconveniente que no existían planos, ni arquitectónicos, ni estructurales, de la institución, por lo que hubo que realizar un levantamiento de la edificación para generar los planos que fuesen necesarios. En el caso de los detalles estructurales, éstos no se conocen totalmente, pero por ser una escuela idéntica en geometría y de la misma época de construcción a la Valentín Valiente (Cariaco), la cual ya ha sido estudiada y se conocen completamente los detalles estructurales, se tomó como referencia la

información que se conoce de la mencionada escuela en los casos que fuese necesario.

I.5 – CONTENIDO

Capítulo II

Presenta toda la información conceptual relacionada de forma directa con este trabajo. Contiene los principios y fundamentos que sustentan las suposiciones o afirmaciones tomadas en cuenta para la elaboración del trabajo especial de grado.

Capítulo III

Describe las actividades que se realizaron y el procedimiento utilizado para llevar a cabo la presente investigación, explicando todos los pasos que se siguieron para la obtención del resultado final.

Capítulo IV

Se describen las diferentes escuelas visitadas, analizando sus semejanzas y diferencias.

Capítulo V

Para este capítulo se recopiló toda la información necesaria para el análisis estructural de la Unidad Educativa “Luís Alejandro Alvarado”. Esto incluye el detallado de la estructura, el levantamiento arquitectónico y estructural y la descripción de los materiales que conforman la edificación. Agregando además, los diagramas de interacción de las columnas.

Capítulo VI

Se explica como se identificó el nivel de diseño que presenta la estructura, a través del análisis del capítulo 18 de la norma COVENIN 1753-87 “Estructuras de

concreto armado para edificaciones análisis y diseño” [4] y también utilizando información encontrada en la tabla C-12.1 “Orientación para la selección de los niveles de diseño presente”, del capítulo 12 de la norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones sismorresistentes” [3].

Para la escogencia del factor de reducción de respuesta (R), se estudiará en un primer caso el factor de reducción encontrado en la escuela Valentín Valiente y en un segundo caso se hará uso de la información referenciada en el capítulo 12 de la Norma 1756-2001.

Capítulo VII

En esta sección se presenta el análisis sísmico necesario para realizar el modelado de la estructura. Esto incluye el análisis de cargas presentes en la estructura, el cálculo de los centros de masa de las losas, las cargas sobre vigas, los espectros de diseños utilizados y las combinaciones de carga. También se incluye la descripción de los diferentes modelos matemáticos que se analizaron en la investigación.

Capítulo VIII

Este capítulo presenta los resultados obtenidos del análisis de los modelos estudiados, con los diferentes factores de reducción (R) utilizados. Para cada modelo se hallaron desplazamientos máximos, demanda, capacidad y la relación demanda/capacidad. Además de analizar los resultados, se proponen soluciones conceptuales para el reforzamiento estructural de la edificación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

II.1. – SISMO

Movimiento brusco de la corteza terrestre originado por fuerzas que se deben a la liberación súbita de energía acumulada en el interior de la tierra, por un reacomodo de ésta. La liberación de esta energía se efectúa principalmente por la ruptura de las zonas deformadas y al ocurrir esta ruptura, la energía almacenada se libera en forma de ondas elásticas que se transmiten por el interior o por la superficie de la tierra, causando vibraciones y oscilaciones del material a través del cual se propagan.

Los sismos o terremotos constituyen una importante amenaza, de carácter recurrente, que afecta los centros urbanos, por lo cual al realizar el análisis detallado de los factores que se involucran en una obra civil, la acción de éstos debe ser tomada en cuenta. La Norma COVENIN 1756 “Edificaciones Sismorresistentes” [3], establece como requerimientos mínimos del diseño antisísmico lo siguiente:

- Las estructuras no deben sufrir daños bajo la acción de sismos menores.
- Deben resistir sismos moderados con algunos daños, económicamente reparables en elementos no estructurales.
- Deben resistir sismos intensos sin colapsar, aunque presenten daños estructurales importantes.

II.2. – MECANISMOS DE FALLA

Un mecanismo de falla se presenta cuando los elementos estructurales agotan su capacidad portante debido a una sollicitación dada. Estos mecanismos pueden ser de dos tipos: dúctil o frágil.

II.2.1. –MECANISMOS DE FALLA DÚCTIL

Es aquella falla que se presenta cuando las solicitaciones que están actuando sobre la estructura agotan la capacidad resistente para la cual está diseñada, teniendo como característica grandes deformaciones en los elementos, lo cual da una amplia advertencia de falla y mantiene la capacidad de transmisión de carga, impidiendo el desplome total.

Las estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico deben diseñarse para que presenten este tipo de falla, buscando un comportamiento elástico ante sismos moderados y confiando en la disponibilidad de suficiente ductilidad y capacidad de disipar energía ante un sismo intenso, para permitir a la estructura sobrevivir sin llegar al colapso.

Para asegurar el comportamiento dúctil, se debe prestar gran atención a los detalles, tales como: cuantía de refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, anclaje de refuerzo y confinamiento del concreto, para así evitar las fallas frágiles.

II.2.2. – MECANISMOS DE FALLA FRÁGIL

Una falla frágil es aquella que se genera de forma repentina, debido a que los elementos estructurales presentan un agotamiento instantáneo al ver sobrepasada su capacidad resistente, sin antes haber permitido deformaciones que puedan disipar la energía.

Estos mecanismos de fallas ocurren principalmente por falta de detallado en los elementos estructurales, además del desconocimiento acerca del comportamiento de los materiales que los conforman.

Dentro de las fallas frágiles que se pueden producir en el concreto armado, se nombrarán los siguientes casos:

- Exceso de cuantía de refuerzo longitudinal: El acero longitudinal le proporciona la ductilidad al elemento y si hay un exceso de éste, ocasiona que el concreto se triture antes que ceda el acero.
- Pandeo local del acero longitudinal: Cuando una columna está sometida a cargas de compresión muy altas y posee escasez de ligaduras, se producirá pandeo en el acero longitudinal, produciendo un desprendimiento del concreto.
- Poca capacidad a corte: Cuando un elemento estructural está sometido a fuerzas cortantes muy altas y no posee suficiente acero transversal, es decir que el concreto no está bien confinado por no tener el espaciamiento adecuado, se producirá una falla a corte.
- Fenómeno de columna corta: Se origina por una disminución en la longitud efectiva de una columna debido a un confinamiento por medio de paredes de mampostería o muros de concreto armado (Figura II.2.2.1), lo cual aumenta su rigidez originando una concentración de fuerzas cortantes en dicha columna y si no se toman las previsiones del caso se tendrá una falla frágil.

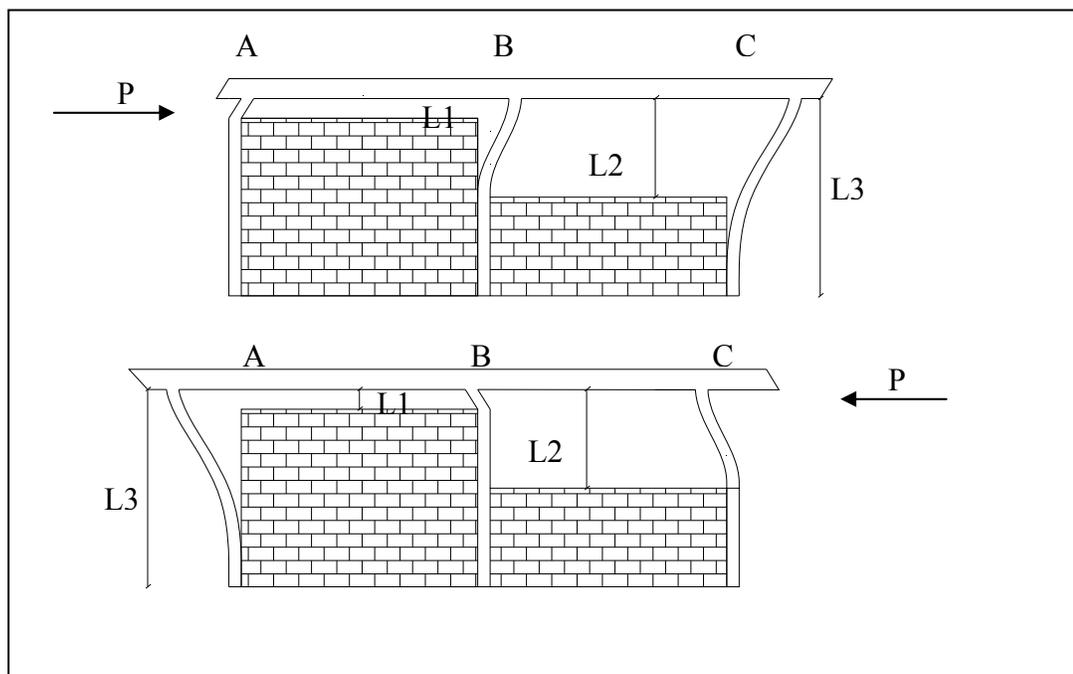


Figura II.2.2.1. Ejemplo longitud efectiva de columnas.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura II.2.2.1 se observa como las paredes pueden disminuir la longitud efectiva de una misma columna al aplicar una misma fuerza, pero con un sentido contrario. Por ejemplo, al aplicar una fuerza P hacia la derecha, la columna A se comporta como corta, con una longitud efectiva $L1$, que es la medida que le queda a ésta por encima de la pared, mientras que si se aplica la misma fuerza hacia la izquierda ésta columna no tiene ninguna pared que le restrinja el movimiento, por lo que no presenta el fenómeno de columna corta y su longitud efectiva es $L3$. Para el caso de la columna B, ésta se comporta como corta en ambos casos, pero cuando se ejerce la fuerza dirigida hacia el lado derecho su longitud efectiva es $L2$, en cambio al aplicar la fuerza P hacia la izquierda su longitud efectiva es $L1$. La columna C es larga si la fuerza actuante está dirigida hacia la derecha, ya que al no tener ningún obstáculo de ese lado, puede desarrollar toda la deformación permitida a lo largo de su longitud efectiva $L3$ y para la fuerza aplicada hacia el lado izquierdo, se comporta como corta con una longitud efectiva $L2$.

Es importante mencionar que cuando las columnas A y B se deforman con una longitud efectiva igual a $L1$, el mecanismo de falla que gobierna es la deformación por corte, mientras que en los otros casos gobiernan las deformaciones por flexión.

II.3. – DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

Es el lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con los que un elemento puede alcanzar su resistencia última. Para la obtención del diagrama se debe conocer la geometría de la sección, incluyendo la calidad del concreto y del acero, así como la cantidad y ubicación del acero longitudinal en el elemento.

A continuación se presenta un esquema del diagrama con sus características más relevantes (Figura II.3.1):

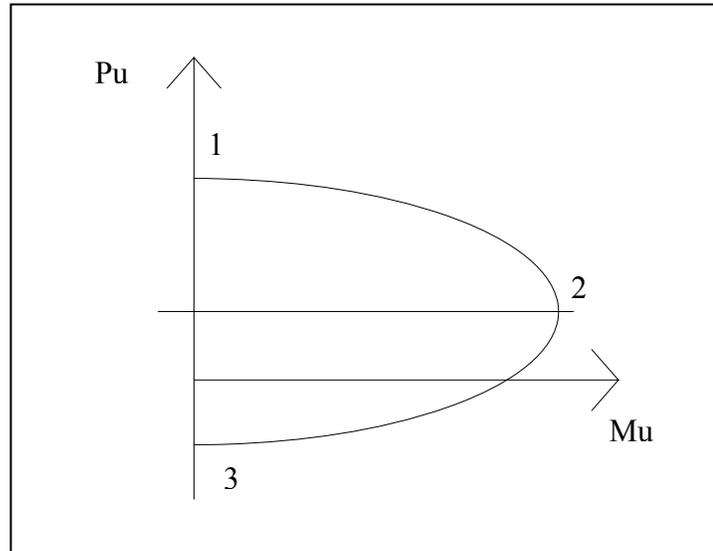


Figura II.3.1. Esquema de un Diagrama de Interacción.
Fuente: Elaboración Propia.

El punto 1 representa la falla de la columna con una carga axial únicamente en compresión; el punto 2 representa la falla balanceada, en donde al mismo tiempo el concreto en su fibra extrema a compresión alcanza su deformación última y el acero a tracción comienza con la cadencia y el punto 3 representa la falla a una carga axial máxima en tracción. La falla comprendida entre los puntos 1 y 2 es llamada en compresión y entre los puntos 2 y 3 es una falla en tracción.

Las fuerzas en el acero vienen dadas por:

$$\text{si } \epsilon_s < f_y/E_s \Rightarrow F = A_s \cdot \epsilon_s \cdot E_s$$

$$\text{si } \epsilon_s > f_y/E_s \Rightarrow F = A_s \cdot f_y$$

Donde:

ϵ_s = Deformación unitaria en el acero.

f_y = Esfuerzo en el acero.

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

La fuerza de compresión en el concreto viene dada por:

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b$$

Donde:

f'_c = Esfuerzo en el concreto.

$\beta_1 = 0,85$ para $f'_c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2$

c = Distancia desde el eje neutro hasta la fibra comprimida.

b = Ancho de la columna.

La fuerza axial total de la columna sería:

$$P_u = C + \sum_i^n F_c - \sum_i^n F_t$$

Donde:

F_c = Reacción generada por las cabillas a compresión.

F_t = Reacción generada por las cabillas a tracción.

El momento último se toma alrededor del centroide plástico, que es el punto en donde se aplicará una fuerza axial y solo se produciría tracción o compresión pura según sea el caso, y viene dada por la siguiente expresión:

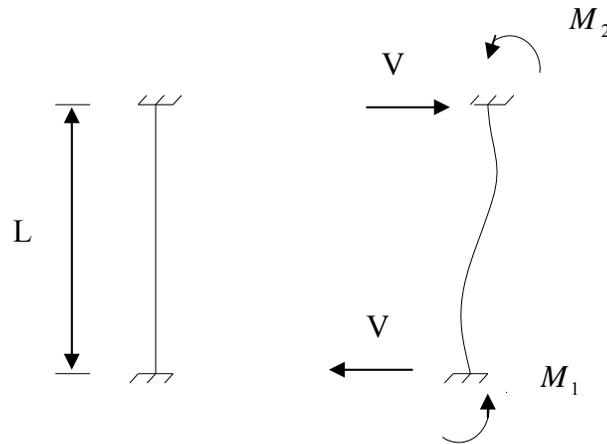
$$M_u = C * b_c \pm \sum_i^n F_i * b_i$$

Donde:

b_i = Es el brazo de aplicación de la fuerza con respecto al centroide plástico.

II.4. – MÁXIMA CAPACIDAD A CORTE DE UNA COLUMNA

En una columna el momento último puede quedar condicionado por la máxima capacidad a corte que ella pueda desarrollar, en función de la altura libre de la columna.



$$V = \frac{(M_1 + M_2)}{L} \quad (II.4.1) \quad \Rightarrow \text{tomando que } M_1 = M_2 = M_s \quad \Rightarrow V = \frac{2 * M_s}{L} \quad (II.4.2)$$

$$\Rightarrow M_s = \frac{V * L}{2} \quad (II.4.3)$$

Donde:

L = Longitud libre de columna.

$V = V_c + V_s$ = Máximo corte que puede desarrollar la columna.

V_c = Es el máximo corte que puede aportar el concreto.

V_s = Es el máximo corte que puede aportar el acero transversal.

El valor de V_c y V_s está dado en la Norma COVENIN 1753-87 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones: Análisis y Diseño” [4], en la cual se especifica lo siguiente:

Para elementos sometidos a compresión:

$$V_c = 0,53 * \left(1 + 0,007 * \frac{N_u}{A_g} \right) * \sqrt{f_c} * b * d$$

Para elementos sometidos a tracción:

$$V_c = 0,53 * \left(1 + \frac{Nu}{35 * A_g} \right) * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} \Rightarrow \text{Es independiente de la zona en estudio}$$

De esta manera se puede construir un diagrama Pu contra Ms (Figura II.4.1).

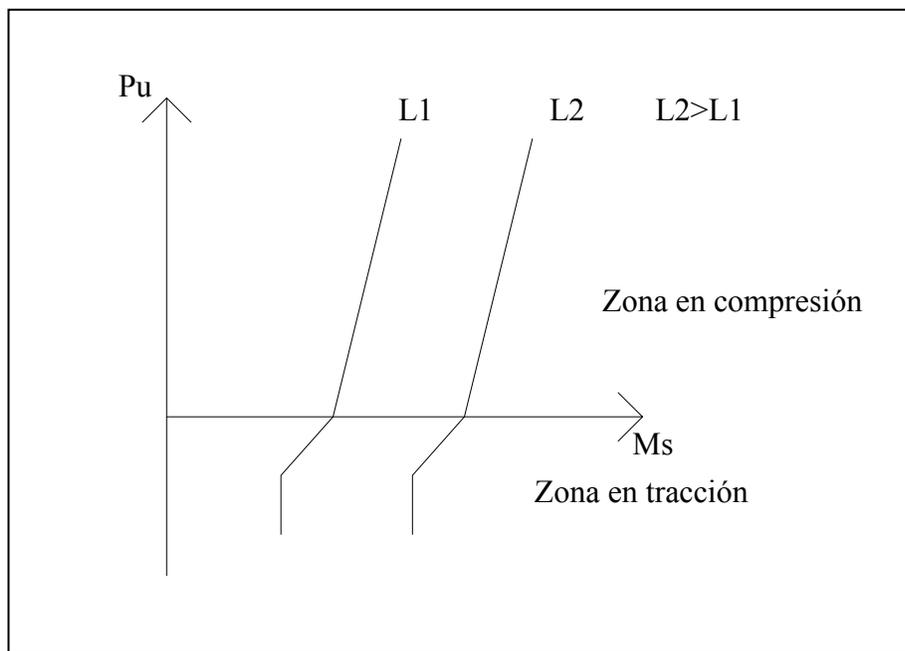


Figura II.4.1. Diagrama de Corte de una columna.
Fuente: Elaboración propia.

Para obtener la verdadera capacidad de una columna hay que superponer los dos tipos de diagramas, obteniendo el siguiente (Figura II.4.2):

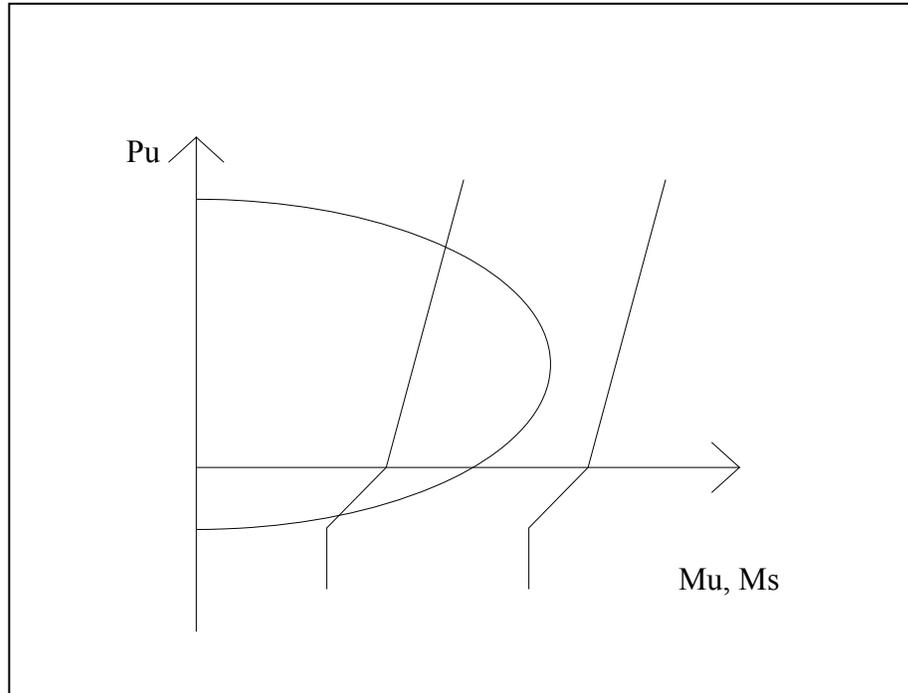


Figura II.4.2. Diagrama para obtener la capacidad de una columna.
Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO III

MÉTODO Y ACTIVIDADES

En el presente trabajo especial de grado se evaluará el comportamiento de una edificación escolar que se corresponde con una estructura tipo Antiguo I.

En el mes de Julio del año 2006 se visitaron tres institutos educacionales del tipo Antiguo I, ubicados en el Estado Aragua y a través de las observaciones realizadas se obtuvo la información necesaria para llevar a cabo el levantamiento fotográfico y geométrico de estas instituciones.

De las escuelas visitadas se escogió la “Unidad Educativa Luis Alejandro Alvarado”, ubicada en Cagua, Estado Aragua, para realizar el modelado de dicha estructura y evaluar su comportamiento ante un sismo especificado en la Norma COVENIN 1756-2001 de “Edificaciones Sismorresistentes” [3], según la cual la estructura se encuentra en una zona de riesgo sísmico 4.

Para alcanzar los objetivos planteados se realizaron las siguientes actividades como parte del método a seguir:

- III.1 Preparación previa:** Fue la primera etapa del proyecto, la cual requirió la introducción en dicha investigación a través de lecturas, discusiones de artículos relacionados con el proyecto y reuniones con el tutor. También en esta etapa se escogió el tipo de edificación escolar a evaluar, en este caso: Antiguo I. Además se seleccionó toda la información necesaria para el desarrollo del tema de la evaluación de riesgo sísmico en edificaciones escolares.

- III.2 Selección y visita de la escuela a evaluar:** Basando la escogencia de la escuela en las condiciones en que se encontraban las edificaciones visitadas, se escogió como objeto de estudio la “Unidad Educativa Luis Alejandro Alvarado”,

ubicada en Cagua, Estado Aragua, ya que de las tres inspeccionadas fue la que presentó mayor deterioro; lo que la hace más vulnerable ante la acción de un sismo.

III.3 Levantamiento de un archivo fotográfico: En las visitas realizadas a las instituciones se tomaron una serie de fotos que permiten identificar las cuatro fachadas (Norte, Sur, Este y Oeste), columnas, vigas, losas, escaleras, tipos de paredes, estructuras anexas y cualquier otro detalle que caracterice a la escuela. En cada fotografía los elementos quedaron identificados con el nivel donde se obtuvo la imagen y/o cualquier otra información necesaria para ubicarla posteriormente. Después de identificar todas las fotografías se levantó un informe, en el cual se encuentran éstas con sus nombres y demás información que sea de utilidad para la realización de planos o para la observación de detalles referentes a la institución de estudio. Se realizó un archivo fotográfico para cada una de las escuelas visitadas.

III.4 Levantamiento geométrico de la edificación: En las visitas realizadas también se dibujaron croquis a mano, tomando nota de las distancias entre ejes de columnas, alturas de entrepisos, secciones de vigas y columnas, alturas de losas, alturas y espesores de paredes, aberturas de puertas y ventanas, entre otras.

III.5 Identificación de los materiales que componen el edificio: Esta actividad se realizó para reconocer los materiales que constituyen la edificación en estudio. Para identificar la mampostería existente (bloques de arcilla, bloques de concreto, ladrillos, etc.) bastó con la observación realizada en la visita del mes de Julio del año 2006, mientras que para identificar la localización y separación, tanto de los aceros principales como del refuerzo transversal, en los elementos estructurales, se requirió de una segunda visita, la cual se desarrolló en conjunto con el personal técnico del Instituto de Materiales y Modelos

Estructurales (IMME), quienes ayudaron en la utilización del detector de metales; instrumento que permite conocer la disposición del acero existente dentro de las columnas y vigas.

III.6 Elaboración de planos: Para elaborar los planos se procesó la información obtenida en el levantamiento fotográfico y geométrico de la estructura, así como también la proveniente de la identificación de los materiales que componen el edificio, dando como resultado los planos estructurales y de arquitectura en 2D. Esta actividad, al igual que el levantamiento de un archivo fotográfico, se realizó para todas las instituciones visitadas.

III.7 Taller sobre el uso del Programa Sap2000: Se recibieron clases de instrucción acerca del uso del programa Sap2000, el cual permite modelar matemáticamente la estructura en estudio, obteniendo de éste las solicitaciones que se presentan en la estructura al aplicar determinadas fuerzas, ya sean gravitatorias o de sismos.

III.8 Elaboración de modelos matemáticos: Utilizando el programa Sap2000, se elaboraron tres modelos matemáticos: el modelo 1, constituido por los pórticos de la edificación, utilizando su inercia gruesa (I_g); el modelo 2, con los mismos elementos que el modelo 1, pero utilizando una inercia reducida de $0,4I_g$ para las vigas y $0,6I_g$ para las columnas; el modelo 3, en el cual la estructura está compuesta por los pórticos, con la misma inercia reducida que se usó en el modelo 2, agregando además aquellas paredes que puedan intervenir en el comportamiento estructural del edificio.

Para la realización de todos los modelos fue necesario calcular previamente el peso por encima del nivel base y el centro de masa de la losa de entepiso y de la losa techo. Para estimar los pesos unitarios de los materiales se

utilizó la Norma COVENIN 2002-88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones” [2].

También fue necesario determinar el factor de reducción de respuesta (R), ya que dependiendo de éste último se construye el espectro de diseño. Para esto se tomaron en cuenta las consideraciones especificadas en la Norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”.

III.9 Análisis dinámico del edificio: Una vez realizados los distintos modelos de la estructura se determinó su respuesta dinámica utilizando el método de Análisis Espacial con Tres Grados de Libertad por Nivel, especificado en el Capítulo 9 la Norma COVENIN 1756. En particular, se determinaron los desplazamientos de cada piso, las derivas de cada entrepiso, la fuerza cortante en la base para determinar la demanda y la carga axial en las columnas, a partir de la cual, utilizando el diagrama de interacción correspondiente, se determinó la capacidad de la estructura.

La capacidad de cada entrepiso se determinó suponiendo modos de falla probables en las columnas.

III.10 Determinación del Riesgo Sísmico: Para determinar el riesgo sísmico que presenta la estructura se compararon las derivas obtenidas de los modelos con los valores máximos establecidos en el Capítulo 10 “Control de los desplazamientos” de la Norma 1756-2001 “Edificaciones sismorresistentes”. También se calcularon las relaciones demanda/capacidad de la estructura para cada modelo.

III.11 Recomendaciones para la adecuación sismorresistente: Una vez analizados los resultados obtenidos, se propuso, de forma conceptual, alternativas para

mejorar la confiabilidad a sismos del edificio en estudio y reducir los riesgos hasta niveles compatibles con las normas vigentes.

CAPÍTULO IV

ESCUELAS TIPO ANTIGUO I

Las escuelas tipo Antiguo I existen en Venezuela desde hace, aproximadamente, 50 años. Debido a su antigüedad, la mayoría de éstas presentan daños en su estructura y las condiciones en que se encuentran no son las apropiadas para albergar a niños y docentes en ellas.

Estas edificaciones escolares están constituidas por dos módulos iguales, separados por una junta. Cada uno de los módulos está constituido por siete pórticos en la dirección corta y no presentan vigas altas en la dirección larga, lo que quiere decir que no existen vigas o las que existen son planas. La estructura es de dos plantas y la escalera que las comunica se encuentra apoyada en el extremo de uno de los módulos.

Hasta los momentos se han identificado 94 escuelas de este tipo en Venezuela, según la Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE), de las cuales 22,59% están ubicadas en el Estado Nueva Esparta, 15,05% en Monagas, 12,90% en el Estado Bolívar y el resto se encuentran distribuidas en otros estados del territorio nacional. La discriminación por estado está expuesta más detalladamente en la tabla IV.1.

ESTADO	TOTAL	
Apure	1	1,06%
Aragua	3	3,19%
Barinas	5	5,32%
Bolívar	12	12,77%
Cojedes	2	2,13%
Guárico	4	4,26%
Lara	1	1,06%

Mérida	3	3,19%
Miranda	4	4,26%
Monagas	14	14,89%
Nueva Esparta	21	22,34%
Portuguesa	8	8,51%
Sucre	7	7,45%
Táchira	1	1,06%
Trujillo	3	3,19%
Yaracuy	2	2,13%
Zulia	3	3,19%
Total	94	100%

Tabla IV.1. Cantidad y ubicación de escuelas tipo Antiguo I en Venezuela.
Fuente: Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE).

Ante la imposibilidad de evaluar en sitio todas las escuelas tipo antiguo I existentes en el país, sólo se escogió una y en base a ésta se realizaron todas las mediciones y cálculos necesarios para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estas estructuras.

En el mes de Julio del año 2006, se visitaron tres institutos educacionales, del tipo Antiguo I, ubicados en el Estado Aragua: la Escuela Básica Rafael Briceño Ortega, la U.E. José Rafael Revenga y la U.E. Luís Alejandro Alvarado. De las instituciones mencionadas se obtuvo información en sitio, en cuanto a su arquitectura y estructura, para compararlas entre sí.

La edificación escolar escogida para realizar la evaluación del riesgo sísmico fue la U.E. Luís Alejandro Alvarado, ubicada en la localidad de Cagua, en vista de que presentó mayor deterioro cuando se realizaron las visitas, lo que la hace más vulnerable ante un sismo. Adicionalmente se seleccionó, por tener una gran similitud

con la Escuela Valentín Valiente, la cual colapsó ante la ocurrencia del terremoto de Cariaco del 9 de Julio de 1997.

IV.1. – U.E.N. JOSÉ RAFAEL REVENGA

La Unidad educativa José Rafael Revenga (Figura IV.1.1) se encuentra ubicada en Turmero, Municipio Mariño, Estado Aragua.



Figura IV.1.1. Imagen satelital de la U.E.N. José Rafael Revenga.
Fuente: Google Earth (10°13'32.99"N; 67°28'31.23"O).

Está constituida por dos edificios idénticos, ubicados uno enfrente del otro (Figura IV.1.2, IV.1.3 y IV.1.4). Cada edificio está constituido por dos módulos iguales, alineados entre sí, que se encuentran separados mediante una junta de construcción (Figura IV.1.5). Cada módulo tiene 3 salones en cada piso, un total de 6 por módulo, 12 por cada edificio.

Los módulos constan de siete pórticos en la dirección corta y no tienen vigas altas en la dirección larga.

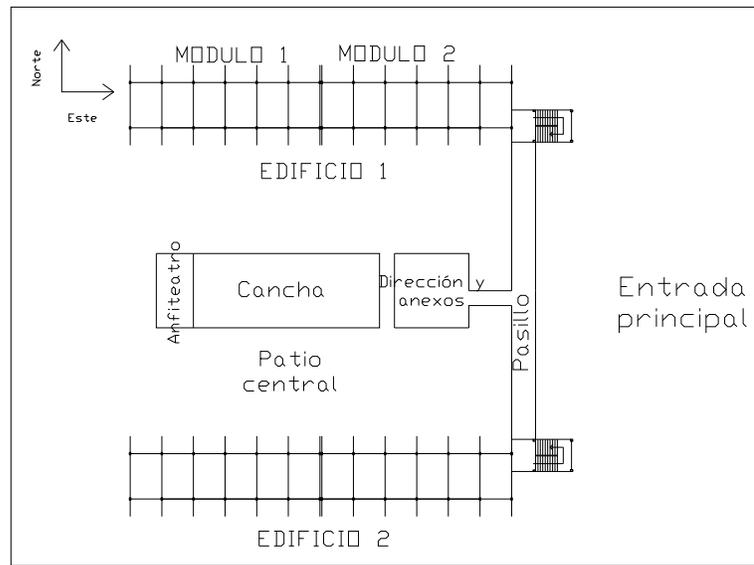


Figura IV.1.2. U.E.N. José Rafael Revenga. Esquema del Conjunto.
Fuente: Elaboración propia.



Figura IV.1.3. U.E.N. José Rafael Revenga. Edificio I.
Fuente: Elaboración propia.



Figura IV.1.4. U.E.N. José Rafael Revenga. Edificio II.
Fuente: Elaboración propia.



Figura IV.1.5 U.E.N. José Rafael Revenga. Edificio I. Planta Alta.
Junta de construcción que separa los módulos.
Fuente: Elaboración propia.

Ambos edificios se encuentran conectados mediante un pasillo en el cual se ubican los baños. En la institución también existe un patio central en el que se encuentra un anfiteatro y una cancha (Figura IV.1.6).



Figura IV.1.6. U.E.N. José Rafael Revenga. Anfiteatro y cancha ubicados en el patio central.
Fuente: Elaboración propia.

Cada edificio consta de dos plantas y la escalera que las comunica se encuentra ubicada en uno de los extremos de cada edificio. En el descanso de la planta superior de las escaleras, la pared que da hacia el pasillo está constituida por bloques de ventilación y del lado opuesto solo existe una reja (Figura IV.1.7).



Figura IV.1.7. U.E.N. José Rafael Revenga. Edificio II. Planta Baja.
Escalera que comunica las plantas del edificio.
Fuente: Elaboración propia.

Mediante las observaciones realizadas, se pudo notar que las paredes son de bloques de arcilla y el espesor del friso es de, aproximadamente, 4 cm. (Figura IV.1.8).



Figura IV.1.8. U.E.N. José Rafael Revenga. Edificio I. Planta Baja.
Se observan los bloques de arcilla y el friso de las paredes.
Fuente: Elaboración propia.

La altura de entrepiso es de 2.90 m. y la de las paredes existentes en la fachada principal es de 1,80 m. Esto evidencia, claramente, la presencia de columnas cortas. El espesor de la losa es de 25 cm., las paredes tienen 20 cm. de ancho. La sección típica de las columnas es de 20x30 cm. y la distancia entre columnas, de eje a eje, es de 4,25 m. La sección típica de las vigas es de 20 X 65 cm.

El piso de los salones es de granito. En cada aula hay un escritorio de concreto empotrado en el piso y un banquito, también de concreto, empotrado en dos de las columnas internas del salón. (Figura IV.1.9). El tope superior del banquito está a una altura de 62 cm. del piso. Las puertas tienen 1,10 m. de ancho y 2,10 m. de altura.



Figura IV.1.9. U.E.N. José Rafael Revenga. Edificio I. Planta Baja.
Escritorio de concreto empotrado al piso y banquito
de concreto empotrado a las columnas.
Fuente: Elaboración propia.

La fachada Norte del Edificio I está constituida por bloques de ventilación, al igual que la fachada Sur del Edificio II (Figura IV.1.10).



Figura IV.1.10. U.E.N. José Rafael Revenga. Edificio II. Planta Baja.
Fachada Sur. Se observan los bloques de ventilación.
Fuente: Elaboración propia.

En la fachada oeste de ambos edificios, se observa claramente la separación física entre la columna y la pared (Figura IV.1.11).



Figura IV.1.11. U.E.N. José Rafael Revenga. Edificio II. Planta Baja.
Fachada Oeste. Se observa la separación física entre la columna y la pared.
Fuente: Elaboración propia.

Es importante mencionar el deterioro que presentan las instalaciones de esta institución, ejemplo de esto es el levantamiento del friso producido por la humedad, la corrosión de aceros y las grietas que evidencian la separación de paredes y columnas (Figura IV.1.12). La estructura presenta tal deterioro que en una de las columnas de la planta baja se pudo observar la separación del refuerzo transversal (15 cm.) (Figura IV.1.12).



Figura IV.1.12. U.E.N. José Rafael Revenga. Edificio I. Planta Baja. Fachada Oeste. Se observa el levantamiento del friso, la corrosión del acero transversal y su separación (15 cm.).

Fuente: Elaboración propia.

IV.2. – UNIDAD EDUCATIVA RAFAEL BRICEÑO ORTEGA

La Escuela Rafael Briceño Ortega se encuentra ubicada en Santa Cruz, Municipio José Angel Lamas, Estado Aragua (Figura IV.2.1). Según información suministrada por el director de la escuela para el momento de la visita, el Prof. Arturo Martínez, la misma fue construida en el año 1.958.



Figura IV.2.1. Imagen satelital de la U.E. Rafael Briceño Ortega.
Fuente: Google Earth (10°10'48.46"N; 67°30'38.38"O).

Esta institución está conformada por un sólo edificio, el cual posee la misma distribución, diseño y características geométricas y estructurales que los edificios de la U.E. José Rafael Revenga, es decir, está constituido por dos módulos iguales, alineados entre sí, que se encuentran separados mediante una junta de construcción y cada módulo consta de siete pórticos en la dirección corta y no tiene vigas altas en la dirección larga (Figura IV.2.2 y IV.2.3).



Figura IV.2.2. U.E. Rafael Briceño Ortega. Edificio único.
Fuente: Elaboración propia.



Figura IV.2.3 U U.E. Rafael Briceño Ortega. Edificio único. Planta Alta.
Junta de construcción que separa los módulos.
Fuente: Elaboración propia.

Dicho edificio se comunica a través de un pasillo, a un conjunto de anexos pertenecientes a la escuela (baños, salones, dirección, oficinas). Entre los anexos y el edificio se encuentra el patio central, en el que hay un anfiteatro y una cancha que está apoyada en la losa del edificio (Figuras IV.2.4 y IV.2.5).

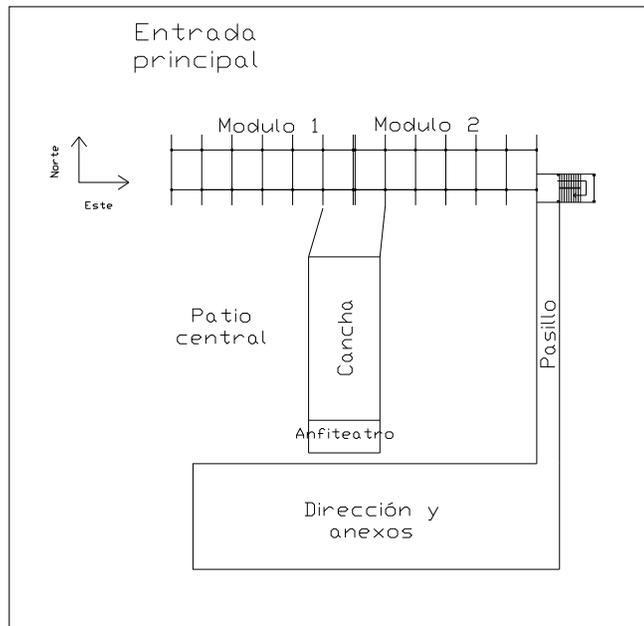


Figura IV.2.4. U.E. Rafael Briceño Ortega. Esquema del conjunto.
Fuente: Elaboración propia.



Figura IV.2.5. U.E. Rafael Briceño Ortega. Edificio único. Se observa la cancha apoyada en la losa del edificio.

Fuente: Elaboración propia.

Igual que en la U.E.N. José Rafael Revenga se encontró el detalle del banco de concreto que está empotrado a dos columnas en cada salón, pero no hay escritorios de concreto empotrados al piso (Figura IV.2.6).



Figura IV.2.6. U.E. Rafael Briceño Ortega. Edificio único. Planta Baja. Se observa el banco de concreto empotrado a las columnas.

Fuente: Elaboración propia.

Las paredes de esta edificación también son de bloques de arcilla frisados.

A diferencia de la primera edificación descrita, las paredes pertenecientes a la fachada posterior del edificio sólo tienen bloques de ventilación de cierta altura hacia arriba, a diferencia de las otras que estaban totalmente construidas con este tipo de bloques (Figura IV.2.6).

Esta unidad educativa se encuentra en mejores condiciones que la U.E.N. José Rafael Revenga.

IV.3. – U.E. LUÍS ALEJANDRO ALVARADO

La Unidad educativa Luís Alejandro Alvarado, se encuentra ubicada en Cagua, Municipio Sucre, Estado Aragua, (Figura IV.3.1) y fue construida en el año 1.957, según la información suministrada por el director de la institución, Prof. Freddy Linares.



Figura IV.3.1. Imagen satelital de la U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Fuente: Google Earth (10°11'05.61"N; 67°27'55.30"O).

Esta escuela está constituida por un solo edificio, que a diferencia de las dos unidades educativas ya detalladas, sus módulos no se encuentran alineados (Figuras

IV.3.2 y IV.3.3). Cada uno de estos módulos, igualmente, consta de siete pórticos en la dirección corta, con ausencia de vigas altas en la dirección larga.

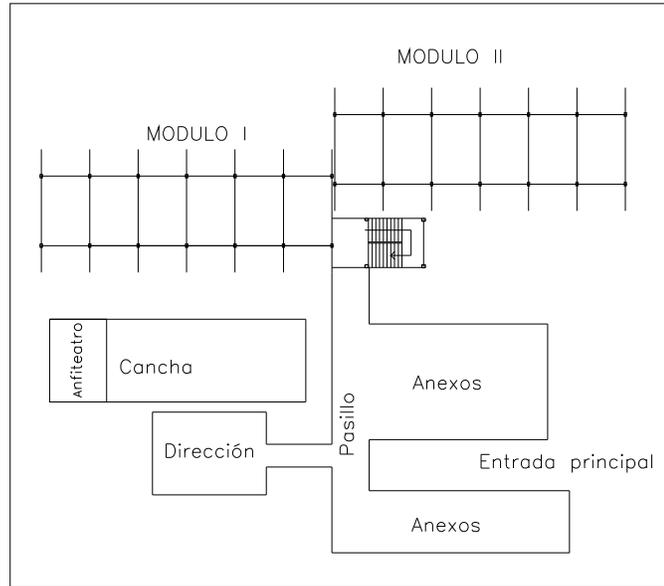


Figura IV.3.2. U.E. Luis Alejandro Alvarado. Esquema del conjunto.
Fuente: Elaboración propia.



Figura IV.3.3. U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Edificio único. Módulos desfasados.
Fuente: Elaboración propia.

Esta unidad educativa, al igual que las anteriores, también tiene un patio central, con un anfiteatro y una cancha (Figura IV.3.4)



Figura IV.3.4. U.E. Luis Alejandro Alvarado. Cancha y anfiteatro.
Fuente: Elaboración propia.

La sección típica de las columnas es, igual, de 20 x 30. A diferencia de las otras escuelas visitadas las vigas tienen una altura de 60 cm. en el primer nivel y 55 cm. en el nivel superior.

La altura de las paredes en la fachada principal es de 2,10 m., mientras que las en las edificaciones descritas anteriormente es de 1,80 m.

En la segunda visita realizada a esta institución, se pudo verificar la existencia de vigas planas en la dirección larga. Esta característica no pudo ser detallada en las otras escuelas ya que en la visita que se realizó la primera vez no se contaba con el detector de metales.

El ancho de estas vigas planas es de 50 cm. en la losa de entrepiso y de 30 cm. en la losa de techo.

Particularmente esta institución, presenta un nivel de deterioro elevado, a tal punto que se observaron grietas producidas por el proceso de oxidación de los aceros longitudinales y transversales en la mayoría de las vigas (Figura IV.3.5).

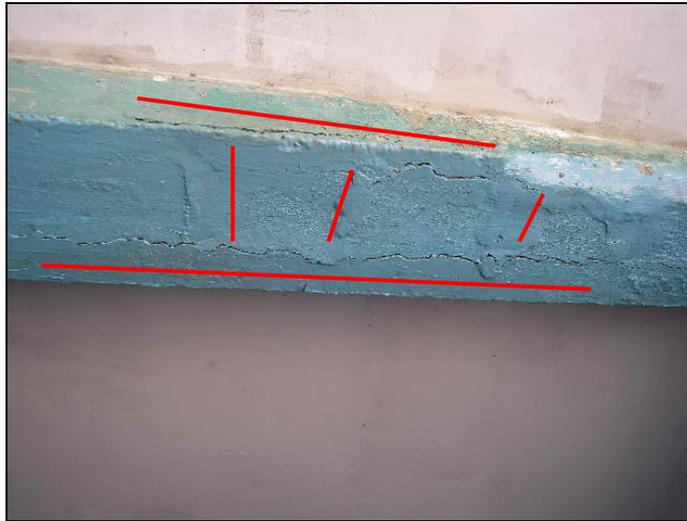


Figura IV.3.5. U.E. Luis Alejandro Alvarado. Planta superior.
Se observa el abombamiento del friso en la dirección del acero.
Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO V
INFORMACIÓN NECESARIA PARA EL
ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA U. E.
LUIS ALEJANDRO ALVARADO

V.1 – DESCRIPCIÓN DETALLADA DE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO

La estructura de la U.E. Luís Alejandro Alvarado consta de un solo edificio, el cual está constituido por dos módulos rectangulares, no alineados (Figura V.1.1.), que se encuentran separados por una junta de construcción. Cada módulo es de dos plantas y la escalera que las comunica descansa sobre la losa de entrepiso de uno de los módulos (Figura V.1.2). La ubicación relativa entre los módulos es igual a la de la Escuela Valentín Valiente (Figura V.1.3), derrumbada en el terremoto de Cariaco de 1997.



Figura V.1.1. U.E. Luís Alejandro Alvarado. Se observa el desfase de los dos edificios.
Fuente: Elaboración propia.



Figura V.1.2. U.E. Luís Alejandro Alvarado.
Escalera apoyada en uno de los módulos.
Fuente: Elaboración propia.



Figura V.1.3. U.E. Valentín Valiente. Se observa
el desfase de los dos edificios.
Fuente: Cortesía de N. Fernández.

Para facilitar la descripción de la edificación, a la dirección larga también se le llamará “X” y a la dirección corta “Y” (Figura V.1.4).



Figura V.1.4. U.E. Luís Alejandro Alvarado.
Fuente: Elaboración propia.

Todas las columnas de la estructura son de 20x30 cm., la menor dimensión está orientada en la dirección larga y los 30 cm. en la corta. A lo largo de la dirección “X” hay 7 ejes de columnas, separados a 4,25 m.; mientras que en la dirección “Y” sólo hay 2 ejes de columnas y están separados a 6,10 m.

Los 7 pórticos en la dirección corta están conformados por vigas altas rectangulares en la parte central (entre las dos columnas) y un volado cuya sección es variable, al otro lado de cada una de las columnas, que tiene un largo de 2,20 m. a partir de la cara de la columna y va disminuyendo hasta llegar al otro extremo (Figura V.1.5). En ambos niveles la dimensión de la base de estas vigas coincide con la de las columnas en la dirección “X” (20 cm.), mientras que la altura varía; en el primer nivel es de 60 cm., mientras que en el segundo es de 55 cm. Lo que quiere decir que para el nivel 1, las vigas en su parte central tienen una sección de 20x60 cm. y para el nivel 2 la sección es de 20x55 cm. La sección de los volados varía linealmente; en el primer nivel de 20x60 cm. a 20x30 cm. y en el segundo nivel de 20x55 cm. a 20x30 cm.



Figura V.1.5. U.E. Luís Alejandro Alvarado. Planta Baja. Se observa la parte central de la viga con sección constante y el volado con sección variable.
Fuente: Elaboración propia.

En la dirección larga, la estructura presenta vigas planas a lo largo de los dos ejes definidos por las columnas. En el primer nivel la dimensión de estas vigas es de 50x25 cm. y en el segundo nivel de 30x25 cm. La altura de 25 cm. corresponde al espesor de la losa, tanto la de entrepiso como la del techo, ambas armadas en una dirección.

Las alturas de entrepiso son de 2,90 m. En la planta baja la altura debajo de viga es de 2,30 m. y en la planta alta de 2,35 m.

En cada planta hay tres (3) salones por módulo, lo que hace un total de seis (6) salones por módulo, doce (12) salones por edificio. Estas aulas tienen dimensiones de 8,60 x 8,30 m. cada una. Empotrado a dos columnas internas de los salones se encuentra un banco de concreto, cuyo tope está ubicado a 62 cm. del piso; el banco se extiende 74 cm. más allá de la segunda columna en la cual está empotrado y su espesor es de 17 cm. (Figura V.1.6). Las puertas de los salones tienen 1,10 m. de ancho y 2,10 m. de altura.



Figura V.1.6. U.E. Luís Alejandro Alvarado. Planta Baja. Se observa el banco de concreto empotrado a dos columnas internas de un salón.
Fuente: Elaboración propia.

El edificio presenta diferencias en cuanto a la mampostería, cada fachada está compuesta de manera diferente. La fachada Norte, que coincide con la fachada posterior del edificio, está constituida por bloques de ventilación, no frisosados, hasta una altura de 1,00 m. en el primer módulo y de 2,00 m. en el segundo. A partir de esta altura hay un protector metálico hasta los 2,90 m. En el segundo nivel solo está el protector metálico, desde los 2,90 m. hasta 5,80 m. (Figuras V.1.7 y V.1.8).



Figura V.1.7. U.E. Luís Alejandro Alvarado. Módulo 1. Fachada Norte.
Se observan los bloques de ventilación hasta 1 m. de altura.
Fuente: Elaboración propia.



Figura V.1.8. U.E. Luís Alejandro Alvarado. Módulo 2.Fachada Norte.
Se observan los bloques de ventilación hasta 2 m. de altura.
Fuente: Elaboración propia.

La fachada sur, que coincide con la fachada delantera del edificio, presenta paredes de bloques de concreto de 20 cm. de espesor, no frisados. La altura de estas paredes no llega hasta la viga; en planta baja es de 2,10 m y en la planta alta de 2,05 m. Luego de esta altura continúan unas rejas, que tienen una altura de 55 cm. en la primera planta y 60 cm. en la superior (Figura V.1.4). Esto hace que se genere el efecto de columna corta.

Los pórticos 1 y 14, que corresponden a la fachada Oeste del módulo 1 y a la fachada Este del módulo 2, respectivamente, también son de bloques de concreto, no frisados y cubren todo el pórtico en el primer nivel. En el segundo nivel cubren toda la parte central y el volado de la parte posterior hasta una altura de 2,15 m., luego de la cual hay una reja que llega hasta la viga. En la parte del volado anterior del pórtico, hay un protector metálico de 1,10 m. de altura (Figuras V.1.9 y V.1.10).



Figura V.1.9. U.E. Luís Alejandro Alvarado. Pórtico 4.Fachada Oeste.
Fuente: Elaboración propia.



Figura V.1.10. U.E. Luís Alejandro Alvarado. Pórtico 14.Fachada Este.
Fuente: Elaboración propia.

Las únicas paredes que están frisadas en la estructura son las que pertenecen a la parte central de los pórticos que dividen los salones (Figura V.1.11).



Figura V.1.11. U.E. Luís Alejandro Alvarado. Pórtico 14.Fachada Este.
Fuente: Elaboración propia.

Los bajantes del edificio se encuentran ubicados en la fachada principal.

Es importante mencionar que la edificación presenta un notable deterioro, ejemplo de esto es el levantamiento del friso producido por la humedad, la corrosión de aceros, las grietas que evidencian la separación de paredes y columnas y las grietas de corrosión paralelas al acero, tanto principal como de refuerzo (Figuras V.1.12, V.1.13, V.1.14 y V.1.15).



Figura V.1.12. U.E. Luís Alejandro Alvarado.
Levantamiento del friso producto de la humedad.
Fuente: Elaboración propia.

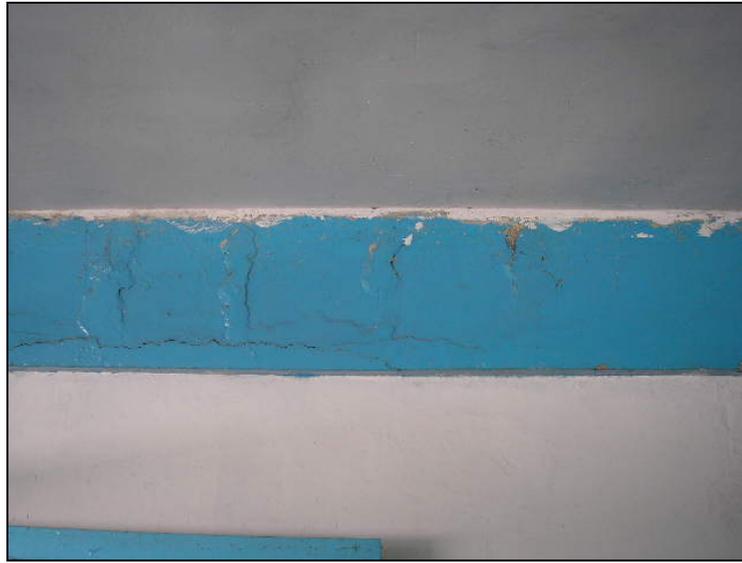


Figura V.1.13. U.E. Luís Alejandro Alvarado.
Grietas de corrosión paralelas al refuerzo.
Fuente: Elaboración propia.



Figura V.1.14. U.E. Luís Alejandro Alvarado. Deterioro del concreto
producto de la oxidación de las cabillas
Fuente: Elaboración propia.



Figura V.1.14. U.E. Luís Alejandro Alvarado. PB.
Deterioro del concreto para anclar el marco de una puerta.
Fuente: Elaboración propia.

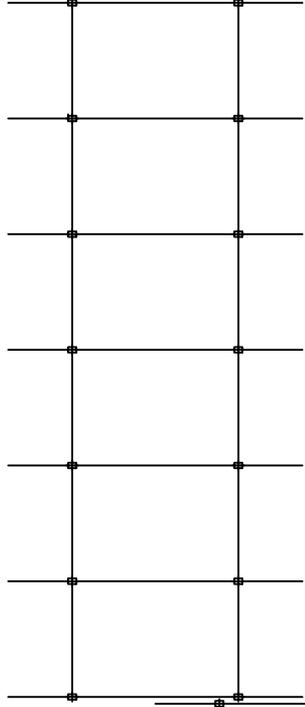
V.2. – LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO DE LA EDIFICACIÓN

En la visita realizada a la U.E. Luis Alejandro Alvarado, se obtuvo información en sitio en cuanto a su arquitectura y utilizando los datos del levantamiento fotográfico y el levantamiento geométrico, se realizaron los planos en 2 dimensiones.

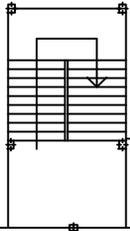
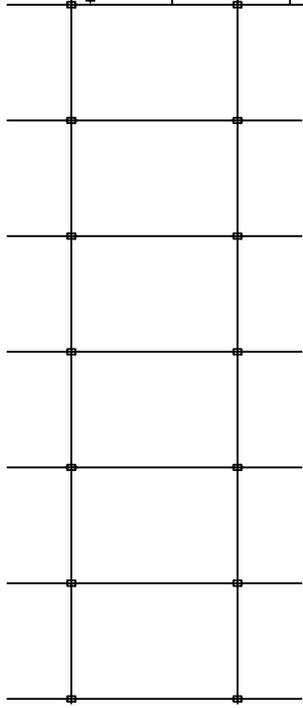
El módulo que se encuentra más hacia el Oeste fue denominado módulo 1 y el que se encuentra más hacia el este, módulo 2. En la dirección larga o dirección “X”, se identificaron cuatro (4) ejes longitudinales que se denominaron A1 y B1 para el primer módulo y A2 y B2 para el segundo. Los catorce (14) pórticos en dirección corta, perpendicular a los ejes longitudinales, están identificados de izquierda a derecha, es decir, de Oeste a Este, comenzando con los pórticos del 1 al 7 para el módulo 1 y del 8 al 14 para el módulo 2.

A continuación se presentan los planos arquitectónicos de la estructura, en los cuales se muestran el esquema de todo el conjunto, las plantas, fachadas y los diferentes pórticos.

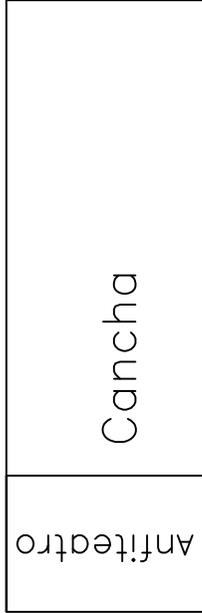
MODULO II



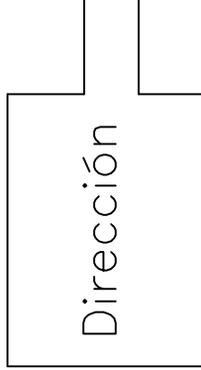
MODULO I



Anfiteatro

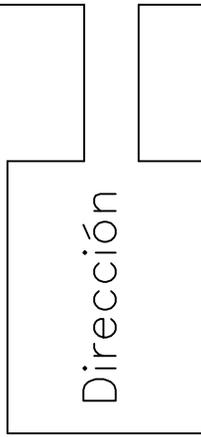


Cancha



Dirección

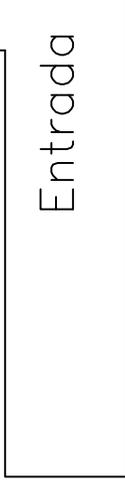
Pasillo



Anexos



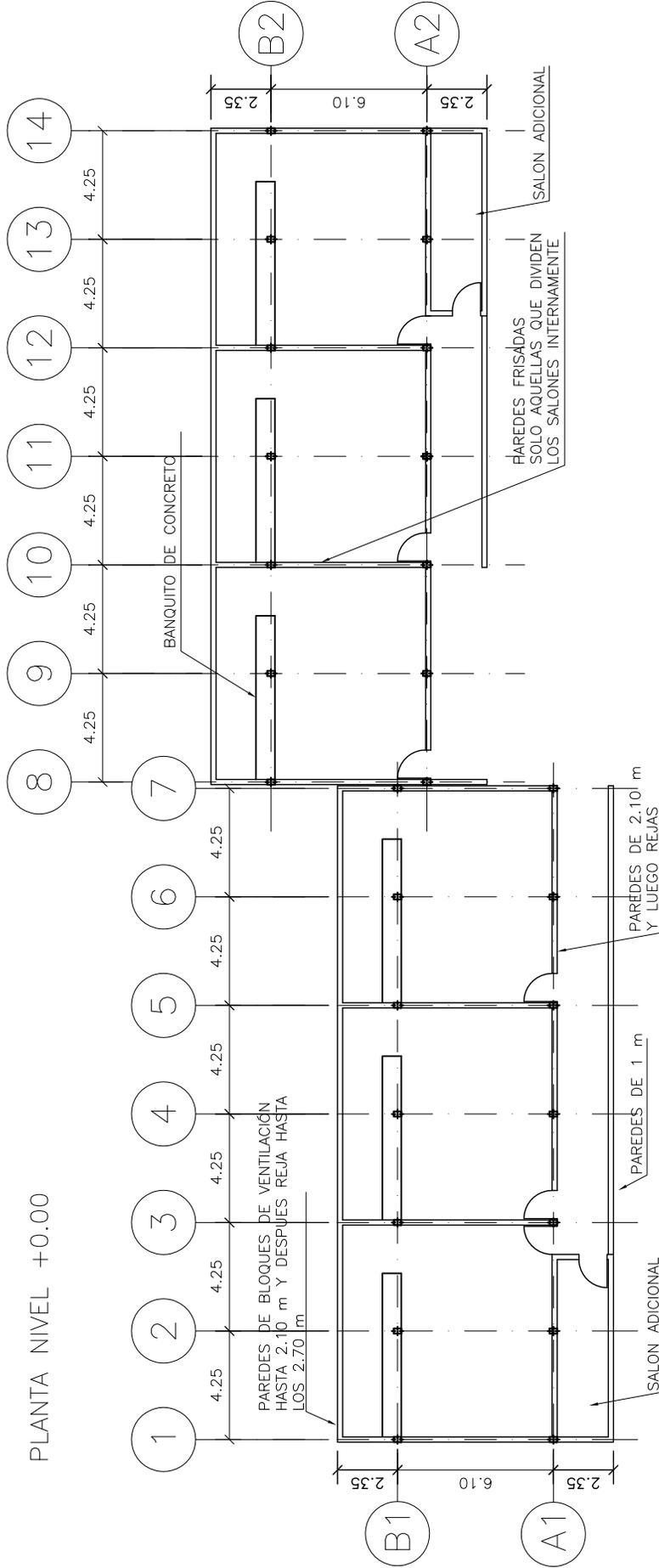
Entrada principal



Anexos



PLANTA NIVEL +0.00



UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERIA
IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

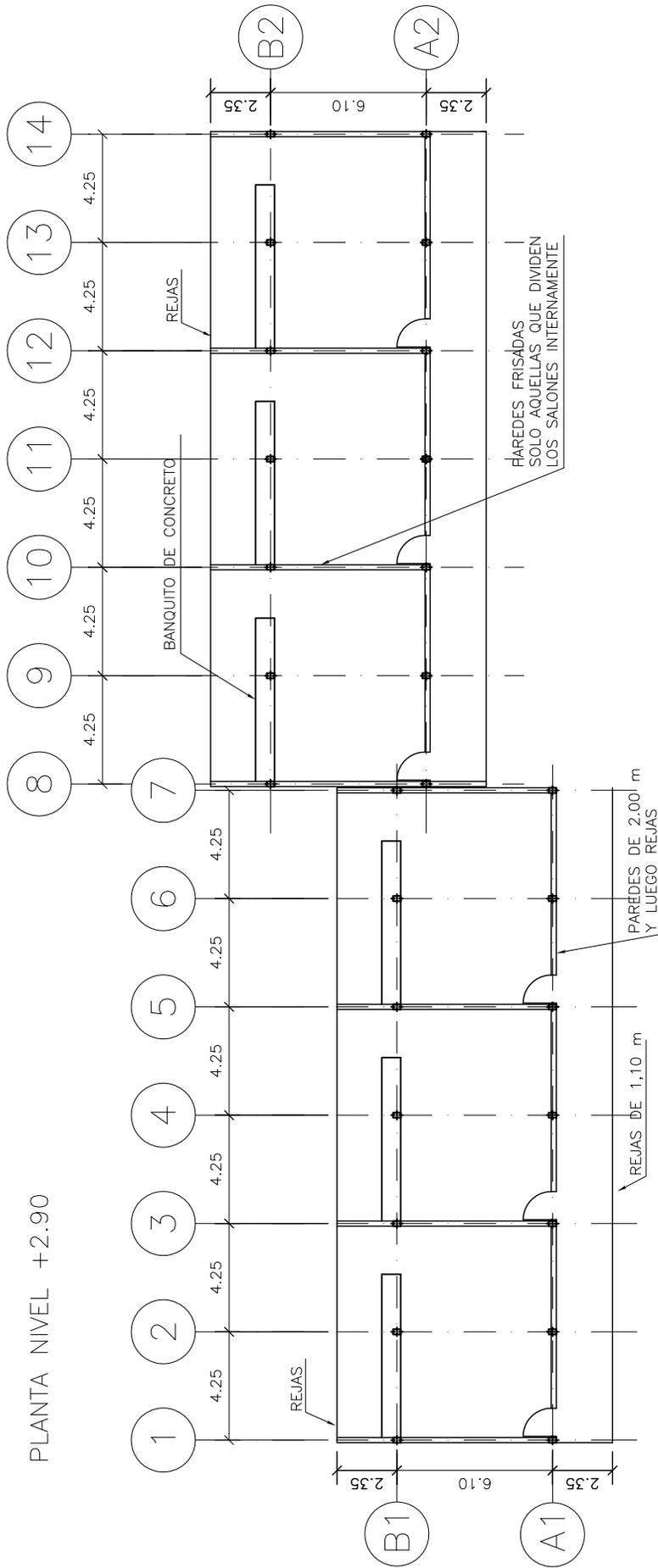
E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO
PLANTA BAJA

Fecha: MARZO 2007
Escala: 1:250

Realizado por: María Olivo
Vanessa Ebres

A-02

PLANTA NIVEL +2.90



UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 IMME – ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

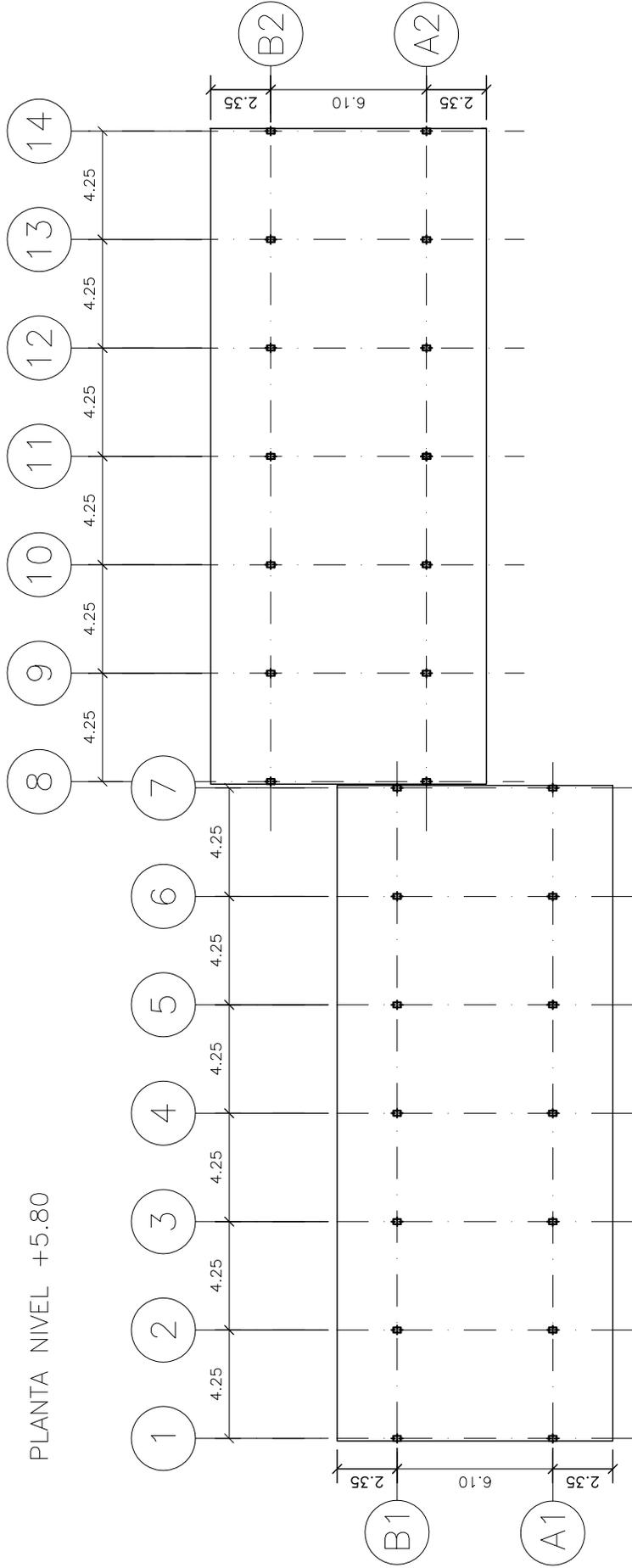
E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO
 PLANTA INTERMEDIA

Fecha: MARZO 2007 Escala: 1:250

Realizado por: Maria Olivo
 Vanessa Ebres

A-03

PLANTA NIVEL +5.80



UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERIA
IMME – ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

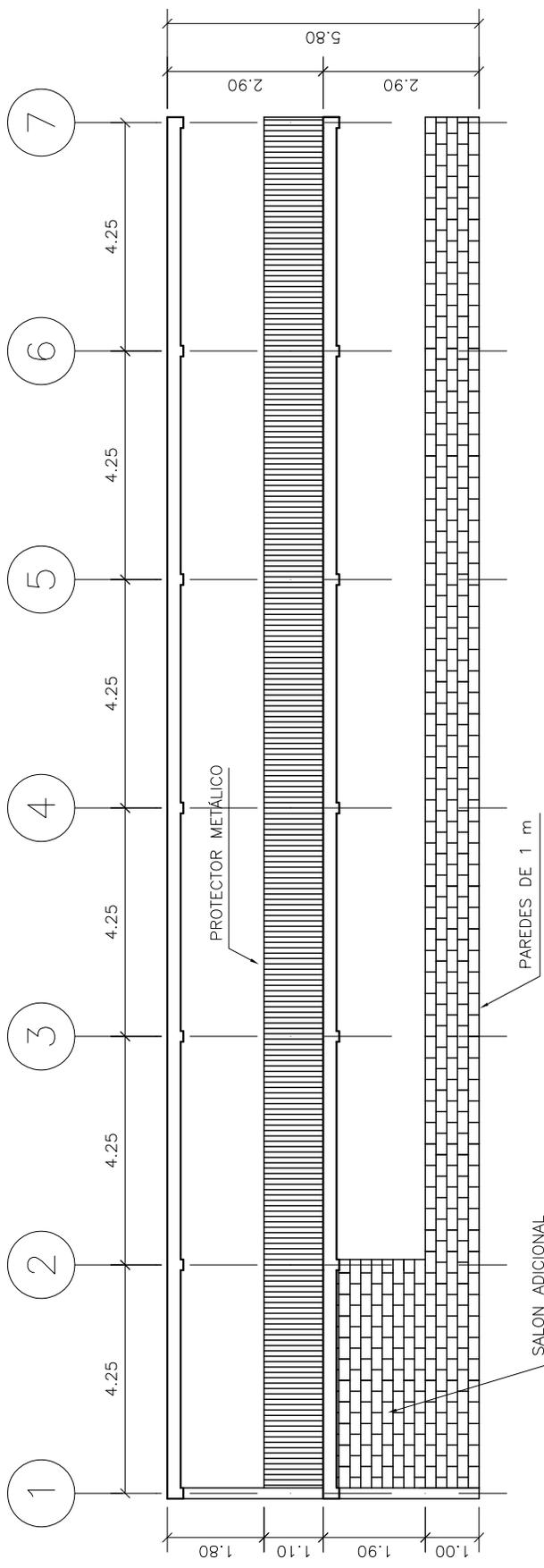
E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO
PLANTA TECHO

Fecha: MARZO 2007 Escala: 1:250

Realizado por: María Olivo
Vanessa Ebres

A-04

FACHADA SUR – MÓDULO I



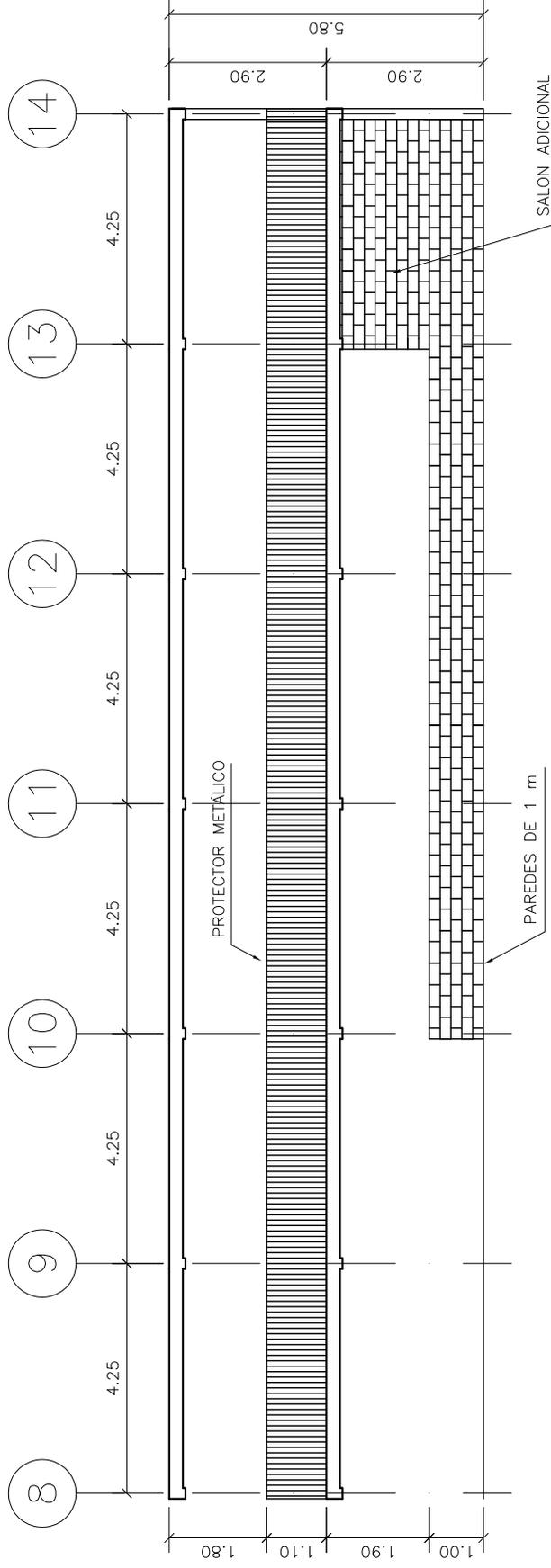
UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 IMME – ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO
 FACHADA SUR MÓDULO I

Fecha:	MARZO 2007	Escala:	1:125
Realizado por:	María Olivo Vanessa Ebres		

A-05

FACHADA SUR – MÓDULO II



UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 IMME – ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

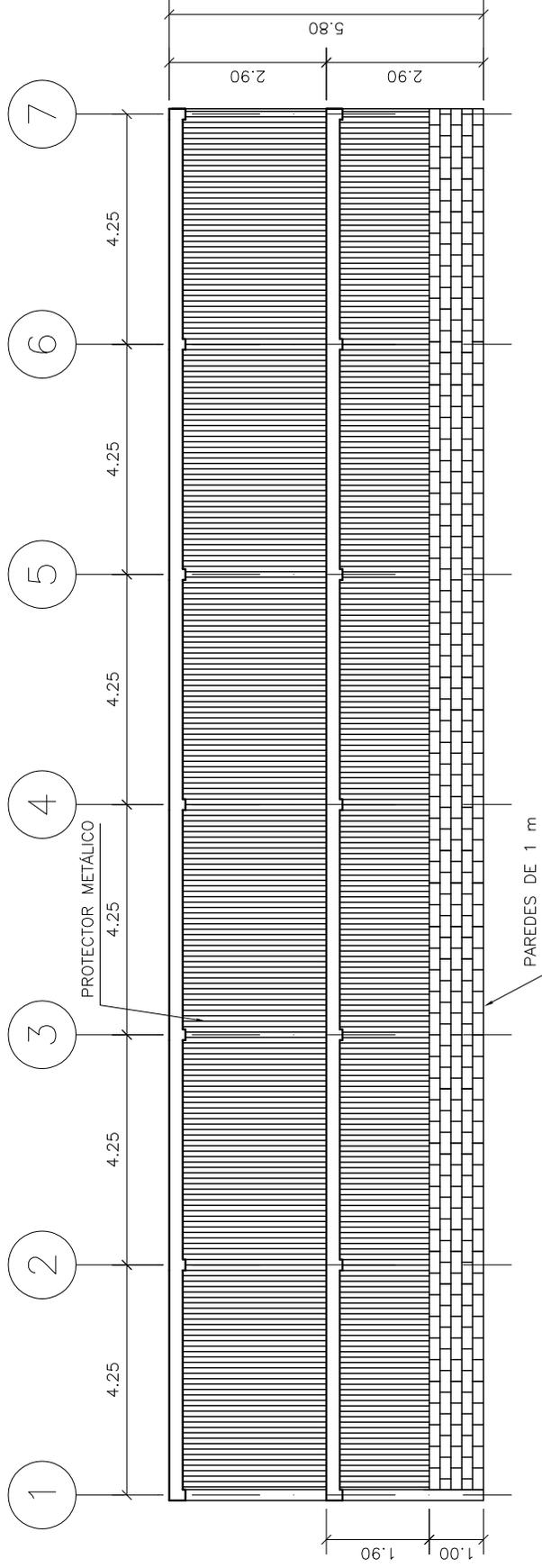
E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO
 FACHADA SUR MÓDULO II

Fecha: MARZO 2007 Escala: 1:125

Realizado por: María Olivo
 Vanessa Ebres

A-06

FACHADA NORTE – MÓDULO I



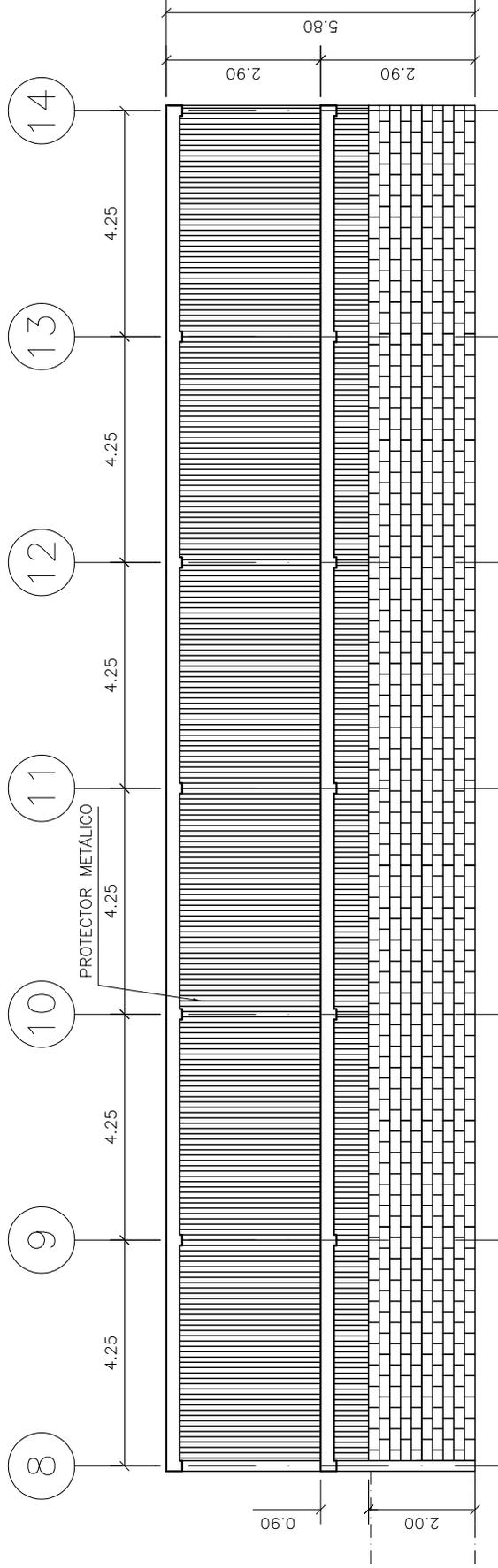
UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 IMME – ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO
 FACHADA NORTE MÓDULO I

Fecha:	MARZO 2007	Escala:	1:125
Realizado por:	María Olivo Vanessa Ebres		

A-07

FACHADA NORTE – MÓDULO II



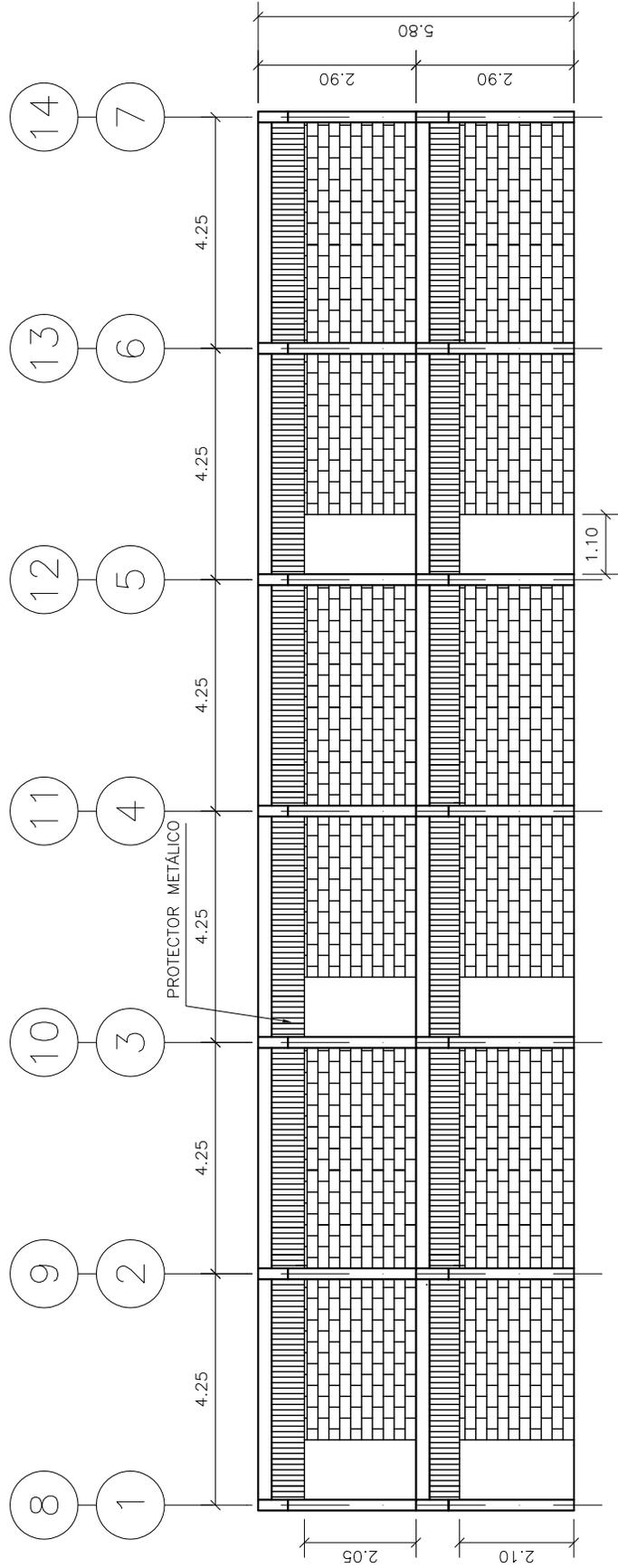
UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 IMME – ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO
 FACHADA NORTE MÓDULO II

Fecha:	MARZO 2007	Escala:	1:125
Realizado por:	María Olivo Vanessa Ebres		

A-08

ALZADO A1 Y A2 - MÓDULO I Y II

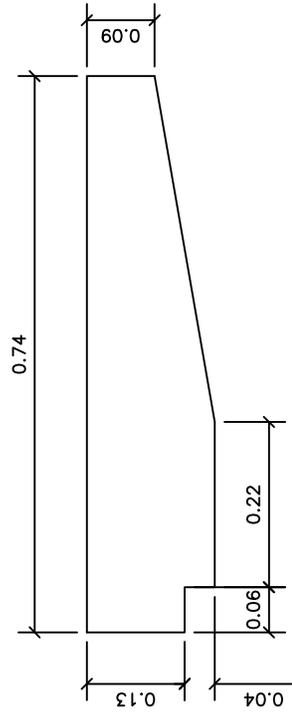
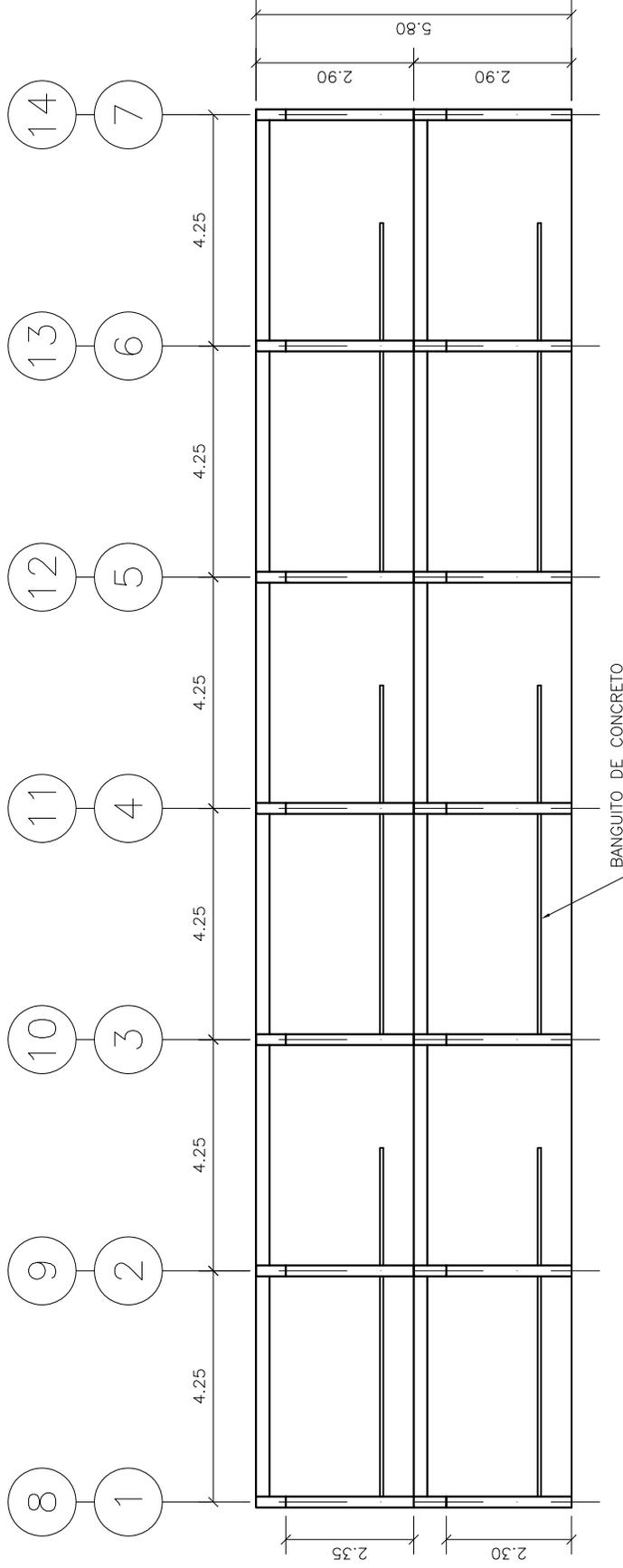


UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO
 ALZADO A1 Y A2 - MÓDULO I Y II

Fecha:	MARZO 2007	Escala:	1:125
Realizado por: Maria Olivo Vanessa Ebres		A-09	

ALZADO B1 Y B2 – MÓDULO I Y II



DETALLE BANCO DE CONCRETO

UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME – ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO ALZADO B1 Y B2 – MÓDULO I Y II	
Fecha: MARZO 2007	Escala: 1:125
Realizado por: María Olivo Vanessa Ebres	
A-10	

A1

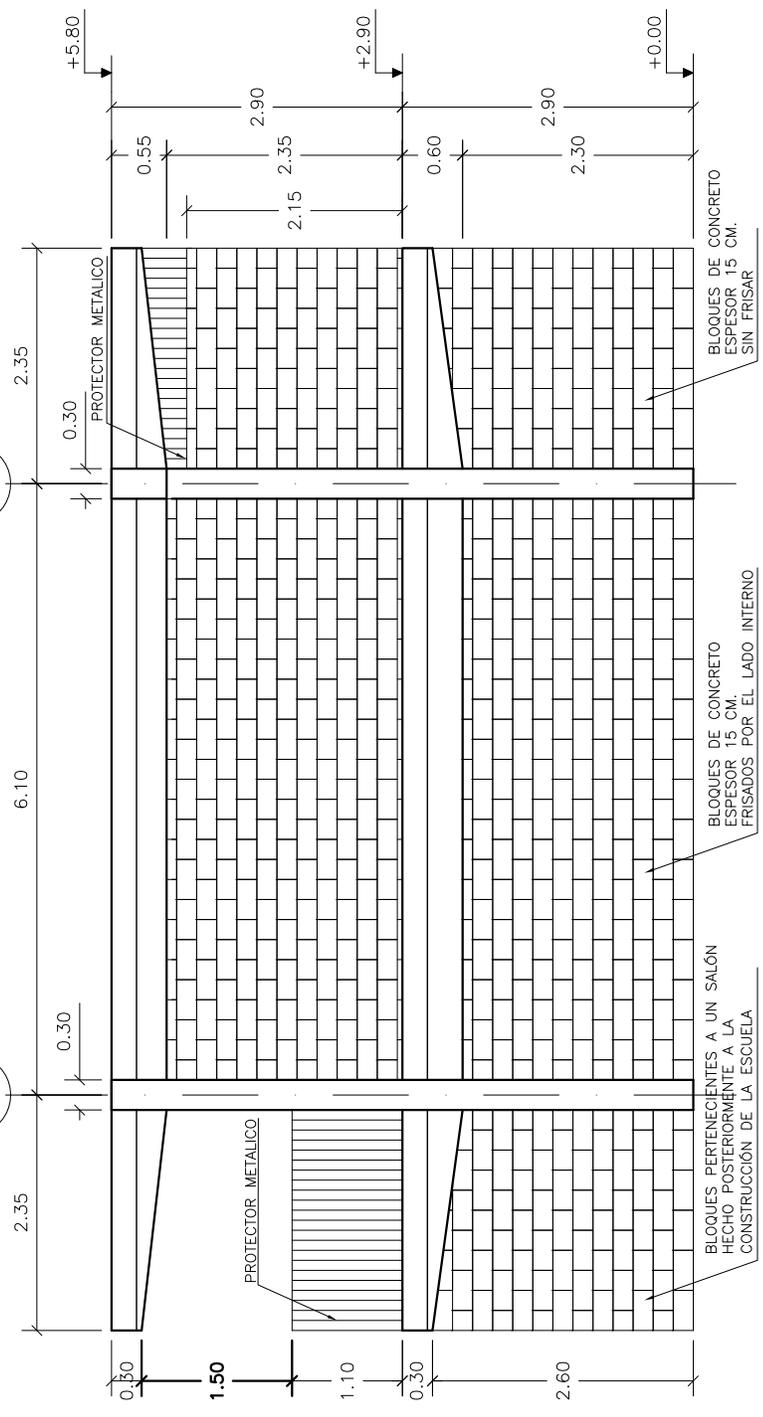
A2

B1

B2

PÓRTICO 1

PÓRTICO 14



2.35

6.10

2.35

0.30

0.30

0.30

1.50

1.10

0.30

2.60

0.55

2.15

2.90

2.35

0.60

2.90

2.30

+5.80

+2.90

+0.00

PROTECTOR METALICO

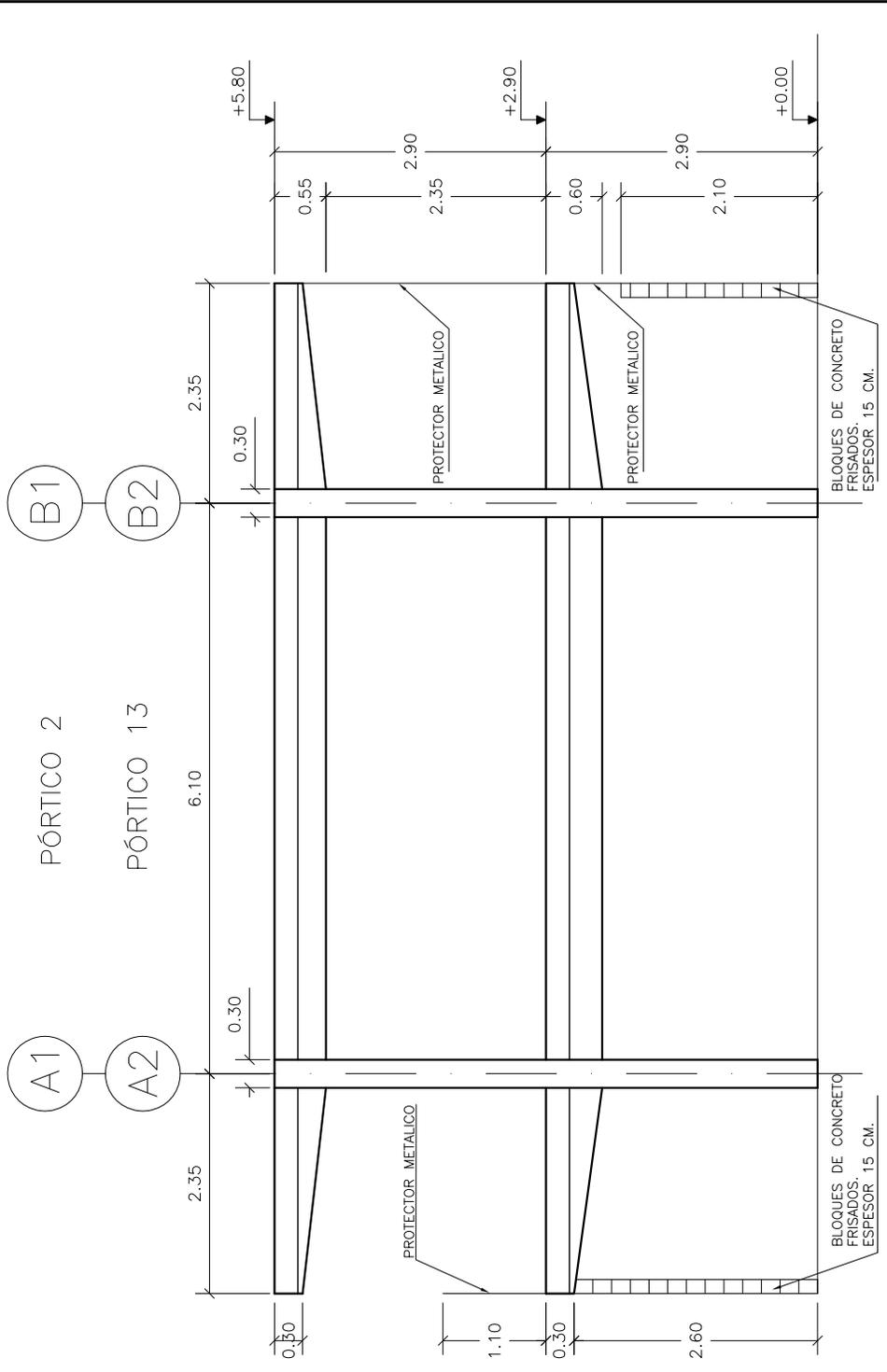
PROTECTOR METALICO

BLOQUES PERTENECIENTES A UN SALÓN
HECHO POSTERIORMENTE A LA
CONSTRUCCIÓN DE LA ESCUELA

BLOQUES DE CONCRETO
ESPESOR 15 CM.
FRISADOS POR EL LADO INTERNO

BLOQUES DE CONCRETO
ESPESOR 15 CM.
SIN FRISAR

UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO PORTICOS 1 Y 14	
Fecha: MARZO 2007	Escala: 1:75
Realizado por: María Olivo Vanessa Ebres	
A-11	



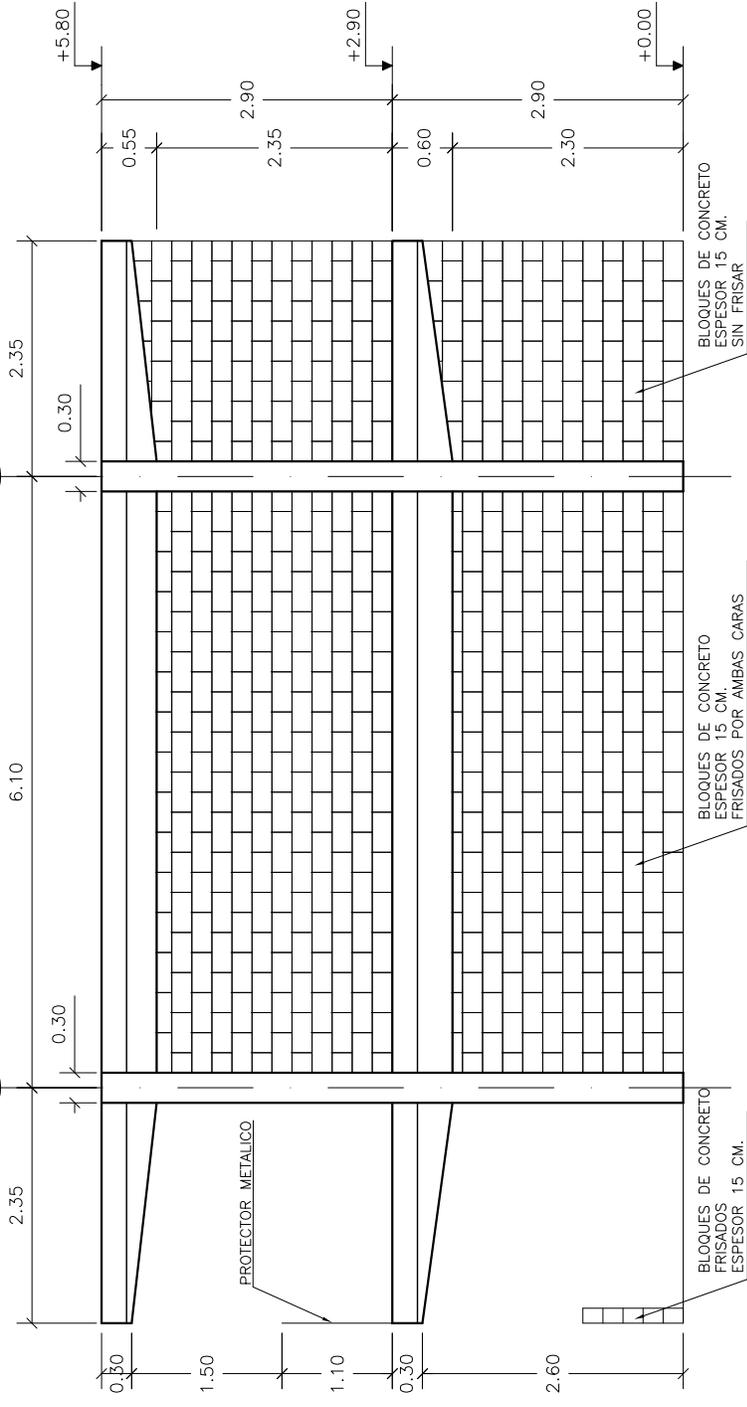
UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME – ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO PORTICOS 2 Y 13	
Fecha: MARZO 2007	Escala: 1:75
Realizado por: Maria Olivo Vanessa Ebres	

A-12

PORTICOS 3 - 5 - 7

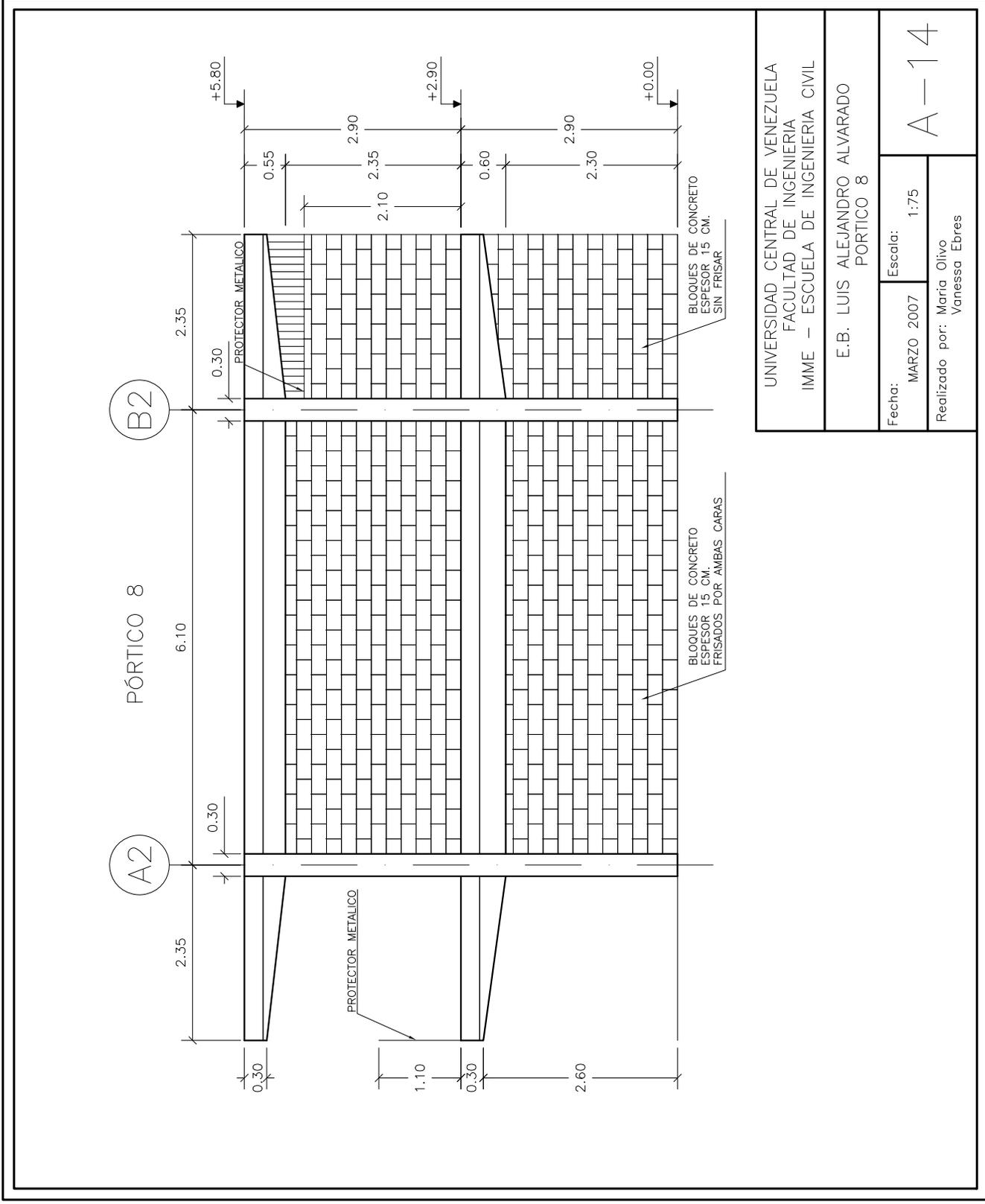
(A1)

(B1)

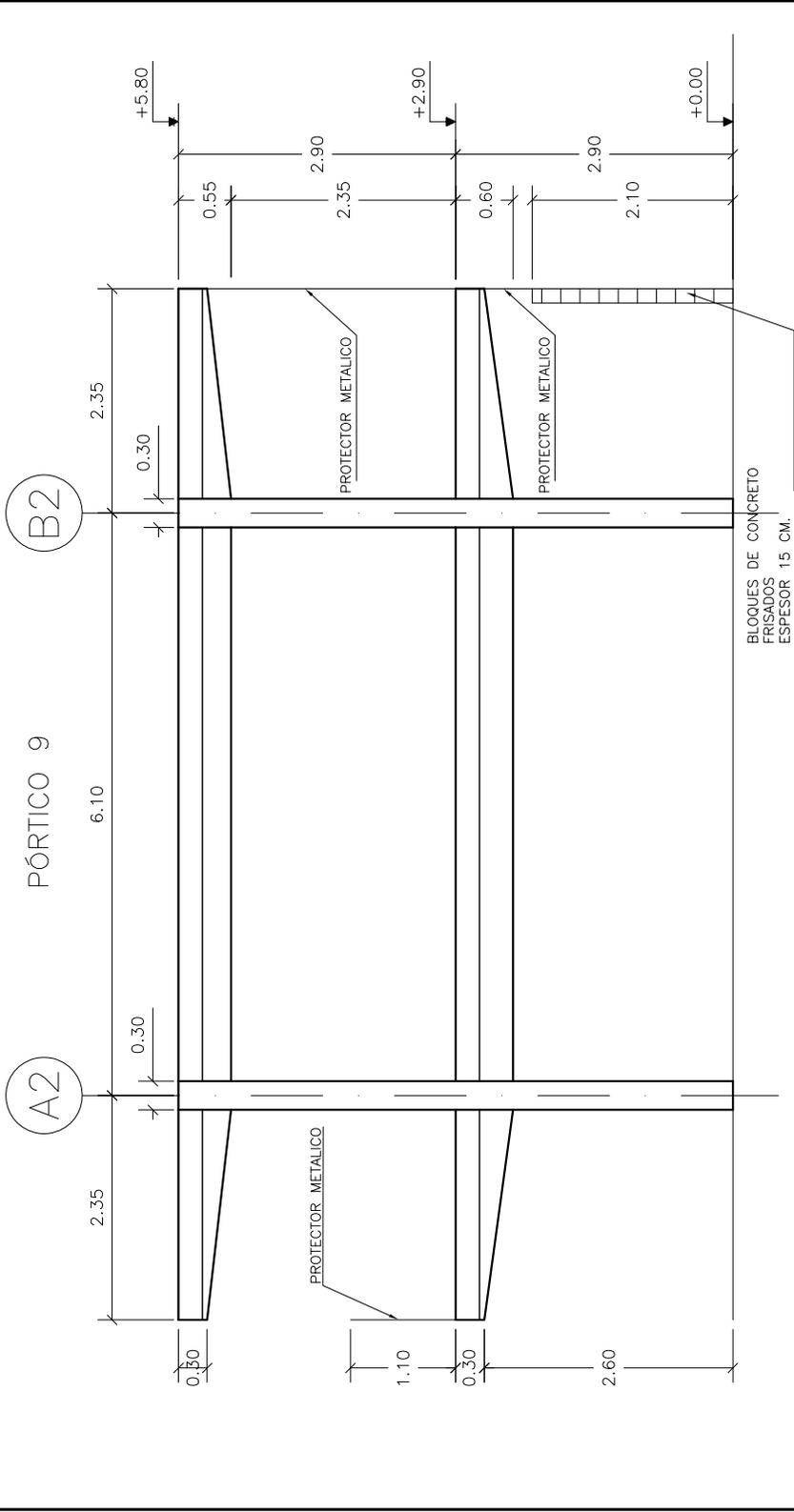


UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO PORTICOS 3, 5 Y 7	
Fecha: MARZO 2007	Escala: 1:75
Realizado por: Maria Olivo Vanessa Ebres	

A-13



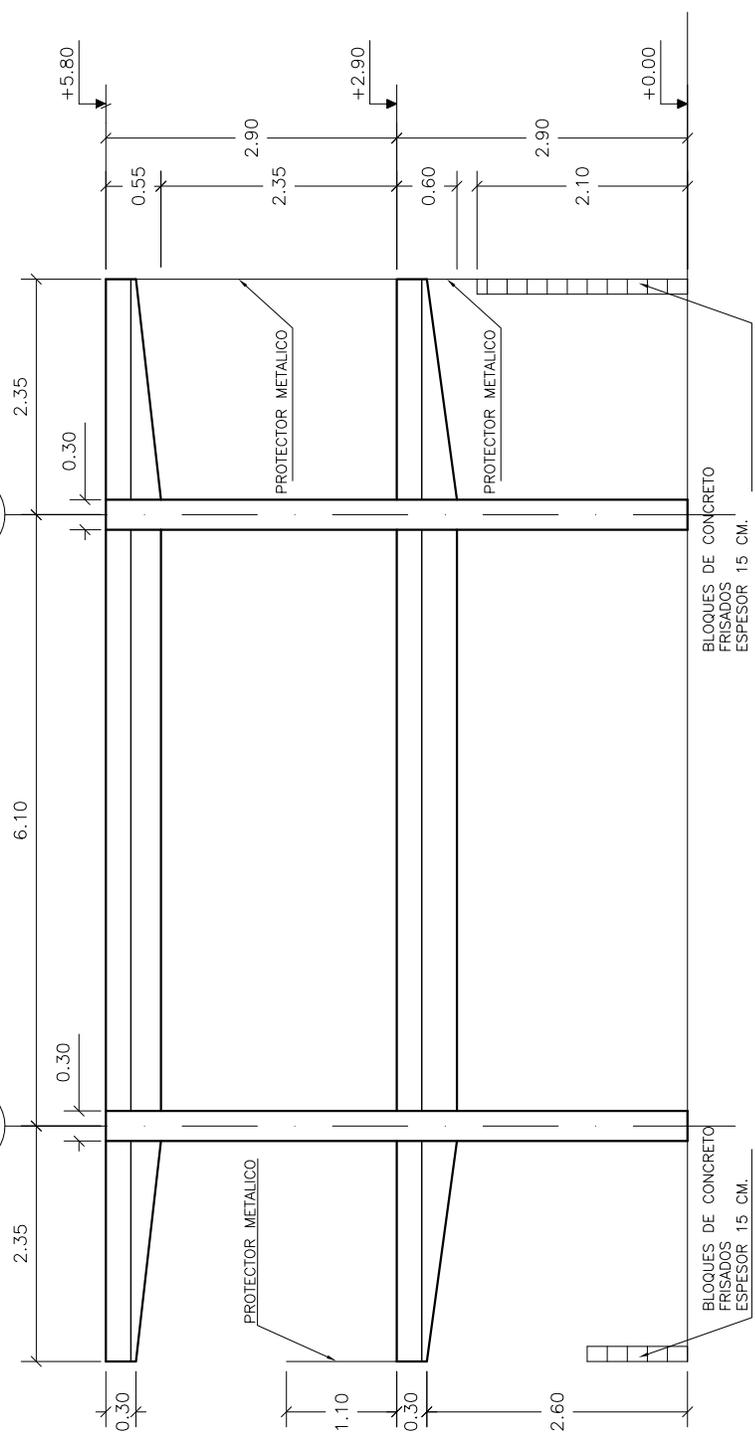
UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO PORTICO 8	
Fecha:	Realizado por: Maria Olivo Vanessa Ebres
MARZO 2007	1:75
Escala:	
A-14	



UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO PORTICO 9	
Fecha: MARZO 2007	Escala: 1:75
Realizado por: María Olivo Vanessa Ebres	
A-15	

A1 B1
PÓRTICOS 4 Y 6

A2 B2
PÓRTICO 11



UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO PÓRTICOS 4, 6 Y 11	
Fecha: MARZO 2007	Escala: 1:75
Realizado por: María Olivo Vanessa Ebres	
A-16	

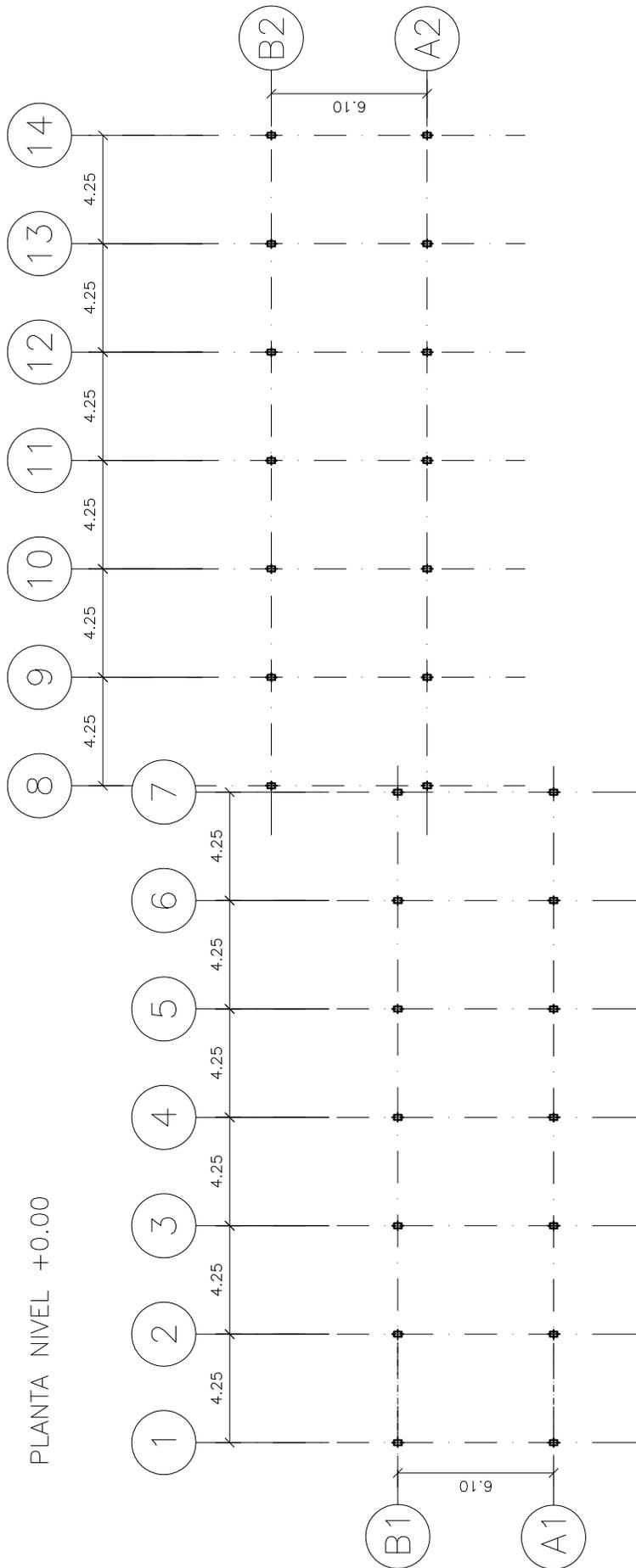
V.3. – LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

El levantamiento estructural se realizó en base a la información relacionada con la ubicación, distribución y dimensiones de los elementos estructurales que componen la edificación.

También se utilizó la información recopilada en cuanto al sistema de losas usado. Respecto a esto, en la segunda visita realizada a la institución se pudo verificar, a través del uso del detector de metales, que la losa de entrepiso y la losa de techo son nervadas en una sola dirección, con una separación entre nervios de 50 cm. Así mismo, se descubrió que la estructura presenta vigas planas a lo largo de los ejes longitudinales de las losas. En la losa de entrepiso el ancho de las vigas planas es de 50 cm. y en la losa de techo, de 30 cm. La altura en ambos casos es de 25 cm., que es la altura de la losa.

Los planos que se presentan a continuación, muestran las plantas de envigado, las secciones típicas de vigas y un alzado típico de los pórticos.

PLANTA NIVEL +0.00



UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERIA
IMME – ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO
PLANTA BAJA

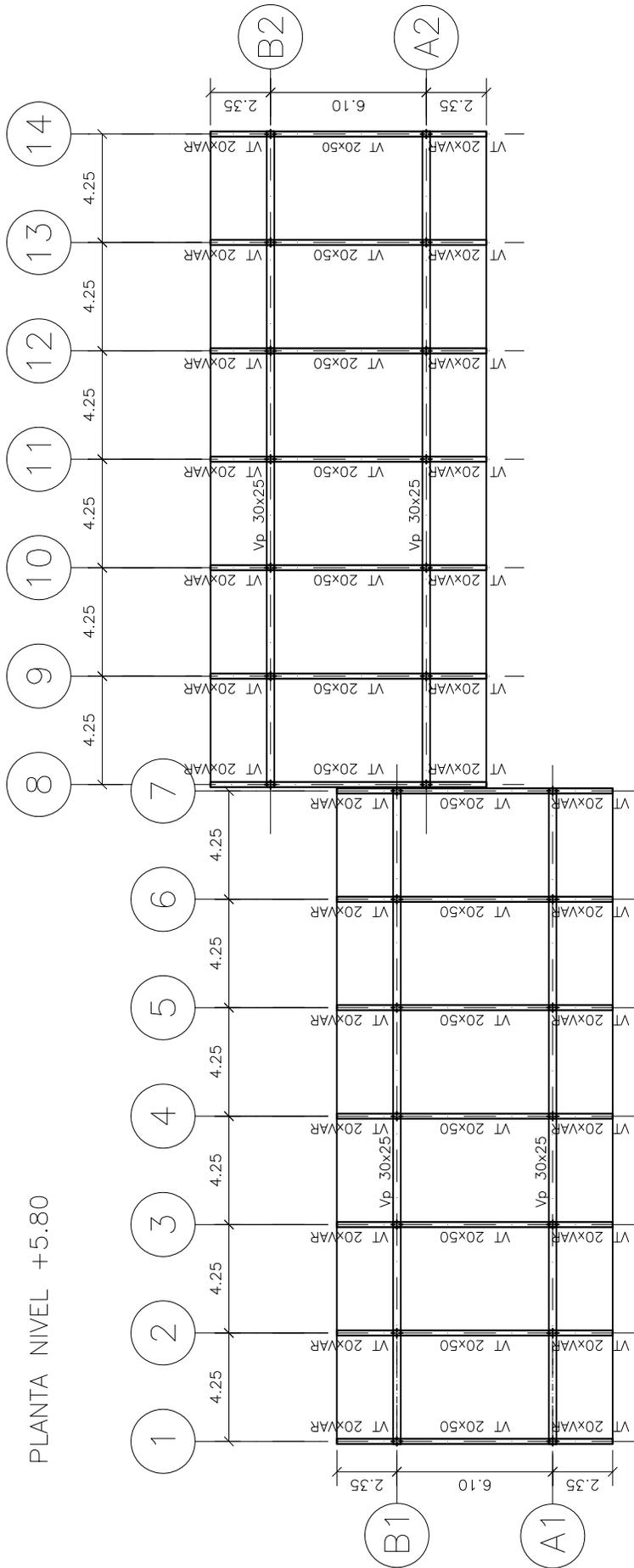
Fecha: MARZO 2007

Escala: 1:250

Realizado por: María Olivo
Vanessa Ebres

E-01

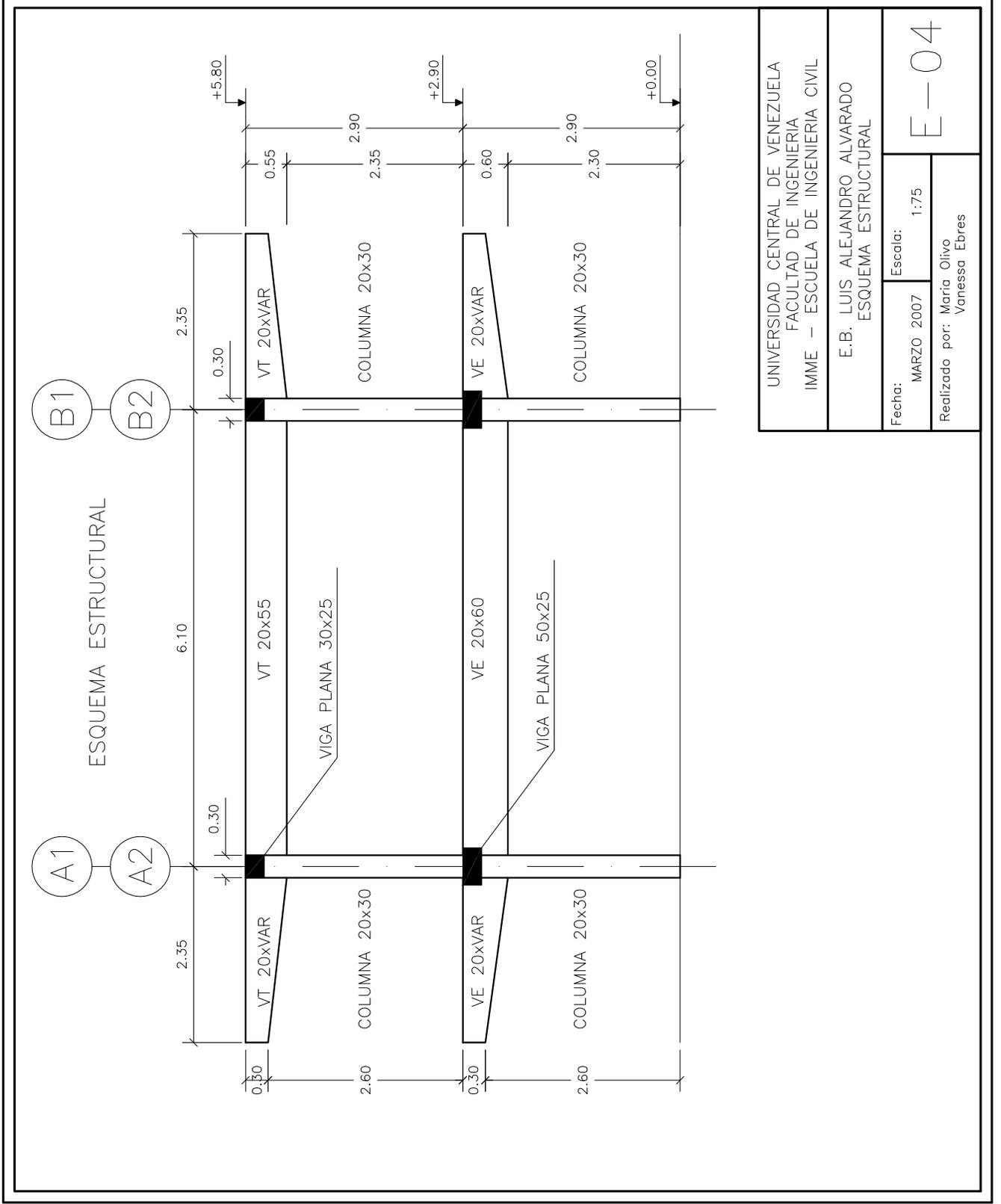
PLANTA NIVEL +5.80



UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERIA
IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO
PLANTA TECHO

Fecha:	MARZO 2007	Escala:	1:250
Realizado por: Maria Olivo		E-03	
		Vanessa Ebres	



UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME – ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
E.B. LUIS ALEJANDRO ALVARADO ESQUEMA ESTRUCTURAL	
Fecha:	Escala:
MARZO 2007	1:75
Realizado por: Maria Olivo Vanessa Ebres	
E-04	

V.4. – DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN

Para realizar un análisis más profundo de la resistencia del concreto en sitio, se debería ejecutar la extracción a núcleos a la estructura (ensayo core-drill), tanto en vigas como en columnas. Este ensayo consiste en obtener probetas cilíndricas cortadas y extraídas de la masa de concreto endurecido, utilizando para ello una broca tubular que gira sobre su eje, con una corona de tungsteno o de diamantes industriales en el extremo que hace el corte [11].

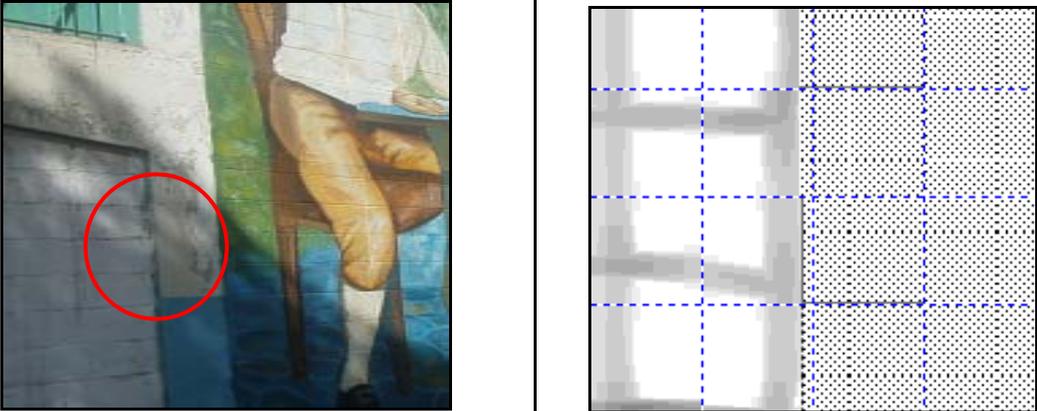
Tomando en cuenta la lentitud y el elevado costo que caracterizan este proceso, además del estado de deterioro en que se encuentra la unidad educativa, se decidió no realizarlo y se tomó como referencia la resistencia del concreto hallada en el “Estudio de las causas que provocaron el colapso de la Escuela Valentín Valiente en el sismo de Cariaco del 9 de Julio de 1997” [5], las cuales si pudieron ser extraídas para su estudio ya que éste se realizó posterior a su derrumbe en el terremoto de Cariaco.

Para ubicar el acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal, de las columnas, vigas y losas, se utilizó el detector de metales, el cual permitió determinar la cantidad de cabillas a lo largo de los elementos y la separación de los estribos y ligaduras. También se logró conocer el recubrimiento de los elementos, el cual es de 3,00 cm., aproximadamente.

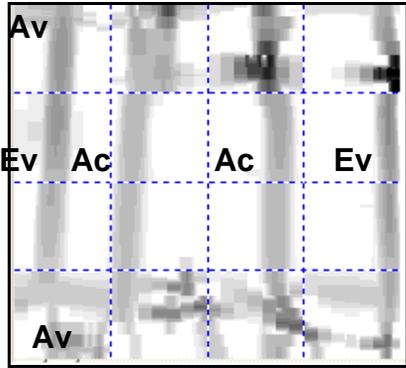
En toda la estructura, la separación de ligaduras, a lo largo de todas las columnas, es de 20 cm. en las que se encuentran ubicadas en las esquinas y de 15 cm. en las otras. En las vigas altas de la estructura, tanto en la parte central como en los volados, la separación entre los estribos es de 20 cm. En las vigas planas la separación de estribos encontrada es de 20 cm. para ambas losas. Toda esta información se determinó utilizando el detector de metales.

Como referencia a lo antes expuesto, a continuación se muestran las fichas que contienen las imágenes del detector de metales, identificadas con el elemento del que se obtuvieron y la foto que corresponde a dicho elemento.

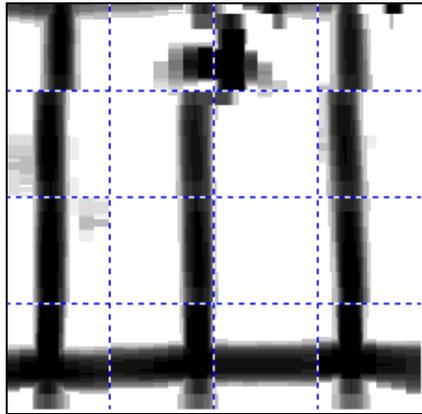
La separación de la grilla en las imágenes del detector de metales es de 15 cm.

NOMBRE DEL ELEMENTO	COLUMNA A2-14	OBSERVACIONES: Imagen tomada en la cara de 30 cm.
NIVEL	NIVEL 1	
LUGAR DEL ELEMENTO	CARA ESTE	
SEPARACIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL	20 CM	
Nº BARRAS. ACERO LONGITUDINAL	2	
		

Ficha V.4.1. Cara Este. Columna A2-14. Nivel 1. U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Fuente: elaboración propia.

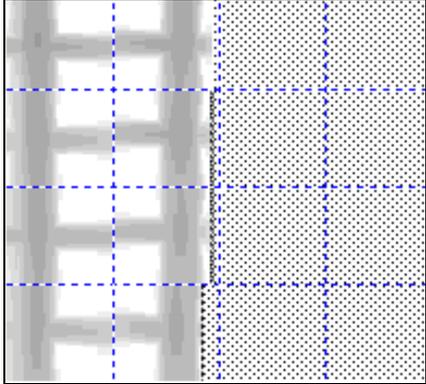
NOMBRE DEL ELEMENTO	PÓRTICO 14	OBSERVACIONES: Se observaron dos aceros longitudinales de la columna (Ac), 2 de la viga (Av) y 2 estribos de la viga (Ev)
NIVEL	NIVEL 1	
LUGAR DEL ELEMENTO	NODO EN EL PÓRTICO 14, EJE A2	
SEPARACIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL	NO EXISTE	
Nº BARRAS. ACERO LONGITUDINAL	4 (2 DE LA VIGA Y 2 DE LA COLUMNA)	
		

Ficha V.4.2. Cara Este. Nodo Pórtico 14 en el Eje A2. Nivel 1. U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Fuente: Elaboración propia.

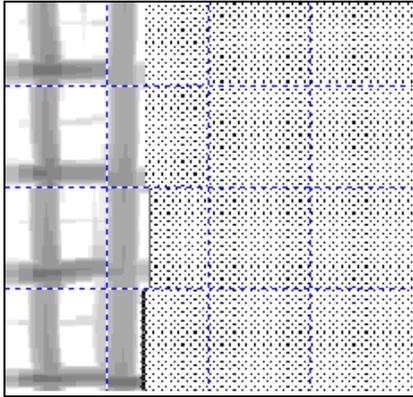
NOMBRE DEL ELEMENTO	VIGA 14	OBSERVACIONES:
NIVEL	NIVEL 1	
LUGAR DEL ELEMENTO	PARTE CENTRAL DE LA VIGA	
SEPARACIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL	20 CM	
Nº BARRAS. ACERO LONGITUDINAL	2	
		

Ficha V.4.3. Cara Este. Parte central de la Viga 14. Nivel 1. U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Fuente: Elaboración propia.

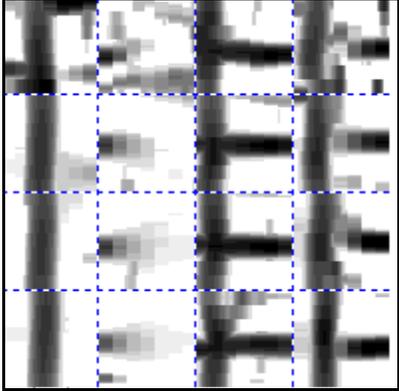
CAPÍTULO V. INFORMACIÓN NECESARIA PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO

NOMBRE DEL ELEMENTO	COLUMNA B2-13	OBSERVACIONES: Imagen tomada en la cara de 30 cm.
NIVEL	NIVEL 1	
LUGAR DEL ELEMENTO	CARA OESTE	
SEPARACIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL	15 CM	
Nº BARRAS. ACERO LONGITUDINAL	2	
		

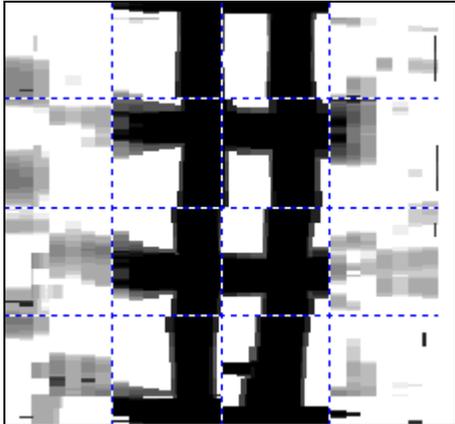
Ficha V.4.4. Cara Oeste. Columna B2-13. Nivel 1. U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Fuente: Elaboración propia.

NOMBRE DEL ELEMENTO	COLUMNA B2-13	OBSERVACIONES: Imagen tomada en la cara de 20 cm.
NIVEL	NIVEL 1	
LUGAR DEL ELEMENTO	CARA SUR	
SEPARACIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL	15 CM	
Nº BARRAS. ACERO LONGITUDINAL	2	
		

Ficha V.4.5. Cara Sur. Columna B2-13. Nivel 1. U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Fuente: Elaboración propia.

NOMBRE DEL ELEMENTO	VIGA PLANA	OBSERVACIONES: Ancho de viga: 50 cm.
NIVEL	NIVEL 1	
LUGAR DEL ELEMENTO	EJE B2	
SEPARACIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL	15 CM	
Nº BARRAS. ACERO LONGITUDINAL	2	
		

Ficha V.4.6. Viga plana. Nivel 1, eje B2. U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Fuente: Elaboración propia.

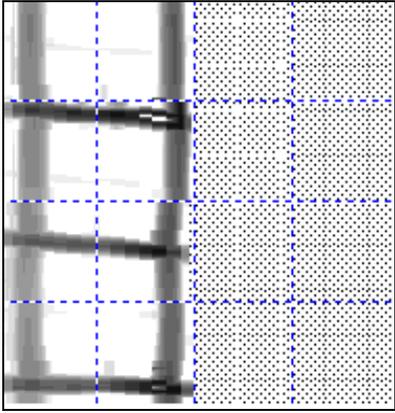
NOMBRE DEL ELEMENTO	COLUMNA A2-13	OBSERVACIONES: Imagen tomada en la cara de 20 cm.
NIVEL	NIVEL 2	
LUGAR DEL ELEMENTO	CARA SUR	
SEPARACIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL	15 CM	
Nº BARRAS. ACERO LONGITUDINAL	2	
		

Ficha V.4.7. Cara Sur. Columna A2-13. Nivel 2. U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO V. INFORMACIÓN NECESARIA PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA U.E. LUIS ALEJANDRO ALVARADO

NOMBRE DEL ELEMENTO	COLUMNA B2-13	OBSERVACIONES:
NIVEL	2	
LUGAR DEL ELEMENTO	CARA OESTE	
SEPARACIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL	15 CM	
Nº BARRAS. ACERO LONGITUDINAL	2	

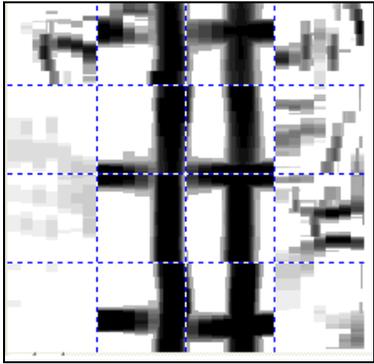
Cara de 30 cm.

Ficha V.4.8. Cara Oeste. Columna B2-13. Nivel 2. U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Fuente: Elaboración propia.

NOMBRE DEL ELEMENTO	VIGA PLANA	OBSERVACIONES:
NIVEL	2	
LUGAR DEL ELEMENTO	EJE B2	
SEPARACIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL	25 CM	
Nº BARRAS. ACERO LONGITUDINAL	2	

Ancho: 30 cm.



Ficha V.4.9. Viga plana. Nivel 2, eje B2. Nivel 2. U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Fuente: Elaboración propia.

Es importante mencionar que este instrumento no permite establecer ni el diámetro, ni la resistencia del acero, por lo que se utilizó como referencia los valores del Trabajo Especial de Grado “Estudio de las causas que provocaron el colapso de la Escuela Valentín Valiente en el sismo de Cariaco del 9 de Julio de 1997”, ya que como se ha mencionado anteriormente, esta escuela es muy similar a la que se está estudiando. En base a esto, la resistencia del acero utilizada se fijó en 2400 Kgf/cm² para el refuerzo longitudinal y 2800 Kgf/cm² para el refuerzo transversal. Como no se pudieron determinar los diámetros del acero principal en las columnas, también se planteó la misma combinación para el acero longitudinal que en la mencionada tesis, la cual es: 4Ø1” + 2Ø5/8 (Figura V.4.1), a pesar de que en las imágenes mostradas anteriormente sólo se identificaron dos aceros longitudinales por cara de columna.

Para el caso del acero transversal, se pudo verificar en sitio que éstos son de cabilla de diámetro ¼” (Figura V.1.1.4), lo cual es similar al de las columnas de la escuela Valentín Valiente.

El diagrama de interacción que resultó de utilizar dicha combinación de acero para la sección típica de las columnas y la separación del refuerzo transversal que se encontró, se muestra a continuación en el gráfico V.4.1 para la dirección X y gráfico V.4.2 para la dirección Y (Figura V.4.1). En los gráficos también se muestran las distintas curvas de corte para las posibles alturas útiles de las columnas y para las distintas separaciones del acero transversal (Ver punto II.4).

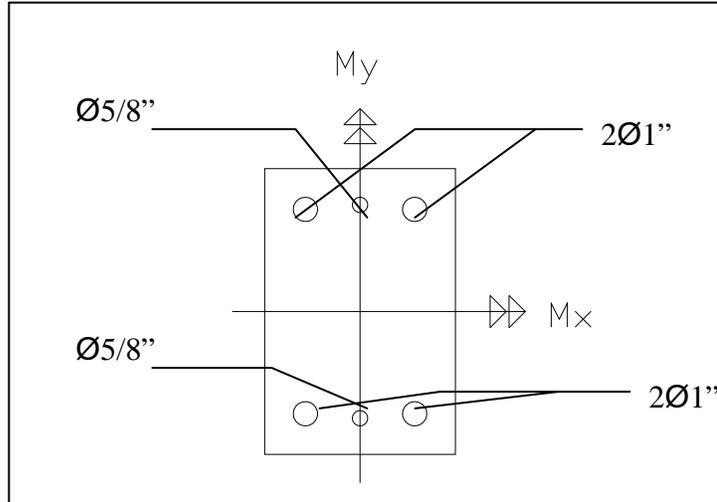


Figura V.4.1. Sección típica de una columna de la escuela primaria Valentín Valiente.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura V.4.1 el momento M_y corresponde al momento obtenido alrededor del eje Y, es decir utilizando como brazo la distancia en la dirección X. El momento M_x es el momento obtenido al utilizar como brazo la distancia en la dirección Y, lo que es el momento alrededor del eje X.

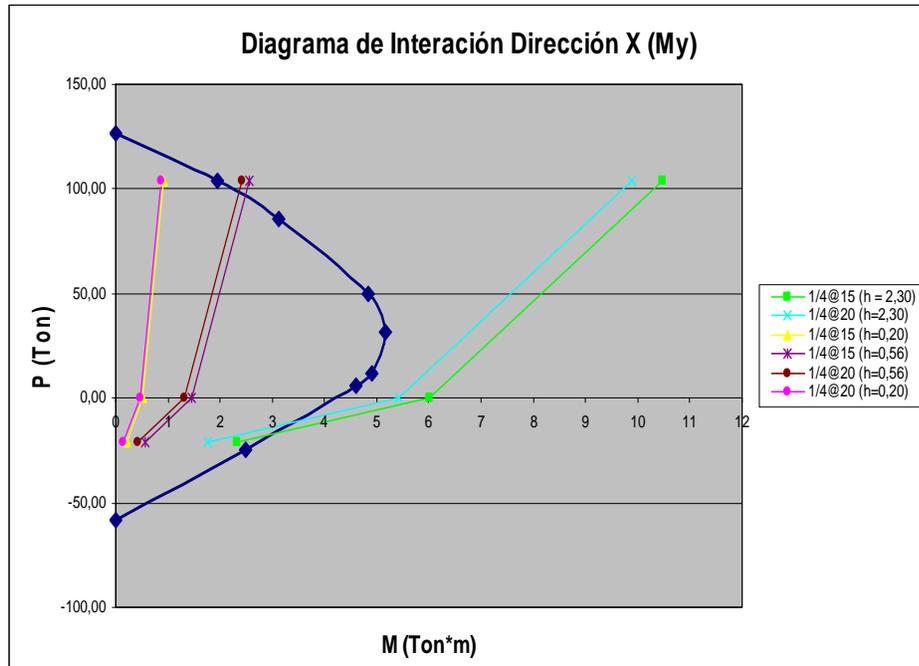


Gráfico V.4.1. Diagrama de interacción en la dirección X y curvas de corte de las columnas de la U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Fuente: Elaboración propia.

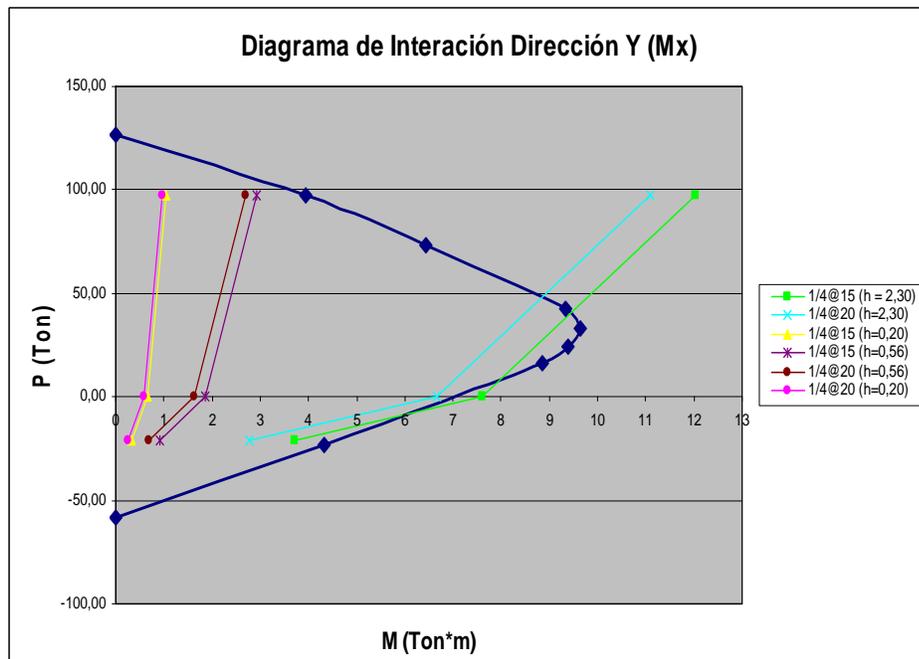


Gráfico V.4.2. Diagrama de interacción en la dirección Y y curvas de corte de las columnas de la U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO VI

IDENTIFICACIÓN DEL NIVEL DE DISEÑO Y SELECCIÓN

DEL FACTOR DE REDUCCIÓN (R)

VI.1. – SELECCIÓN DEL NIVEL DE DISEÑO

En el capítulo 18 de la Norma COVENIN 1753-87 [4] se establecen los criterios para el diseño y detallado de los elementos estructurales para un determinado Nivel de Diseño.

Para que una edificación se corresponda con un nivel de diseño 3, todos los elementos que forman parte del sistema resistente a sismos deben cumplir con las prescripciones contenidas en este capítulo, a excepción de los artículos 18.7 y 18.8. Mientras que los elementos estructurales que no se consideren que forman parte del sistema resistente a sismos, deberán satisfacer las prescripciones contenidas en el artículo 18.7.

En la edificación que se está estudiando los elementos que forman parte del sistema resistente a sismos incumplen ciertos artículos de este capítulo, como lo son:

- 18.1.3.1 Concretos

“La resistencia especificada del concreto en elementos pertenecientes al sistema resistente a sismos no será menor que 200 Kgf/cm²”. Y en el caso de la U.E. Luis Alejandro Alvarado estamos suponiendo, por su similitud en época de construcción con la Escuela Valentín Valiente, derrumbada en el terremoto de Cariaco, la misma resistencia del concreto que ésta, la cual es de 140 Kgf/cm².

- 18.2 Miembros sometidos a flexión (Vigas)

18.2.1.b “El ancho mínimo es de 25 cm...”. Esta condición geométrica no se cumple, ya que el ancho mínimo que encontramos en las vigas de la edificación es de 20 cm.

18.2.2.3.b “A lo largo de la longitud de solape se colocarán armaduras transversales, formadas por estribos cerrados o por zunchos, cuya separación no deberá ser mayor que $d/4$ ni 10cm”. Se sabe que en el caso de la U.E. Luis Alejandro Alvarado la separación de los estribos que se encuentran a lo largo de todas las vigas es de 20 cm., por lo que este artículo tampoco se cumple.

18.2.3.3.2 Separación de estribos

“Se colocarán estribos a todo lo largo del miembro y su separación no excederá, en ningún caso, $d/2$ ”. En el caso de las vigas planas encontradas en la estructura, cuya altura es de 25 cm., la altura útil es de 22 cm. y dividiendo $22/2$ se obtiene una distancia de 11 cm. la cual es menor a los 20 cm. de separación de estribos encontrados en todas las vigas de la estructura.

“En las zonas que deben ser confinadas... los estribos deben ser cerrados y su separación no debe exceder el más pequeño de los valores siguientes:

a. $d/4, \dots$ ”. Es obvio que las vigas planas, al no cumplir la separación máxima entre estribos a lo largo de todo el miembro, que es de $d/2$, no cumple en las zonas confinadas la separación máxima exigida, $d/4$. Utilizando el mismo criterio para las vigas altas del primer piso, que tienen una altura útil de 57 cm., la separación entre los estribos en la zona confinada no debería ser mayor que 14,25 cm. y para las vigas altas del nivel superior, que tienen una altura útil de 52 cm., la separación entre los estribos en la zona confinada no

debería ser mayor que 13 cm. Para los dos casos la separación encontrada de 20 cm. es mayor a la máxima permitida.

- Miembros sometidos a flexión y carga axial (Columnas)

18.3.1.a “La menor dimensión transversal, medida a lo largo de una recta que pase por su centro geométrico, no sea menor a 30 cm.”. Esta condición geométrica no se cumple, ya que el ancho mínimo que encontramos en las columnas de la edificación es de 20 cm.

18.3.4.4. Separaciones máximas

“La separación de de las armaduras de refuerzo transversal en la dirección del eje del miembro no será mayor que el menor de los siguientes valores: a. $\frac{1}{4}$ de la menor dimensión del miembro, b. 10 cm.”. Siendo la distancia entre ligaduras encontradas en las columnas de 15 cm. y 20 cm. en las columnas de las esquinas del edificio, no se satisface la condición “b” del citado artículo.

Por incumplir lo especificado en estos artículos, la edificación no cumple con un nivel de diseño 3 (ND3), por lo que se revisa el artículo 18.8 que, según la citada norma, es el que deben cumplir los elementos del sistema resistente a sismos si la estructura se corresponde con un nivel de diseño 2.

En el artículo 18.8.2.3.2 se especifican las separaciones máximas entre los estribos de las vigas y estas distancias coinciden con las del artículo 18.2.3.3.2 “Separación de estribos”, discutido anteriormente. Por lo que las vigas de la estructura no cumplen el mencionado artículo, quedando descartado el nivel de diseño 2 (ND2), en la edificación.

Al no cumplir las condiciones del nivel de diseño 3, ni tampoco las del nivel de diseño 2, la estructura queda clasificada dentro del nivel de diseño 1 (ND1).

Por otro lado, en el capítulo 12 de la Norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones sismorresistentes” [3], denominado “Edificaciones Existentes”, se expresa en la tabla C-12.1 “Orientación para la selección de los niveles de diseño presente” que según el año de construcción de la edificación (1958), ésta presenta un nivel de diseño 1, ya que en la tabla se indica que todas las edificaciones construidas en el país hasta el año 1.967, presentan ND1.

VI.2. –SELECCIÓN DEL R

En el “Estudio de las causas que provocaron el colapso de la Escuela Valentín Valiente en el sismo de Cariaco del 9 de Julio de 1997” se determinó que el factor de reducción que presenta la estructura es $R = 1,5$ [6]. Debido a esto, se decide realizar el análisis de los modelos matemáticos utilizando el espectro de diseño para un factor de reducción de $R = 1,5$.

Sin embargo, en el capítulo 12 de la norma 1756-2001, en su artículo 12.3.1 “Nivel de diseño y factor de reducción de respuesta R”, se indica que “cuando no se satisfagan los requisitos normativos de incidencia sismorresistente, contemplados en las Normas vigentes y anotadas en la tabla 12.1, se utilizará el valor $R = 1$ ”.

En la tabla 12.1 aparecen anotados como requisitos de incidencia sismorresistente las separaciones máximas de la armadura transversal, referentes al capítulo 18 de la Norma COVENIN 1753-87, los cuales se discutieron para la selección del nivel de diseño y se comprobó que las mismas no se cumplen. Por lo tanto, haciendo caso del artículo 12.3.1, también se analizarán los modelos matemáticos partiendo de un factor de reducción de $R = 1$.

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS SÍSMICO

Para realizar el análisis de la estructura se trabajará en todo momento con un solo módulo ya que éstos son idénticos y además independientes uno de otro.

VII.1. – ANÁLISIS DE CARGAS

Para realizar el análisis de cargas de la estructura se utilizaron los pesos unitarios probables de elementos constructivos que aparecen en la tabla 4.3 de la Norma COVENIN 2002-88 “Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones” [2], en su capítulo 4 “Acciones permanentes”.

Específicamente se usaron los siguientes pesos:

- Paredes de bloques de Concreto sin frisar. Espesor = 20 cm.
Peso = 270 Kgf/m².
- Paredes de bloques de Concreto frisados. Espesor = 20 cm.
Peso = 330 Kgf/m².
- Paredes de bloques de Concreto para ventilación
Peso = 150 Kgf/m².
- Losa Nervada en una dirección. Espesor = 20 cm.
Peso = 270 Kgf/m².
- Manto Asfáltico en una sola capa. Espesor = 3mm
Peso = 4 Kgf/m².
- Mortero para pendiente en techo
Peso = 50 Kgf/m².

El peso de los elementos de concreto armado se estimó utilizando como peso específico del concreto, el valor obtenido en el Trabajo Especial de Grado “Estudio de las causas que provocaron el colapso de la Escuela Valentín Valiente en el sismo de Cariaco del 9 de Julio de 1997” [5], en el cual se estimó un valor de 2300 Kgf/m³.

VII.2. – CENTRO DE MASA

Para hallar el centro de masa de las losas es necesario tomar en cuenta tanto la carga permanente como la carga variable que actúa en éstas. Debido a que la carga variable que se aplica en el área de las aulas es diferente a la que corresponde al pasillo, se hace necesario encontrar, en primera instancia, para la losa de entrepiso, el centro de masa de la carga permanente de cada ambiente por separado.

A continuación se muestran las tablas utilizadas para el cálculo del centro de masa de la carga permanente de cada una de las losas. En la primera columna se encuentra el peso de cada elemento o grupo de elementos (P_i); en la segunda y tercera columna aparecen las coordenadas de sus correspondientes centros de masa (X_i , Y_i) y en la cuarta y quinta columna el valor que se obtiene al multiplicar el peso de cada elemento por cada una de las coordenadas de su centro de masa. Posteriormente se especifican las coordenadas del centro de masa de la losa, el cual se obtiene al dividir la sumatoria de la columna 4 y la sumatoria de la columna 5 entre el peso total de todos los elementos involucrados en el cálculo (valor que aparece al final de la primera columna).

Para calcular los diferentes centros de masa se tomó como punto de referencia con coordenadas (0,0) el que está ubicado más hacia el Oeste y hacia el Sur en el módulo 1 (Figura VII.2.1).

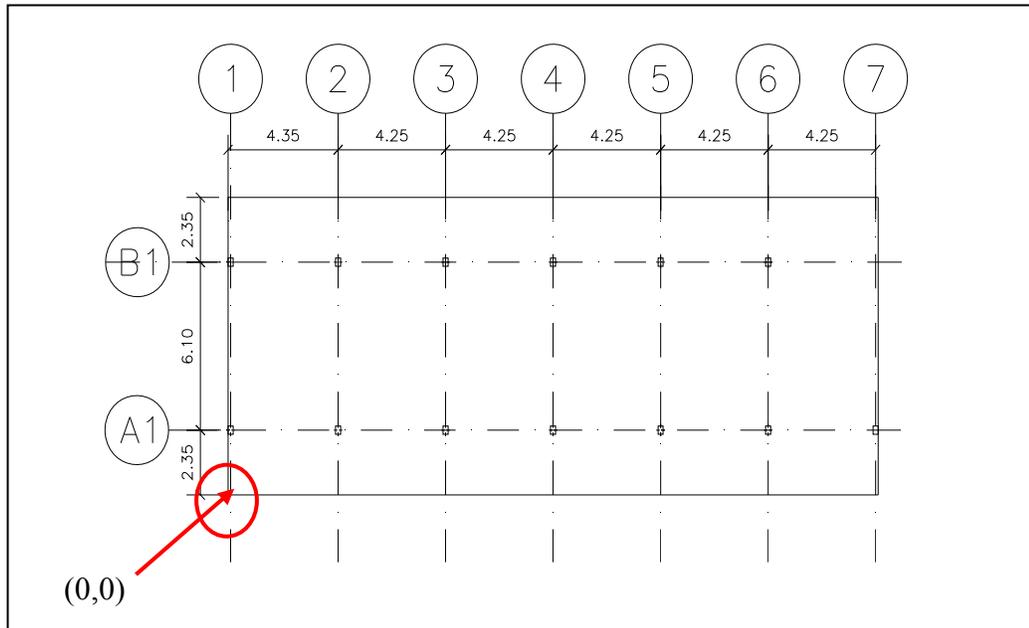


Figura VII.2.1. Punto de referencia con coordenadas (0,0).
Fuente: Elaboración propia.

La tabla VII.2.1 contiene el cálculo realizado para encontrar el centro de masa de la carga permanente, en el área de los salones de la losa de entrepiso.

Losa Entrepiso (Salones)

		Pi (Kgf)	Xi (m)	Yi (m)	Pi*Xi (Kgf*m)	Pi*Yi (Kgf*m)
Vigas Planas	A	5589,00	12,750	2,400	71259,750	13413,600
	B	6986,25	12,750	8,450	89074,688	59033,813
Vigas	Central	11205,60	12,750	5,550	142871,400	62191,080
	Volado B	3187,80	12,750	9,578	40644,450	30532,040
Losa	Centro	40678,20	12,750	5,300	518647,050	215594,460
	Volado B	16572,60	12,750	9,700	211300,650	160754,220
	Otros	551,80	12,750	9,700	7035,450	5352,460
Columnas	Piso 1	2801,40	12,750	5,400	35717,850	15127,560
	PB	2801,40	12,750	5,400	35717,850	15127,560

Banquitos		13730,93	11,789	8,640	161875,806	118632,541
Paredes	Frontal	11623,50	13,316	2,350	154775,205	27315,225
	Centro PB	8804,40	12,750	5,400	112256,100	47543,760
	Centro P1	8995,80	12,750	5,400	114696,450	48577,320
	Volado PB	2910,60	12,750	9,722	37110,150	28298,160
	Volado P1	2940,30	12,750	9,719	37488,825	28575,360
		139379,58			Σ 1770471,673	876069,169

Xi (m)	Yi (m)
12,703	6,285

Tabla VII.2.1. Centro de masa del área de los salones de la losa de entrapiso del módulo 1 de la U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Fuente: Elaboración propia.

Para hallar el centro de masa correspondiente a la carga permanente en el área del pasillo perteneciente a la losa de entrapiso, se utilizó la tabla VII.2.2, la cual se muestra a continuación.

Losa Piso 1 (Pasillo)

		Pi (Kgf)	Xi (m)	Yi (m)	Pi*Xi (Kgf*m)	Pi*Yi (Kgf*m)
Viga Plana		1397,25	12,750	2,150	17814,938	3004,088
Vigas		3187,8	12,750	1,222	40644,450	3896,200
Losa	Volado A	16572,60	12,750	1,000	211300,650	16572,600
	Otros	155,00	12,750	0,916	1976,250	141,980
		21312,65			Σ 271736,288	23614,868

Xi (m)	Yi (m)
12,750	1,108

Tabla VII.2.2. Centro de masa del área del pasillo de la losa de entresuelo del módulo 1 de la U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Fuente: Elaboración propia.

Una vez hallados los centros de masa de cada ambiente. A la carga permanente (ya encontrada en las tablas anteriores) se le añadió el 50% de la carga variable correspondiente a cada área, tal como lo indica la Norma COVENIN 1756-2001 [3] en su capítulo 7.

Para hallar el valor correspondiente a dicha carga, se multiplicó el valor de carga variable que indica la Norma COVENIN 2002-88, el cual es de 300 Kg/m² en las aulas y 400 Kg/m² en el pasillo, por el área de cada ambiente.

En la tabla VII.2.3 se muestra el cálculo del centro de masa de la losa de entresuelo, incluyendo la carga variable. El procedimiento utilizado es el mismo que se explicó para calcular los anteriores centros de masa. Las columnas uno (1) y dos (2) indican el valor de carga variable y carga permanente, respectivamente, tomadas en cuenta para el cálculo. Las columnas tres (3) y cuatro (4), indican las coordenadas del centro de masa de cada área. En las columnas 5 y 6 aparece el valor obtenido al multiplicar la sumatoria de (1) y (2) por los correspondientes centros de masa. Y finalmente se divide la sumatoria de las columnas 5 y 6 entre la sumatoria de los pesos totales, que se muestran al final de las columnas 1 y 2.

	CV (Kgf)	CP (Kgf)	Xi (m)	Yi (m)	(CP+CV)*Xi (Kgf*m)	(CP+CV)*Yi (Kgf*m)
Salones	33538,5	139379,58	12,703	6,285	2196495,082	1086875,11
Pasillo	11822	21312,65	12,750	1,108	422466,7875	36713,8938
Peso total	45360,5	160692,23	Σ		2618961,869	1123589,006

X (m)	Y (m)
12,710	5,453

Tabla VII.2.3. Centro de masa de la losa de entepiso del módulo 1 de la U.E. Luis Alejandro Alvarado. Incluye carga variable.

Fuente: Elaboración propia

En el caso de la losa techo no se incluyó el efecto de la carga variable ya que es un techo no accesible (capítulo 7 de la Norma COVENIN 1756-2001).

En la tabla VII.2.4 se encuentran los elementos y el cálculo utilizados para estimar el centro de masa de la losa del techo.

Losa Techo

		Pi (Kgf)	Xi (m)	Yi (m)	Pi*Xi (Kgf*m)	Pi*Yi (Kgf*m)
Vigas Planas	A	4191,75	12,750	2,400	53444,813	10060,200
	B	4191,75	12,750	8,450	53444,813	35420,288
Vigas	Central	10271,80	12,750	5,550	130965,450	57008,490
	Volado B	3010,70	12,750	9,592	38386,425	28879,107
	Volado A	3010,70	12,750	1,208	38386,425	3636,453
Columnas		2801,40	12,750	5,400	35717,850	15127,560
paredes	centro	8995,80	12,750	5,400	114696,450	48577,320
	volado	2940,30	12,750	9,719	37488,825	28575,360

Losa	Centro	42515,28	12,750	5,300	542069,820	225330,984
	Volado A	17321,04	12,750	1,000	220843,260	17321,040
	Volado B	17321,04	12,750	9,700	220843,260	168014,088
	Otros	738,72	12,750	5,304	9418,680	3918,456
		117310,28			Σ 1495706,070	641869,346

X (m)	Y (m)
12,750	5,472

Tabla VII.2.4. Centro de masa de la losa de techo del módulo 1 de la U.E. Luis Alejandro Alvarado. No incluye carga variable.
Fuente: Elaboración propia.

A continuación, en la tabla VII.2.5 se muestra el área de cada una de las plantas, su peso por encima del nivel de base, la masa trasnacional considerada en cada dirección (mx, my) y la masa rotacional (J).

El peso por encima del nivel de base corresponde a la suma de la carga permanente más la carga variable, tomadas en cuenta para el cálculo del centro de masa. La masa traslacional se obtiene al dividir el peso por encima del nivel de base entre la gravedad (9,81 m/s²) y la masa rotacional (J) se obtiene partiendo la ecuación: $J = \frac{m}{A} * I_x * I_y$; donde I_x , I_y son las inercias en las direcciones X e Y de la planta, m es la masa de ésta y A el área. Al desarrollar y simplificar esta ecuación queda de la siguiente forma: $J = \frac{m}{12} * (b_x^2 + b_y^2)$; donde b_x , b_y corresponden con las dimensiones de la planta en cada una de las direcciones consideradas.

	Entrepiso	Techo
Área en planta (m ²)	282,70	282,70
Peso sísmico (Kgf)	206052,73	117310,28
Masa traslacional (m) (Kgf*s ² /m.)	21004,36	11958,24
Masa rotacional (J)	1367891,17	778770,05

Tabla VII.2.5. Peso sísmico, masa traslacional y masa rotacional de las losas del módulo 1 de la U.E. Luis Alejandro Alvarado. No incluye carga variable.

Fuente: Elaboración propia.

VII.3. – CARGAS SOBRE VIGAS

Para distribuir la carga sobre las vigas se utilizó el método del área tributaria, asignando a las vigas altas la carga correspondiente al peso por unidad de área de la losa. Para la losa de entrepiso sería el peso correspondiente a la losa nervada, más el sobrepiso de concreto pobre; mientras que para la losa de techo sería el peso de la losa nervada, más el manto asfáltico con su respectiva pendiente. Esta carga por unidad de área, se multiplica por el ancho tributario que le corresponde a cada viga, obteniendo una carga por unidad lineal.

A las vigas, altas o planas, que tuvieran paredes apoyadas directamente sobre ellas, se les asignó la carga correspondiente al peso de la pared. Para encontrar esta carga se multiplicó el peso por unidad de área de las paredes por su altura, encontrando así la carga por unidad lineal distribuida a lo largo del espacio en que se encuentra la pared.

En la tabla VII.3.1 se presentan las cargas gravitatorias, que fueron asignadas a cada viga.

		Vigas		
		1, 7	2, 3, 4, 5, 6	
Losa de Entrepiso	CP (Kgf/m)	658,75	1317,50	
	CV (Kgf/m)	Pasillos	850,00	1700,00
		Salones	637,50	1275,00
Losa de Techo	CP (Kgf/m)	688,50	1377,00	
	CV (Kgf/m)	106,25	212,15	

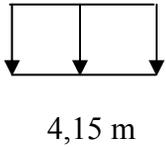
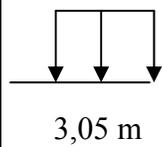
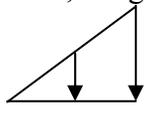
		Entre 1 y 2, 4 y 5, 6 y 7	Entre 1 y 2, 4 y 5, 6 y 7
		Paredes	Bloques de concreto sin frisar CP (Kgf/m)
			
	Vigas 1, 3, 5, 7		
	Entre A1 y B1		Volado
Bloques de concreto frisados CP (Kgf/m)	775,50		634,50
		59,40 (*)	
		(*) 59,40Kg/m 	

Tabla VII.3.1. Cargas gravitatorias asignadas a las vigas de la U.E. Luis Alejandro Alvarado.
Fuente: Elaboración propia.

VII.4. – ESPECTROS DE DISEÑO

A fines de aplicación de la Norma 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”, el país ha sido dividido en ocho zonas. Según la tabla 4.2 “Zonificación sísmica de Venezuela”, perteneciente al capítulo 4 de dicha norma, el Municipio Sucre del Estado Aragua, localidad donde está ubicada la Unidad Educativa Luis Alejandro Alvarado, es una zona 4, lo cual implica un peligro sísmico intermedio y su coeficiente de aceleración horizontal (A_0) es de 0,25.

En el capítulo 6 de la misma norma, se clasifican las estructuras según el uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural. De acuerdo al artículo 6.1.1 “Grupos”, las edificaciones educacionales, que es el caso que compete en el presente estudio, quedan clasificadas dentro del Grupo A. Posteriormente en la tabla 6.1 “Factor de importancia”, se establece un factor de importancia (α) de 1,30.

Continuando con la aplicación de la Norma de “Edificaciones Sismorresistentes” para la construcción del espectro de diseño, se encuentra que en el capítulo 5 se consideran cuatro formas espectrales tipificadas (S1, S2, S3 y S4) y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal (ϕ), los cuales dependen de las características del perfil geotécnico del terreno de fundación. Para la edificación en estudio no se disponía de este perfil geotécnico por lo que se asumió una forma espectral intermedia S2, con un factor de corrección $\phi = 0,80$.

Finalmente, el capítulo 7 “Coeficiente Sísmico y Espectros de Diseño” de la norma utilizada, en su artículo 7.2 “Espectros de diseño”, explica que las ordenadas A_d de los espectros de diseño, quedan definidas en función de su período T , en la forma siguiente:

$$T < T^+ \quad Ad = \frac{\alpha\phi A_o \left[1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)} \quad (VII.4.1)$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad Ad = \frac{\alpha\phi\beta A_o}{R} \quad (VII.4.2)$$

$$T > T^* \quad Ad = \frac{\alpha\phi\beta A_o}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad (VII.4.3)$$

Donde:

Ad : Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

α : Factor de importancia.

A_o : Coeficiente de aceleración horizontal.

ϕ : Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

β : Factor de magnificación promedio.

T_o : $0,25T^*$ Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (*seg*).

T^* : Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

$T^+ \geq T_o$: Período característico de variación de respuesta dúctil (*seg*).

$$c = \sqrt[4]{R/\beta}$$

R : Factor de reducción de respuesta.

p : Exponente que define la rama descendente del espectro.

De acuerdo con la tabla 7.1 “Valores de T^* , β , p ”, para la forma espectral escogida, S2, dichos valores son: $T^* = 0,7$; $\beta = 2,6$; $p = 1,0$.

Con los parámetros mencionados anteriormente y basándose en las ecuaciones VII.4.1, VII.4.2 y VII.4.3 se construyeron los espectros de diseño para los factores de reducción de respuesta $R = 1,0$ y $R = 1,5$ (escogidos en VI.2). A continuación, en el gráfico VII.4.1 se presentan los dos espectros de respuesta que se utilizaron para el análisis de la estructura.

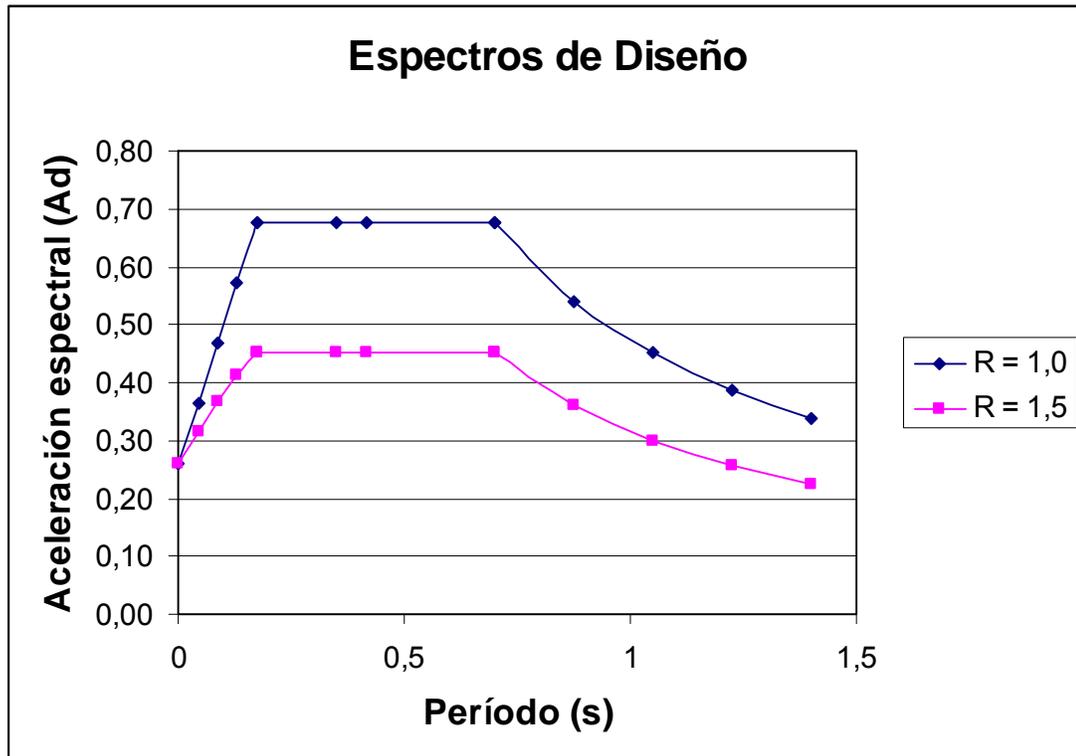


Gráfico VII.4.1. Espectros de diseño, utilizando $R = 1,0$ y $R = 1,5$.
Fuente: Elaboración propia.

VII.5 – COMBINACIONES DE CARGA

Para hallar las solicitaciones en los elementos y así poder conocer la demanda de la estructura, se aplicaron las combinaciones de carga que exige la Norma COVENIN 1753 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño” [4], en su capítulo 9, según el cual “las estructuras y los elementos estructurales se diseñarán para tener en todas las secciones una resistencia de diseño mayor o igual a la resistencia requerida, la cual se calculará con las cargas y fuerzas mayoradas, en las combinaciones que se estipulan en estas normas”.

El artículo 9.2.1 indica que la resistencia requerida (U) para resistir la carga permanente (CP) y la carga variable (CV), nunca debe ser menor que:

$$U = 1,4CP + 1,7CV$$

Posteriormente, en el artículo 9.2.2 se indican las combinaciones de carga que deben estudiarse para determinar la máxima resistencia requerida, cuando se toma en cuenta la acción del sismo (S) en el diseño. Esas combinaciones son:

$$U = 0,75 (1,4CP + 1,7CV) \pm S \text{ y}$$

$$U = 0,9CP \pm S$$

El criterio que se utilizó para combinar las solicitaciones debidas al sismo en las dos direcciones ortogonales, fue el de la raíz cuadrada (artículo 8.6.I.a de la Norma 1756-2001), en el cual la componente del sismo horizontal (S_H) se obtiene hallando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones correspondientes a cada dirección de análisis (S_x, S_y), es decir que:

$$S_H = \sqrt{S_x^2 + S_y^2}$$

Más adelante, en el artículo 8.6.IV de la misma Norma, se explica que se considerará S como la suma del efecto de las componentes sísmicas horizontales

combinadas (S_H) más los efectos alternantes de la componente sísmica vertical, de la siguiente manera: $S = S_H \pm (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$.

Tomando en cuenta lo anterior expuesto, las combinaciones de carga utilizadas para hallar la demanda de la estructura, pueden ser expresadas de la siguiente forma:

$$M0. U = 0,75 (1,4CP + 1,7CV)$$

$$M1. U = 0,75 (1,4CP + 1,7CV) + \sqrt{S_x^2 + S_y^2} + (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

$$M2. U = 0,75 (1,4CP + 1,7CV) + \sqrt{S_x^2 + S_y^2} - (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

$$M3. U = 0,75 (1,4CP + 1,7CV) - \sqrt{S_x^2 + S_y^2} + (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

$$M4. U = 0,75 (1,4CP + 1,7CV) - \sqrt{S_x^2 + S_y^2} - (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

$$M5. U = 0,9CP + \sqrt{S_x^2 + S_y^2} + (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

$$M6. U = 0,9CP + \sqrt{S_x^2 + S_y^2} - (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

$$M7. U = 0,9CP - \sqrt{S_x^2 + S_y^2} + (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

$$M8. U = 0,9CP - \sqrt{S_x^2 + S_y^2} - (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

Para obtener la capacidad de la estructura, se utilizaron las siguientes combinaciones de carga, sin factores de mayoración:

$$S0. U = CP + CV$$

$$S1. U = CP + CV + \sqrt{S_x^2 + S_y^2} + (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

$$S2. U = CP + CV + \sqrt{S_x^2 + S_y^2} - (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

$$S3. U = CP + CV - \sqrt{S_x^2 + S_y^2} + (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

$$S4. U = CP + CV - \sqrt{S_x^2 + S_y^2} - (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

$$S5. U = CP + \sqrt{S_x^2 + S_y^2} + (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

$$S6. U = CP + \sqrt{S_x^2 + S_y^2} - (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

$$S7. U = CP - \sqrt{S_x^2 + S_y^2} + (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

$$S8. U = CP - \sqrt{S_x^2 + S_y^2} - (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$$

VII.6 – MODELOS

Una vez finalizada la instrucción en el programa Sap2000, se elaboraron tres (3) modelos matemáticos de la edificación.

Para la realización de éstos fue necesario introducir en el programa ciertos parámetros, relacionados con el análisis sísmico, explicados anteriormente en este capítulo, tales como la masa, el centro de masa y la masa traslacional y rotacional de cada losa (VII.2). También el espectro de diseño para cada factor de reducción de respuesta utilizado (VII.4), las distintas combinaciones de carga (VII.5) y las cargas sobre las vigas (VII.3). El detalle del banco de concreto fue considerado como una carga puntual en las columnas a las que se encuentran empotrados, utilizando también para esto una distribución tributaria.

Al programa también se le indicaron los siguientes datos:

Peso del concreto = 2300 Kgf/m³

Resistencia del concreto: $f'c = 140$ Kgf/cm²

Módulo de elasticidad del concreto: $E_c = 15100\sqrt{f'c} = 178.666$ Kgf/cm²

Resistencia del acero: Longitudinal ($F_y = 2400$ Kgf/cm²)

Transversal ($F_y = 2800$ Kgf/cm²)

Recubrimiento de los elementos de concreto = 3 cm.

Además se asumió que los nodos son rígidos con un factor de longitud de brazo rígido de 0,5. Las columnas de la estructura están empotradas al suelo en su base y los diafragmas se consideraron rígidos.

A continuación se describirán cada uno de los modelos analizados y se explicará como se pasó de un modelo a otro.

VII.6.1. – MODELO 1

El modelo 1 está formado únicamente por los pórticos de la edificación sin tomar en cuenta las paredes, es decir, que la estructura sólo tiene columnas y vigas. Para este modelo se utilizó la inercia gruesa (I_g) de los elementos.

Con este primer análisis se pretende estudiar el caso en el que las columnas y vigas de la estructura son las que resisten las solicitaciones producidas por el sismo.

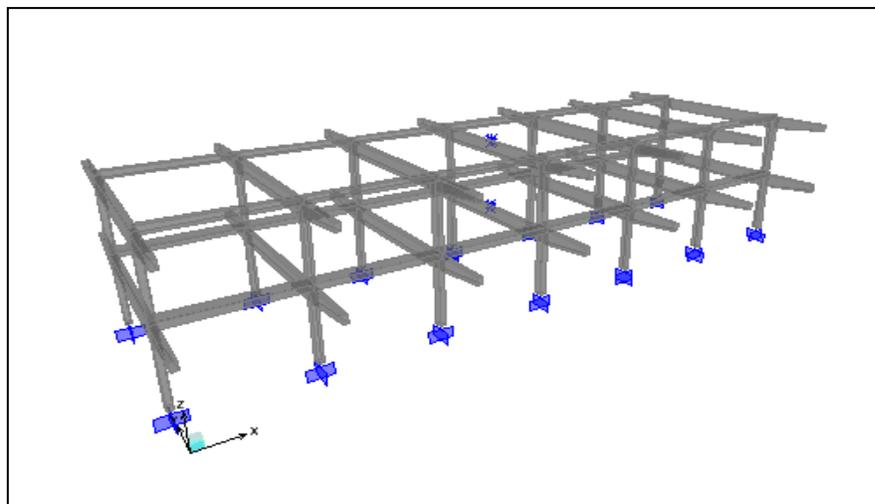


Figura VII.6.1.1. Representación del modelo 1, usando el programa SAP2000.
Fuente: Elaboración propia.

VII.6.2–MODELO 2

Al igual que en el modelo 1, sólo se incluyen vigas y columnas, pero se utiliza una inercia reducida de los elementos estructurales que forman parte del sistema resistente a sismos, que corresponde al estado de agrietamiento que éstos pueden presentar cuando suceda un terremoto. En tal sentido, se aplicó un valor de $0,4I_g$ para las vigas y $0,6I_g$ para las columnas [10].

Igual que en el modelo 1, las solicitaciones producidas por el sismo son resistidas en su totalidad por las columnas y vigas de la edificación.

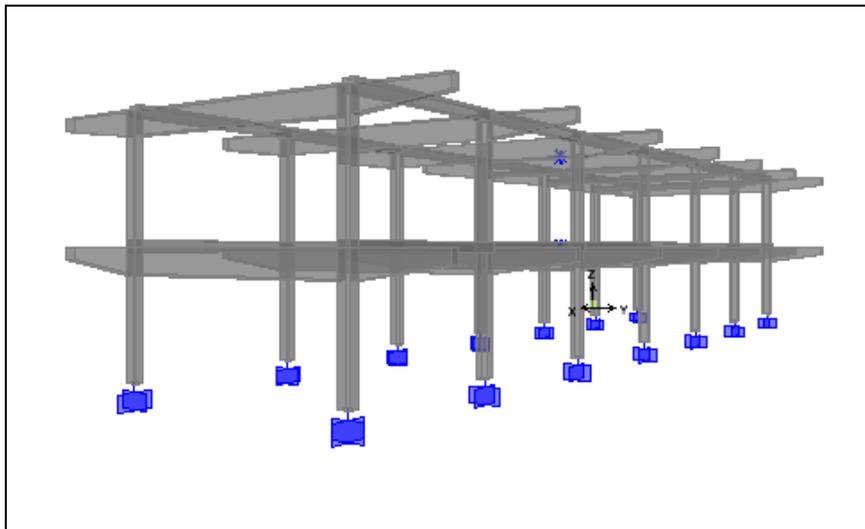


Figura VII.6.1.2. Representación del modelo 2, usando el programa SAP2000.
Fuente: Elaboración propia.

VII.6.3. – MODELO 3

Para crear la situación correspondiente a este modelo, a las vigas y columnas con inercia reducida del modelo 2, se le adicionaron las paredes de la estructura que

se encuentran adosadas y enmarcadas a los diferentes pórticos, las paredes que no se encuentran dentro del plano del pórtico no fueron tomadas en cuenta.

Las paredes incluidas en este modelo aportan rigidez y resistencia a la edificación, por lo que las solicitaciones producidas por el sismo también serán absorbidas por éstas.

El modulo de elasticidad que se utilizó para la mampostería fue de 20.000 Kg/cm^2 .

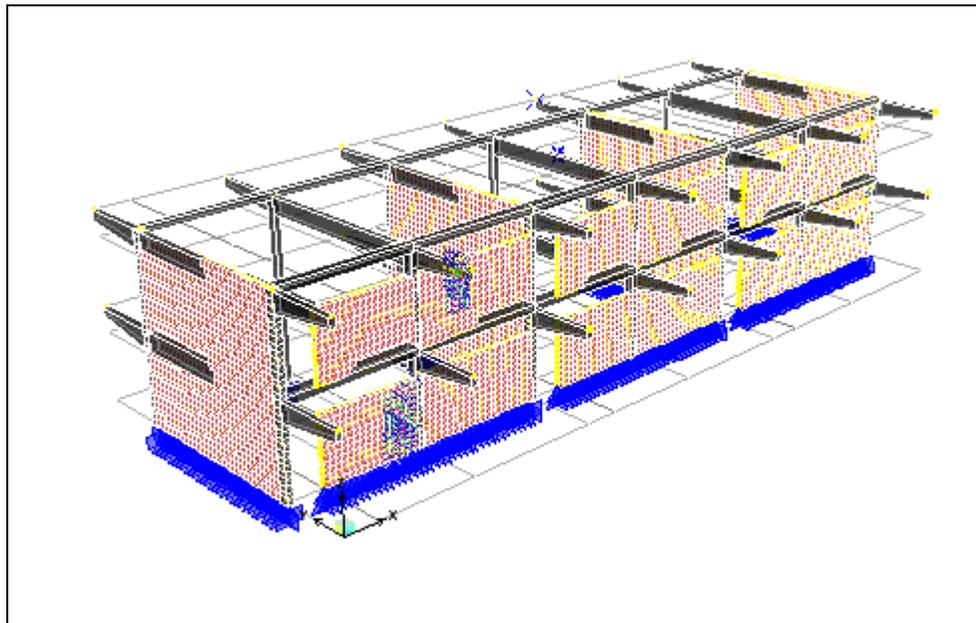


Figura VII.6.1.3. Representación del modelo 3, usando el programa SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

En las tablas VII.6.1 y VII.6.2, respectivamente, se resumen los períodos y los factores de participación de masa de cada modelo, para cada uno de los modos de vibración.

PERÍODOS			
MODO	MODELOS		
	1	2	3
1	0,804095	1,100620	0,350935
2	0,529731	0,717297	0,161692
3	0,487429	0,657135	0,130695
4	0,317941	0,423282	0,110260
5	0,207874	0,274121	0,054974
6	0,191877	0,252676	0,046536

Tabla VII.6.1. Períodos de cada modo para los modelos 1, 2 y 3.
Fuente: Elaboración propia.

PARTICIPACIÓN DE LA MASA												
MODO	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3	
	%X	%Y	%X	%Y	%X	%Y	Σ %X	Σ %Y	Σ %X	Σ %Y	Σ %X	Σ %Y
	1	92,6	0	91,4	0	90,4	0	92,6	0	91,4	0	90,4
2	0	93,4	0	92,4	8,9	0,05	92,6	93,4	91,4	92,4	99,3	0,05
3	0	0	0	0	0	97,0	92,6	93,4	91,4	92,4	99,3	97,5
4	7,4	0	8,6	0	0,07	0	100	93,4	100	92,4	100	97,5
5	0	6,6	0	7,6	0	2,5	100	100	100	100	100	100
6	0	0	0	0	0	0	100	100	100	100	100	100

Tabla VII.6.2. Factor de participación de masa de cada modo para los modelos 1, 2 y 3.
Fuente: Elaboración propia.

El modelo 1 arrojó un período fundamental de 0,804 seg. Para el primer modo de vibración, con una participación de masa de masa del 92,6% en dirección X y el

segundo modo un período 0,530 seg., pero con una participación de masa de 93,4% en la dirección Y, por lo que se puede decir que para este primer modelo los modos están prácticamente desacoplados.

En el modelo 2 se observó el mismo comportamiento que en el modelo 1, pero los períodos aumentaron, aproximadamente, un 37% debido, principalmente, a que se consideró la inercia reducida en vigas y columnas, lo que originó una estructura más flexible. Igual que en el modelo 1, se observa que los modos están prácticamente desacoplados, con una participación de la masa del 91,4% en la dirección X para el primer modo y 92,4% para el segundo modo.

En el modelo 3 se observa que el modo de vibración 1 tiene un período fundamental de 0,351 seg., el cuál es, aproximadamente un tercio del correspondiente al modelo 2 y un poco menos de la mitad del período de ese mismo modo en el modelo 1. Esta reducción se debe, esencialmente, a la inclusión de las paredes, las cuales están aportando una rigidez considerable a la estructura.

Al incluir las paredes, la participación de masa en el modo 1 es de 90,4% en la dirección X, en el modo 2 es de 8,9%, nuevamente en la dirección X y apenas 0,05% en Y y en el tercer modo es cuando se obtiene una gran participación de masa en la dirección Y con un 97%. Es evidente que al incluir las paredes se originó un cambio en las propiedades dinámicas del la estructura.

CAPÍTULO VIII

ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación se presentan las tablas que exponen los resultados obtenidos del análisis de los modelos estudiados. Para cada modelo se hallaron desplazamientos máximos, demanda y capacidad.

Para la determinación de los valores límites de los desplazamientos se utilizó la Norma 1756-2001 “Edificaciones sismorresistentes” [3], que en el Capítulo 10 “Control de los desplazamientos”, artículo 10.1 “Desplazamientos laterales totales” indica que el desplazamiento lateral total (Δ_i) de un nivel i se calculará con la siguiente fórmula:

$$\Delta_i = 0,8R \Delta_{ei}$$

Donde:

R: Factor de reducción

Δ_{ei} : Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño.

Siendo la deriva (δ_i) la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$$

El artículo 10.2 “Valores límites”, del mismo capítulo, menciona que el cociente $\delta_i/(h_i-h_{i-1})$ no excederá el valor especificado en la tabla 10.1. Según esta tabla el valor límite para la estructura en estudio, que se clasifica dentro del grupo A, es 12‰.

Donde:

h_i-h_{i-1} : Separación entre pisos o niveles.

Para hallar la demanda de la estructura se sumó la fuerza cortante de cada columna a nivel de planta baja, tanto en dirección X como en dirección Y, para cada una de las combinaciones de carga mayoradas, desarrolladas en el capítulo VII (VII.5). La demanda seleccionada fue aquella, que en cada dirección presentara el mayor valor absoluto.

La capacidad de la edificación fue hallada para todas las combinaciones de carga sin mayorar (VII.5). Utilizando la carga axial de cada columna a nivel de planta baja, se entró en el diagrama de interacción para cada dirección (gráfico V.4.1 y gráfico V.4.2), verificando si la columna presentaba un mecanismo de falla dúctil o falla frágil y consiguiendo el valor del momento correspondiente a la carga axial utilizada. Con este momento, se aplica la fórmula (II.4.2) para hallar el corte que resiste cada columna, sumando todos estos cortes se obtiene la capacidad de la estructura para cada combinación y se selecciona la menor, por ser el caso más desfavorable.

Primero se presentarán las tablas correspondientes al análisis de los modelos utilizando el factor de reducción $R=1,5$ y posteriormente para $R=1,0$.

VIII.1. – $R = 1,5$

VIII.1.1. – MODELO 1

VIII.1.1.1. – DERIVAS

En la tabla VIII.1.1.1.1, la cual se presenta a continuación, U_x corresponde al cociente $\delta_i/(h_i-h_{i-1})$, tomando los desplazamientos en la dirección X; U_y es el mismo cociente, pero utilizando los desplazamientos en la dirección Y. Estos desplazamientos se hallaron únicamente para el caso donde sólo se toma en cuenta la

componente sísmica horizontal, aplicando el criterio de la raíz cuadrada para la combinación de las direcciones horizontales, es decir, $S_H = \sqrt{S_x^2 + S_y^2}$.

Se verificaron los valores límites locales correspondientes a las diferencias entre los niveles PB y entrepiso (Local 0-1) y entre el entrepiso y el techo (Local 0-2), también se verificó el valor límite para la deriva global, entre los niveles PB y techo (Global 0-2). Estos valores límites, que como se mencionó al principio de este capítulo, deben ser menores o iguales a 12%, se obtuvieron para el centro de masa y para el punto más alejado de éste, perteneciente a la estructura (nodo de intersección del eje A1 con el pórtico 7, denotado como A17).

	CM		A1-7	
	Ux ‰	Uy ‰	Ux ‰	Uy ‰
Local 0-1	19,30	9,72	19,26	9,63
Local 1-2	14,31	6,71	14,28	6,66
Global 0-2	16,80	8,21	16,77	8,15

Tabla VIII.1.1.1.1. Valores de $\delta_i/(h_i-h_{i-1})$ para el centro de masa y el punto A1-7 del modelo 1, con R=1,5.
Fuente: elaboración propia.

Para ambos puntos estudiados, se observa que en la dirección Y no se sobrepasa el valor límite normativo; mas no sucede lo mismo en la dirección X, en la cual todos los valores son mayores a 12%. Al no cumplir esta restricción en cualquiera de las direcciones, la estructura no cumple con los valores máximos establecidos en la tabla 10.1, del capítulo 10 de la norma 1756-2001.

VIII.1.1.2 – DEMANDA

En la tabla que se muestra a continuación, Vx es la sumatoria de los cortantes en la base de las columnas para la dirección X, al aplicar cada una de las

combinaciones de cargas mayoradas que toman en cuenta la acción del sismo; mientras que V_y es la misma sumatoria, pero en la dirección Y.

Demanda		
	V_x (Kgf)	V_y (Kgf)
M1	119509,14	136539,51
M2	119509,14	136539,51
M3	-119509,14	-136539,51
M4	-119509,14	-136539,51
M5	119509,15	136539,53
M6	119509,15	136539,53
M7	-119509,13	-136539,49
M8	-119509,13	-136539,49

Tabla VIII.1.1.2.1. Sumatoria de cortantes en la base de las columnas de PB en las direcciones “X” e “Y del modelo 1, con $R=1,5$.
Fuente: elaboración propia.

VIII.1.1.3 – CAPACIDAD

Para explicar detalladamente el procedimiento utilizado para el cálculo de la capacidad de las columnas, se usará como ejemplo la tabla VIII.1.1.3.1 que corresponde a la capacidad encontrada para la combinación de carga S0 (VII.5) en el modelo 1, usando $R = 1,5$.

En la primera columna de esta tabla se encuentran identificadas cada una de las columnas de la edificación y en la segunda aparece la carga axial que se produce en cada columna de la estructura al aplicar la combinación de carga S0. Estos valores son obtenidos como datos de salida al usar el programa SAP2000.

S0	Carga Axial (Kgf)	Momento (Kgf*m)		Tipo de falla		Corte (Kgf)	
		x	y	x	y	x	y
A1-1	-19465,21	4999,72	7560,78	Dúctil	Frágil	4347,59	6574,59
A1-2	-33981,01	5115,01	9147,64	Dúctil	Frágil	4447,83	7954,47
A1-3	-34801,99	5100,96	9184,94	Dúctil	Frágil	4435,62	7986,91
A1-4	-31550,22	5156,59	9037,20	Dúctil	Frágil	4483,99	7858,44
A1-5	-34809,57	5100,83	9185,29	Dúctil	Frágil	4435,51	7987,21
A1-6	-33969,58	5115,20	9147,12	Dúctil	Frágil	4448,00	7954,02
A1-7	-20589,24	5014,62	7611,84	Dúctil	Frágil	4360,54	6619,00
B1-1	-20148,22	5008,78	7591,81	Dúctil	Frágil	4355,46	6601,57
B1-2	-28952,14	5125,46	8919,16	Dúctil	Frágil	4456,92	7755,79
B1-3	-32336,28	5143,14	9072,92	Dúctil	Frágil	4472,30	7889,49
B1-4	-26675,00	5095,28	8815,70	Dúctil	Frágil	4430,68	7665,83
B1-5	-32332,79	5143,20	9072,76	Dúctil	Frágil	4472,35	7889,35
B1-6	-28942,98	5125,34	8918,75	Dúctil	Frágil	4456,81	7755,43
B1-7	-19626,86	5001,87	7568,12	Dúctil	Frágil	4349,45	6580,97
Σ						61953,03	105073,07

Tabla VIII.1.1.3.1. Capacidad del modelo 1, aplicando la combinación S0, con R=1,5

Con la carga axial que corresponde a la columna A1-1 (-19465,21 Kgf.), se entra a los diagramas de interacción (Gráfico V.4.1 y Gráfico V.4.2) y se ubica el valor en el eje de las ordenadas, luego se traza una línea horizontal desde este punto y que finalice en la primera curva que encuentre (curva de diseño a flexión o corte). Para el diagrama correspondiente a la dirección X, al ubicar el valor -19465,21 Kgf. y trazar la línea horizontal, se encuentra primero la curva que gobierna el diseño a flexión. Esto quiere decir que el tipo de falla es dúctil y al buscar el valor del momento, en el eje de las abscisas, que corresponde a este punto de la curva, arroja un valor aproximado de 4999,72 Kgf*m (Figura VIII.1.1.3.1). Posteriormente para

hallar el corte se utiliza la fórmula (II.4.2), tomando en consideración que para el modelo 1 y el modelo 2 todas las columnas tienen una altura útil de 2,30 m. ya que en estos modelos no se consideraron las paredes.

Es importante destacar que el signo negativo de la carga axial indica que la columna está trabajando a compresión y esto se interpreta en el diagrama de interacción como una carga de signo positivo.

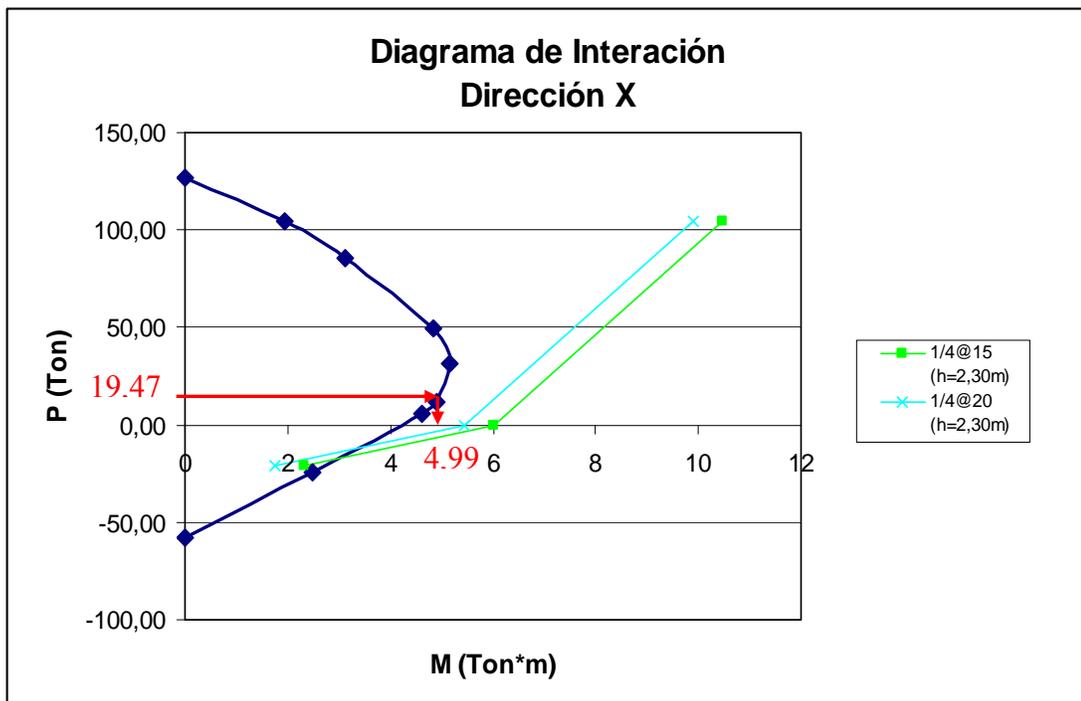


Figura VIII.1.1.3.1. Procedimiento para hallar el mecanismo de falla y el momento en dirección X correspondiente a la carga axial en la columna A1-1 del modelo 1, con R=1,5.
Fuente: Elaboración propia.

Para el diagrama correspondiente a la dirección Y se utiliza la misma carga axial y se procedió de igual manera que en la dirección X, pero en este caso la curva que se encontró primero fue la curva que gobierna el diseño a corte correspondiente a un armado transversal de cabilla de ¼" a cada 20 cm. (1/4@20cm.), originando que la columna falla de forma frágil por no poder desarrollar su capacidad a flexión y el

valor de momento en este punto es, aproximadamente, 7560,78 Kgf*m. (Figura VIII.1.1.3.2).

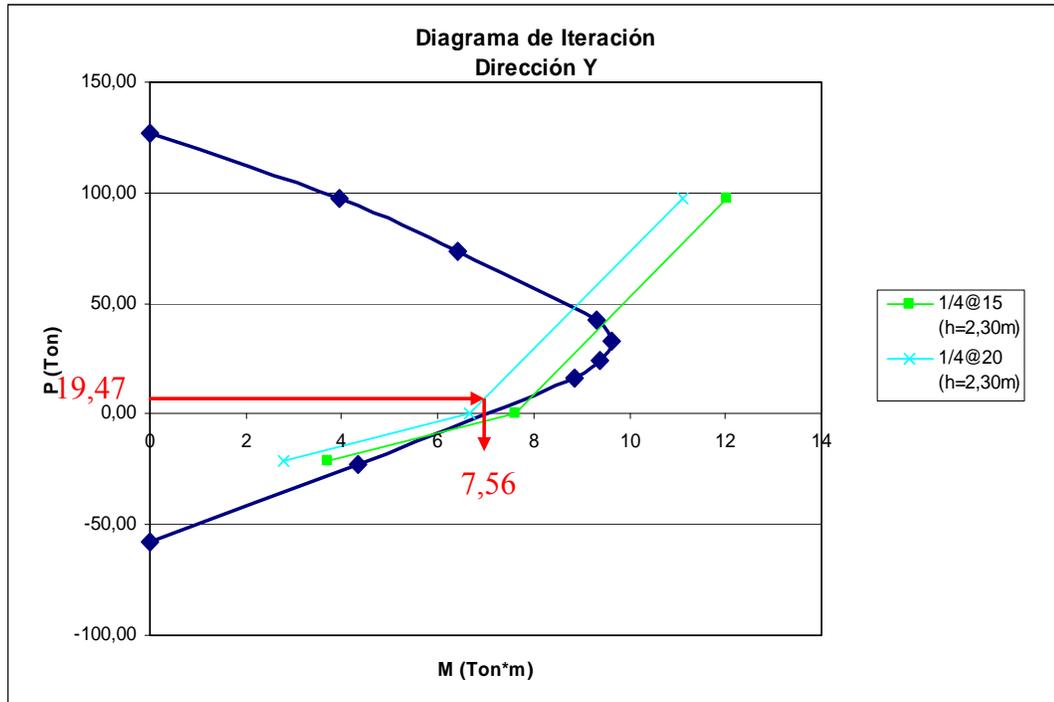


Figura VIII.1.1.3.2. Procedimiento para hallar el mecanismo de falla y el momento en dirección Y correspondiente a la carga axial en la columna A1-1 del modelo 1, con R=1,5.
Fuente: Elaboración propia

Se sigue el mismo procedimiento para cada columna y la sumatoria de todos los cortes es la capacidad para la combinación especificada. La tabla VIII.1.1.3.2 resume las capacidades a corte obtenidas para cada una de las combinaciones sin mayorar en el modelo 1.

Capacidad a corte		
	Vx (Kgf)	Vy (Kgf)
S0	61953,03	105073,07
S1	60837,72	100850,70

S2	59425,57	97816,83
S3	60691,22	108045,13
S4	61697,43	109160,03
S5	58867,00	96339,45
S6	56562,44	93030,71
S7	62193,17	107818,06
S8	62230,23	104784,19

Tabla VIII.1.1.3.2. Capacidad de la estructura en las direcciones “X” y “Y” del modelo 1, con R=1,5.
Fuente: elaboración propia.

VIII.1.1.4 – RELACIÓN DEMANDA - CAPACIDAD

Para hallar la relación demanda capacidad de los modelos se tomó la mayor demanda producida en cada dirección (tabla VIII.1.1.2.1) y la menor capacidad (tabla VIII.1.1.3.2), igualmente para ambas direcciones, obteniendo así el mayor cociente posible; lo que representa el caso más desfavorable.

La tabla VIII.1.1.4.1 presenta la relación demanda capacidad en ambas direcciones para el modelo 1.

	V _x	V _y
Demanda (Kgf)	119509,15	136539,53
Capacidad (Kgf)	56562,44	93030,71
Demanda / Capacidad	2,11	1,47

Tabla VIII.1.1.4.1. Relación demanda/ capacidad en las direcciones “X” y “Y” del modelo 1, con R=1,5.
Fuente: elaboración propia.

La relación demanda/capacidad en ambas direcciones es mayor a 1, lo que quiere decir que, utilizando este modelo, la estructura no está en capacidad de resistir las sollicitaciones que pudiese producir el sismo de diseño propuesto en la Norma 1756-2001.

VIII.1.2 – MODELO 2

VIII.1.2.1 – DERIVAS

Utilizando la misma nomenclatura y procedimiento que para el modelo 1, se muestran los valores límites de derivas obtenidos para este modelo.

	CM		A1-7	
	Ux (‰)	Uy (‰)	Ux (‰)	Uy (‰)
Local 0-1	25,35	16,97	25,31	16,81
Local 1-2	20,80	12,84	20,77	12,76
Global 0-2	23,07	14,90	23,04	14,79

Tabla VIII.1.2.1.1. Valores de $\delta_i/(h_i-h_{i-1})$ para el centro de masa y el punto A1-7 del modelo 2, con $R=1,5$.
Fuente: elaboración propia

Para este modelo no se cumplen los valores límites en ninguna de las dos direcciones y los desplazamientos son mayores que los que se producen en el modelo 1. Esto, producto de que al considerar inercia reducida en las vigas y columnas de la edificación, la estructura se comporta de una manera más flexible.

VIII.1.2.2 – DEMANDA

La tabla VIII.1.2.2.1, la cual se muestra a continuación, presenta las demandas obtenidas para el modelo 2, utilizando las mismas combinaciones y procedimiento que para el modelo 1.

Demanda		
	Vx (Kgf)	Vy (Kgf)
M1	86158,37	132582,48
M2	86158,37	132582,48
M3	-86158,35	-132582,46
M4	-86158,35	-132582,46
M5	86158,37	132582,47
M6	86158,37	132582,47
M7	-86158,35	-132582,47
M8	-86158,35	-132582,47

Tabla VIII.1.2.2.1. Sumatoria de cortantes en la base de las columnas de PB en las direcciones “X” e “Y del modelo 2, con R=1,5.
Fuente: elaboración propia.

VIII.1.2.3 – CAPACIDAD

El procedimiento utilizado para hallar la capacidad del modelo 2 fue idéntico que para el primer modelo. Es importante recordar que en este segundo modelo tampoco hay paredes por lo que todas las columnas tienen una altura libre de 2,30 m., lo que implica que las curvas de corte utilizadas son las correspondientes a esta altura.

La tabla VIII.1.2.3.1 muestra la capacidad obtenida para el modelo 2, al aplicar las distintas combinaciones de carga.

Capacidad		
	Vx (Kgf)	Vy (Kgf)
S0	61952,96	105097,24
S1	61164,56	101275,94

S2	59778,78	98237,61
S3	60831,44	107168,96
S4	61657,18	108825,51
S5	59262,24	96757,05
S6	57100,26	93457,69
S7	62154,73	107437,98
S8	62118,05	104399,64

Tabla VIII.1.2.3.1. Capacidad de la estructura en las direcciones “X” y “Y” del modelo 2, con R=1,5.
Fuente: elaboración propia.

VIII.1.2.4 – RELACIÓN DEMANDA CAPACIDAD

La relación demanda/capacidad obtenida al estudiar el modelo 2, está presentada a continuación en la tabla VIII.1.2.4.1.

	V_x	V_y
Demanda (Kgf)	86158,37	132582,48
Capacidad (Kgf)	57100,26	93457,69
Demanda / Capacidad	1,51	1,42

Tabla VIII.1.2.4.1. Relación demanda/ capacidad en las direcciones “X” y “Y” del modelo 2, con R=1,5.
Fuente: elaboración propia.

Nuevamente se observa que la relación demanda/capacidad es mayor que la unidad, lo que hace que la estructura sea muy vulnerable ante un evento sísmico.

VIII.1.3 – MODELO 3

VIII.1.3.1 – DERIVAS

En la tabla VII.1.3.1.1 aparece la verificación de los desplazamientos límites para el modelo 3.

	MODELO 3			
	CM		A1-7	
	Ux (‰)	Uy (‰)	Ux (‰)	Uy (‰)
Local 0-1	3,76	0,55	3,69	0,62
Local 1-2	3,67	0,37	3,61	0,46
Global 0-2	3,71	0,46	3,65	0,54

Tabla VIII.1.3.1.1. Valores de $\delta_i/(h_i-h_{i-1})$ para el centro de masa y el punto A1-7 del modelo 3, con $R=1,5$.

Fuente: elaboración propia.

Para este modelo los valores obtenidos cumplen con el desplazamiento máximo normativo, producto de la rigidez que las paredes aportan a la estructura, lo cual la hace también poco flexible. Pero a pesar de que matemáticamente se cumple, en la realidad no sucede así. Esto se cumpliría si la pared se mantuviera íntegra todo el tiempo que dura el sismo, pero las paredes son elementos que pueden resistir considerables fuerzas compresivas, mientras que su resistencia a tracción es prácticamente nula y durante la ocurrencia de los terremotos se generan sobre la estructura fuerzas de compresión y/o tracción y cuando las paredes comienzan a recibir estas últimas se ven comprometidas y comienzan a fisurar muy tempranamente, originando sobre la estructura una disminución de la rigidez global, a tal punto que si las paredes se deterioran mucho (producto de las fuerzas de tracción), como probablemente ocurre durante un sismo, se estaría llegando a una condición similar a la planteada en el modelo 2.

Para poder representar lo anteriormente expuesto en el modelo 3, se varió el módulo de elasticidad de la mampostería hasta llegar a un valor de 2.500 Kgf/cm² y se obtuvieron los valores límites que se presentan en la tabla VIII.1.3.1.2, en la cual se observa que estos valores ya comienzan a superar el valor límite de 12‰. En definitiva, es evidente que la integridad de la pared juega un papel fundamental en el comportamiento sísmico de la estructura.

MODELO 3		
CM		
	Ux (‰)	Uy (‰)
Local 0-1	8,12	1,86
Local 1-2	12,90	4,87
Global 0-2	10,51	3,37

Tabla VIII.1.3.1.2. Valores de $\delta_i/(h_i-h_{i-1})$ para el centro de masa del modelo 3, con $R=1,5$. Usando un módulo de elasticidad de 2.500 Kgf/cm² para la mampostería.
Fuente: elaboración propia.

VIII.1.3.2 – DEMANDA

Como el modelo 3 presenta paredes, las cuales restringen el movimiento de algunas columnas, originando el fenómeno de columna corta en la dirección X, es necesario estudiar la capacidad de las columnas en los dos sentidos de esta dirección. Conforme a esto, se define el sentido “x” de izquierda a derecha y el sentido “-x” de derecha a izquierda. Al tener que estudiar la capacidad en ambos sentidos de la dirección X, se hizo necesario el análisis de la demanda también para los dos sentidos, obteniendo una demanda al realizar la sumatoria de los cortantes basales en el sentido “x” y otra en el sentido “-x”; a diferencia de los modelos anteriores en los que en cada columna sólo se tomaba un cortante. Esencialmente, se plantearon dos mecanismos de falla en la dirección X (sentidos “x” y “-x”) motivado a que existen

columnas que en un sentido se comportan como cortas, mientras que en el sentido opuesto no presentan este fenómeno (Ver punto II.2.2, Figura II.2.2.1).

En la dirección Y se procedió de igual manera que en los otros modelos ya que las columnas en esta dirección no presentan el fenómeno de columna corta. La tabla VIII.1.3.2.1 contiene las demandas en el sentido “x”, el sentido “-x” y en la dirección Y para cada combinación de carga.

Es importante mencionar que para evaluar la demanda, se tomó el cortante de las columnas cortas en el punto límite entre la pared y la columna (Figura VIII.1.3.2.1).

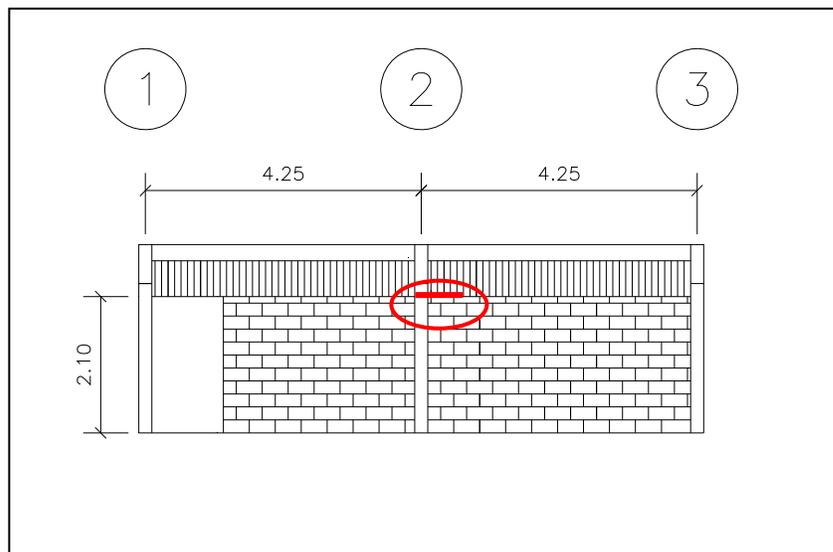


Figura VIII.1.3.2.1. Se destaca la altura de la columna, donde se toma la demanda para la columna A1-2 en el modelo 3.

Fuente: Elaboración propia.

DEMANDA			
	Vx (Kgf)	V(-x) (Kgf)	Vy (Kgf)
M0	1941,34	2998,73	431,44
M1	119857,92	131914,90	145073,90
M2	119637,43	131566,48	145038,04
M3	-116725,42	-127068,38	-144390,88
M4	-116945,91	-127416,80	-144426,74
M5	119135,79	130825,52	144869,66
M6	118915,30	130477,10	144833,80
M7	-117447,55	-128157,76	-144595,12
M8	-117668,04	-128506,18	-144630,98

Tabla VIII.1.3.2.1. Sumatoria de cortantes para las columnas de PB en los sentidos “x”, “-x” y en la dirección Y del modelo 3, con R=1,5.
Fuente: elaboración propia.

De la tabla anterior se puede observar que el mecanismo de falla propuesto para el sentido “-x” fue el que gobernó la demanda en la dirección X.

VIII.1.3.3 – CAPACIDAD

Al incluir las paredes existentes en la estructura al modelo 3, las columnas A1-2, A1-4 Y A1-6 pasan a ser columnas cortas en el sentido “x” con una altura útil de 0,20 m. que corresponde a la altura que le queda a las columnas por encima de la pared que se encuentran a su derecha (Figura VIII.1.3.3.1).

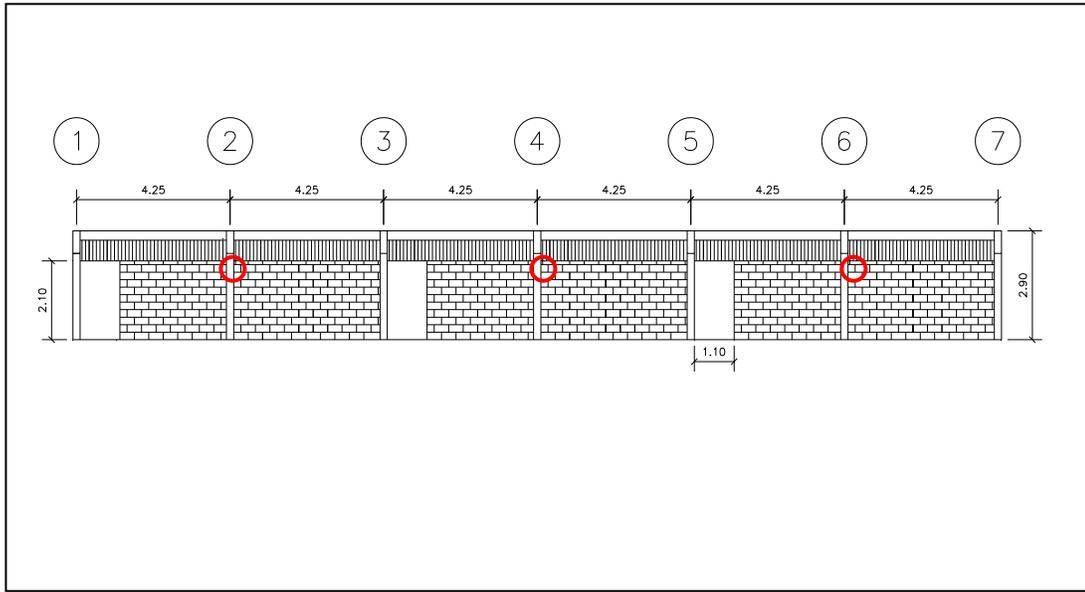


Figura VIII.1.3.3.1. Columnas cortas en el sentido “x”.
Fuente: Elaboración propia.

En la tabla VIII.1.3.3.1 se muestra el cálculo de la capacidad en sentido “x” para la combinación de carga S0. El procedimiento se realizó de la misma forma que en los modelos anteriores. Las columnas con altura útil de 2,30 m. presentan un tipo de falla dúctil, por lo que el corte se obtiene a través del momento que indica el diagrama de interacción en la dirección X; mientras que las columnas con altura útil de 0,20 m. presentan un mecanismo de falla frágil y por ser una altura tan pequeña las deformaciones que gobiernan son netamente de corte, por lo que se obtiene el valor del corte directamente de la curva de corte correspondiente.

S0	Sentido “x”				
	Carga Axial (Kgf)	Momento (Kgf*m)	Tipo de falla	L (m)	Corte (Kgf)
A1-1	-19501,66	5000,21	Dúctil	2,30	4348,01
A1-2	-33928,96		Frágil	0,20	6495,15
A1-3	-34842,10	5100,28	Dúctil	2,30	4435,02
A1-4	-31801,13		Frágil	0,20	6415,75
A1-5	-34849,85	5100,14	Dúctil	2,30	4434,91
A1-6	-33916,00		Frágil	0,20	6494,66
A1-7	-20636,10	5015,24	Dúctil	2,30	4361,08
B1-1	-20128,64	5008,52	Dúctil	2,30	4355,23
B1-2	-28967,10	5125,66	Dúctil	2,30	4457,09
B1-3	-32357,94	5142,77	Dúctil	2,30	4471,97
B1-4	-26949,45	5098,92	Dúctil	2,30	4433,84
B1-5	-32355,35	5142,81	Dúctil	2,30	4472,01
B1-6	-28959,45	5125,56	Dúctil	2,30	4457,00
B1-7	-19599,15	5001,50	Dúctil	2,30	4349,13
Σ					67980,86

Tabla VIII.1.3.3.1. Capacidad del modelo 3 en el sentido “x”,
aplicando la combinación S0, con R=1,5
Fuente: elaboración propia.

Al realizar el análisis de sentido “-x” en la tabla VIII.1.3.3.2, se observa que las columnas A1-2, A1-3, A1-4, A1-5, A1-6 Y A1-7 son columnas cortas, lo que quiere decir que a su izquierda tienen paredes que les impiden su completo movimiento, dejándole sólo una altura para moverse de 0,20 m. (Figura VIII.1.3.3.2). El procedimiento utilizado para obtener el corte resistente de cada columna es igual al descrito para la tabla VIII.1.3.3.1.

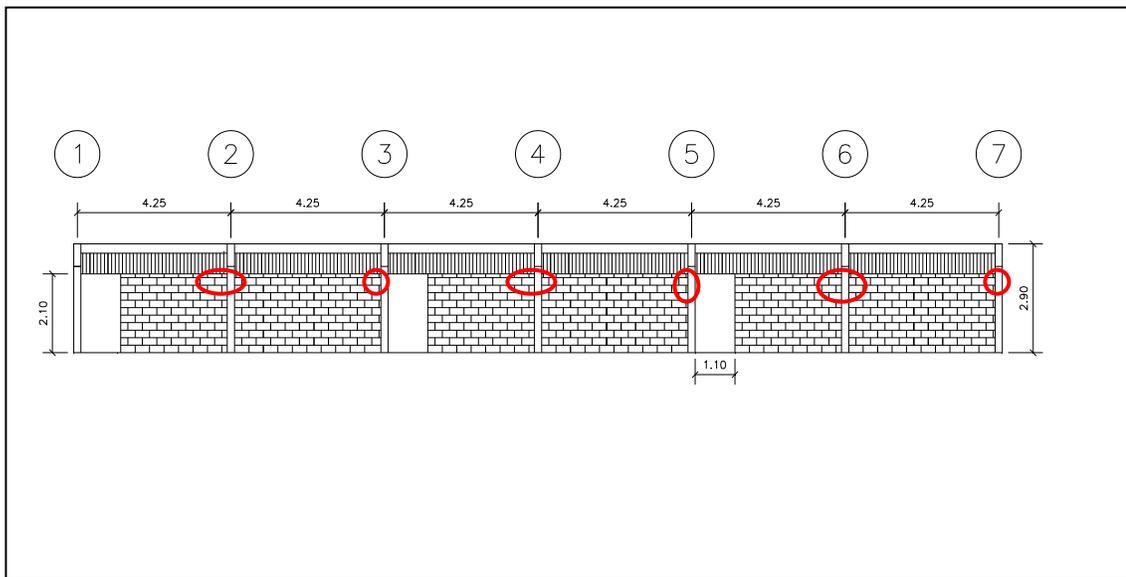


Figura VIII.1.3.3.2. Columnas cortas en el sentido “-x”.

Fuente: Elaboración propia.

Sentido “-x”					
S0	Carga Axial (Kgf)	Momento (Kgf*m)	Tipo de falla	L (m)	Corte (Kgf)
A1-1	-19501,66	5000,21	Dúctil	2,30	4348,01
A1-2	-33928,96		Frágil	0,20	6495,15
A1-3	-34842,10		Frágil	0,20	6529,22
A1-4	-31801,13		Frágil	0,20	6415,75
A1-5	-34849,85		Frágil	0,20	6529,51
A1-6	-33916,00		Frágil	0,20	6494,66
A1-7	-20636,10		Frágil	0,20	5491,42
B1-1	-20128,64	5008,52	Dúctil	2,30	4355,23
B1-2	-28967,10	5125,66	Dúctil	2,30	4457,09
B1-3	-32357,94	5142,77	Dúctil	2,30	4471,97
B1-4	-26949,45	5098,92	Dúctil	2,30	4433,84
B1-5	-32355,35	5142,81	Dúctil	2,30	4472,01

B1-6	-28959,45	5125,56	Dúctil	2,30	4457,00
B1-7	-19599,15	5001,50	Dúctil	2,30	4349,13
				Σ	73300,00

Tabla VIII.1.3.3.2. Capacidad del modelo 3 en el sentido “-x”, aplicando la combinación S0, con R=1,5
Fuente: elaboración propia.

A continuación, en la tabla VIII.1.3.3.3, se resume la capacidad para cada una de las combinaciones en los sentidos “x”, “-x” y en la dirección Y, que como se mencionó anteriormente las columnas no sufren el efecto de columna corta por lo que su análisis es igual que en los modelos anteriores.

CAPACIDAD			
	Vx (Kgf)	V(-x) (Kgf)	Vy (Kgf)
S0	67980,86	73300,00	105097,24
S1	66544,66	71168,43	101275,94
S2	64704,79	69005,38	98237,61
S3	68804,95	75764,37	107168,96
S4	68711,71	74849,59	108825,51
S5	63752,05	67825,96	96757,05
S6	61364,65	65191,75	93457,69
S7	68326,51	73941,25	107437,98
S8	67622,45	72560,04	104399,64

Tabla VIII.1.3.3.3. Capacidad de la estructura en los sentidos “x”, “-x” y en la dirección “Y” del modelo 3, con R=1,5.
Fuente: elaboración propia.

VIII.1.3.4 – RELACIÓN DEMANDA CAPACIDAD

La relación demanda capacidad del modelo 3 se muestra a continuación en la tabla VIII.1.3.4.1. Es importante mencionar que la demanda en el sentido “x” es igual que para el sentido “-x” ya que se tomó una sola demanda para toda la dirección X; la de mayor valor absoluto entre “x” y “-x”.

	V_x	V(-x)	V_y
Demanda (Kg)	131914,90	131914,90	145073,90
Capacidad (Kg)	61364,65	65191,75	93457,69
Demanda / Capacidad	2,15	2,02	1,55

Tabla VIII.1.3.4.1. Relación demanda/ capacidad en los sentidos “x”, “-x” y en la dirección “Y” del modelo 3, con R=1,5.
Fuente: elaboración propia.

VIII.1.4 – MODELO 3.1.

Con la finalidad de estudiar el efecto del banco de concreto que se encuentra empotrado a las columnas internas de los salones, se halló la capacidad del modelo 3.1, tomando en cuenta la disminución en la altura útil de las columnas que afectan estos bancos. En cuanto a la demanda no se realizó variación alguna, por lo que se utilizó la del modelo 3.

VIII.1.4.1. – CAPACIDAD

Para encontrar la capacidad al incluir esta variación se utilizaron las mismas tablas que en el modelo 3, pero variando la altura útil de las columnas a las que se encuentran empotrados los banquitos. En la tabla VIII.1.4.1.1 se muestra el cálculo de la capacidad para el sentido “x”, en el cual las columnas B1-1, B1-2, B1-3, B1-4,

B1-5 Y B1-6 son cortas con una altura útil de 0,56 m. que es la distancia que hay del piso al borde inferior del banco de concreto. Esto quiere decir que al entrar al diagrama de interacción se buscará el corte utilizando la curva correspondiente a esta altura. Al igual que en el caso de altura útil 0,20 m., por ser una altura pequeña la columna no está en capacidad de flectar por lo que no se halla el valor del momento, sino directamente el corte.

S0	Sentido "x"				
	Carga Axial (Kgf)	Momento (Kgf*m)	Tipo de falla	L (m)	Corte (Kgf)
A1-1	-19501,66	5000,21	Dúctil	2,30	4348,01
A1-2	-33928,96		Frágil	0,20	6495,15
A1-3	-34842,10	5100,28	Dúctil	2,30	4435,02
A1-4	-31801,13		Frágil	0,20	6415,75
A1-5	-34849,85	5100,14	Dúctil	2,30	4434,91
A1-6	-33916,00		Frágil	0,20	6494,66
A1-7	-20636,10	5015,24	Dúctil	2,30	4361,08
B1-1	-20128,64		Frágil	0,56	5472,49
B1-2	-28967,10		Frágil	0,56	6310,01
B1-3	-32357,94		Frágil	0,56	6436,53
B1-4	-26949,45		Frágil	0,56	6234,72
B1-5	-32355,35		Frágil	0,56	6436,43
B1-6	-28959,45		Frágil	0,56	6309,72
B1-7	-19599,15	5001,50	Dúctil	2,30	4349,13
Σ					78533,61

Tabla VIII.1.4.1.1. Capacidad del modelo 3.1 en el sentido "x",
aplicando la combinación S0, con R=1,5.
Fuente: elaboración propia.

Para el sentido “-x” se utilizó el mismo criterio, siendo en este caso las columnas cortas por efecto del banquito B1-2, B1-4 Y B1-6. La tabla que resultó de dicho análisis es la VIII.1.4.1.2, la cual se muestra a continuación.

S0	Sentido “-x”				
	Carga Axial (Kgf)	Momento (Kgf*m)	Tipo de falla	L (m)	Corte (Kgf)
A1-1	-19501,66	5000,21	Dúctil	2,30	4348,01
A1-2	-33928,96		Frágil	0,20	6495,15
A1-3	-34842,10		Frágil	0,20	6529,22
A1-4	-31801,13		Frágil	0,20	6415,75
A1-5	-34849,85		Frágil	0,20	6529,51
A1-6	-33916,00		Frágil	0,20	6494,66
A1-7	-20636,10		Frágil	0,20	5491,42
B1-1	-20128,64	5008,52	Dúctil	2,30	4355,23
B1-2	-28967,10		Frágil	0,56	6310,01
B1-3	-32357,94	5142,77	Dúctil	2,30	4471,97
B1-4	-26949,45		Frágil	0,56	6234,72
B1-5	-32355,35	5142,81	Dúctil	2,30	4472,01
B1-6	-28959,45		Frágil	0,56	6309,72
B1-7	-19599,15	5001,50	Dúctil	2,30	4349,13
				Σ	78806,52

Tabla VIII.1.4.1.2. Capacidad del modelo 3.1 en el sentido “-x”,
aplicando la combinación S0, con R=1,5.
Fuente: elaboración propia.

Resumiendo los resultados obtenidos en cuanto a la capacidad, se presenta la tabla VIII.1.4.1.3, en la cual se muestran las capacidades en los distintos sentidos y direcciones estudiadas para cada combinación de carga.

CAPACIDAD			
0	Vx (Kgf)	V(-x) (Kgf)	Vy(Kgf)
S0	78533,61	78806,52	105097,24
S1	76015,98	76148,39	101275,94
S2	73426,66	73556,02	98237,61
S3	82689,40	82955,89	107168,96
S4	80885,60	81172,28	108825,51
S5	72248,60	72217,83	96757,05
S6	69471,07	63899,30	93457,69
S7	80035,94	79916,41	107437,98
S8	78052,74	77992,06	104399,64

Tabla VIII.1.4.1.3. Capacidad de la estructura en los sentidos “x”, “-x” y en la dirección “Y” del modelo 3.1, con R=1,5.
Fuente: elaboración propia.

VIII.1.4.2 – RELACIÓN DEMANDA CAPACIDAD

La tabla VIII.1.4.2.1 muestra la relación demanda/capacidad del modelo 3.1, para los casos estudiados.

	Vx	V(-x)	Vy
Demanda (Kg)	131914,90	131914,90	145073,90
Capacidad (Kg)	69471,07	63899,30	93457,69
Demanda / Capacidad	1,90	2,06	1,55

Tabla VIII.1.4.2.1. Relación demanda/ capacidad en los sentidos “x”, “-x” y en la dirección “Y” del modelo 3.1, con R=1,5.
Fuente: elaboración propia.

VIII.1.5 – RESUMEN R=1.5

Una vez expuestos los resultados obtenidos en el estudio utilizando el factor de reducción de respuesta $R = 1,5$, se realizó la tabla VIII.1.5.1, la cual resume y permite comparar más fácilmente estos resultados. Adicionando en ésta la última columna, en la cual se muestra la relación demanda/capacidad normalizada respecto a los valores obtenidos en el modelo 1.

Modelo	Dirección	Demanda (Kg)	Capacidad (Kg)	Demanda / Capacidad	Normalización D/C respecto al modelo 1
1	x	119509,15	56562,44	2,11	1,00
	y	136539,53	93030,71	1,47	1,00
2	x	86158,37	57100,26	1,51	0,72
	y	132582,48	93457,69	1,42	0,97
3	x	131914,90	61364,65	2,15	1,02
	-x	131914,90	65191,75	2,02	0,98
	y	145073,90	93457,69	1,55	1,05
3.1	x	131914,90	69471,07	1,90	0,90
	-x	131914,90	63899,30	2,06	0,98
	y	145073,90	93457,691	1,55	1,05

Tabla VIII.1.5.1. Demanda/capacidad de todos los modelos, con $R=1,5$.
Fuente: elaboración propia.

En la tabla anterior se evidencia que la relación demanda/capacidad, independientemente del modelo, siempre fue mayor a la unidad, lo que quiere decir que la estructura no está en capacidad de resistir el sismo de diseño especificado en la Norma 1756 vigente.

Por otro lado, al normalizar la relación demanda/capacidad de los modelos 2, 3 y 3.1 respecto al modelo 1, se observa que los resultados arrojados al analizar dicho modelo son parecidos a los obtenidos en los modelos en los que se incluyeron las paredes y bancos de concreto.

Independientemente del modelo, la variación encontrada en la relación demanda/capacidad para la dirección X no supera el 10% de diferencia, a excepción del modelo 2 en el cual la diferencia es de 28%. Para la dirección Y nunca se sobrepasó el 5% de diferencia.

VIII.2 – R = 1

Los mismos modelos que se analizaron con un factor de reducción de R=1,5, se estudiaron utilizando R=1,0, obteniendo el resumen de los resultados que se muestran en la tabla VIII.2.1.

Modelo	Dirección	Demanda (Kg)	Capacidad (Kg)	Demanda / Capacidad	Normalización D/C respecto al modelo 1
1	x	179266,44	52807,55	3,39	1,00
	y	204794,12	71997,33	2,84	1,00
2	x	129262,37	53697,90	2,41	0,71
	y	198861,65	88925,14	2,24	0,79
3	x	196579,63	58100,43	3,38	1,00
	-x	196579,63	62095,26	3,17	0,94
	y	212406,91	88925,14	2,39	0,84

3.1	x	196579,63	66541,10	2,95	0,87
	-x	196579,63	66573,90	2,95	0,87
	y	212406,91	88925,14	2,39	0,84

Tabla VIII.2.1. Demanda/capacidad de todos los modelos, con R=1,0.
Fuente: elaboración propia.

Al igual que para R = 1,5, la relación demanda/ capacidad cuando se usa R = 1,0, es mayor a la unidad, lo cual era de esperarse. Comparando el modelo 2,3 y 3.1 contra el modelo 1, se obtuvo una diferencia no mayor al 13% en la dirección X, a excepción del modelo 2 en el cual se encontró una diferencia del 29%. Para la dirección Y, la diferencia en la relación demanda/ capacidad no sobrepasa el 21%.

VIII.3 – PROPUESTA DE REFORZAMIENTO

Una propuesta de reforzamiento para la estructura de la escuela, debe contemplar como mínimo los siguientes aspectos:

- Cumplir con todos los requisitos establecidos en las normas de diseño vigentes dependiendo de la solución de reforzamiento a utilizar, ya sea de concreto armado o acero estructural. Por ejemplo, en el caso de optar por usar elementos nuevos de concreto armado, se debe cumplir con las exigencias establecidas en la Norma COVENIN 1753-87 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones: Análisis y Diseño”, muy específicamente las contempladas en el capítulo 18.
- El sistema de reforzamiento debe estar en capacidad de resistir como mínimo el sismo de diseño especificado en la Norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”, sin sobrepasar los desplazamientos máximos permitidos.

- Debido a que los desplazamientos en la dirección X sobrepasan el valor máximo de 12‰, exigido en el capítulo 10 de la Norma 1756-2001, deben incluirse elementos que controlen los desplazamientos en esa dirección.
- En vista que la relación Demanda/Capacidad fue superior al valor de la unidad, en las dos direcciones del edificio, deben incluirse elementos que puedan resistir la demanda generada por el sismo de diseño.
- Debido a que las escuelas tipo Antiguo I, no cumplen con las especificaciones del capítulo 18 de la Norma 1753-87 y en vista que la gran mayoría de los usuarios son niños, los cuales no podrían reaccionar tan rápidamente si ocurriera un sismo, no debe confiársele a la estructura existente ninguna responsabilidad ante las cargas sísmicas por lo que el sistema de reforzamiento debe estar en capacidad de absorber toda la acción del sismo, mientras que la estructura existente puede seguir soportando la carga gravitatoria, ya que lo ha venido haciendo sin inconvenientes.
- Fundamentado en el punto anterior y en el nivel de detallado de la estructura existente, el nuevo sistema de reforzamiento debería ser diseñado aplicando un factor de reducción de respuesta igual a la unidad.
- Una de las mejores opciones para un nuevo sistema de reforzamiento, sería aquel que se coloque externamente a la edificación, con la finalidad de dejar todo el compromiso de la acción sísmica a esta nueva estructura, (como ya se menciono anteriormente), y adicionalmente la facilidad que se tendrá a la hora de diseñar y ejecutar un nuevo sistema de fundaciones sin comprometer a las existentes.

En las figuras VIII.3.1, VIII.3.2 y VIII.3.3, se plantea una posible solución de un sistema de reforzamiento externo. En donde se incluyen muros de concreto armado en la dirección corta, ubicados en los pórticos extremos de cada módulo entre los ejes A y B, rellenando así de esta forma el vano completo. Mientras que en la dirección larga se plantea también la inclusión de muros de concreto armado hacia los extremos de los módulos, ubicados sobre los ejes A y B, y evidentemente

restringiendo el largo de ellos. La inclusión de los muros en las dos direcciones se plantea que se prolonguen hasta el nivel techo y se genere un sistema de envigado que una todos los muros, con la finalidad de generar un sistema adecuado para resistir las acciones sísmicas y controlar la desplazabilidad.

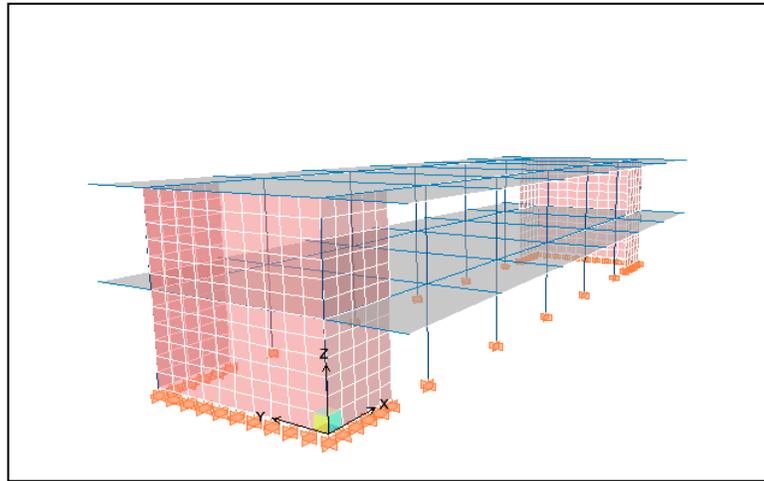


Figura VIII.3.1. Vista 3D de posible solución de reforzamiento externo para estructuras tipo Antigua I.
Fuente: Ing. Aura Fernández.

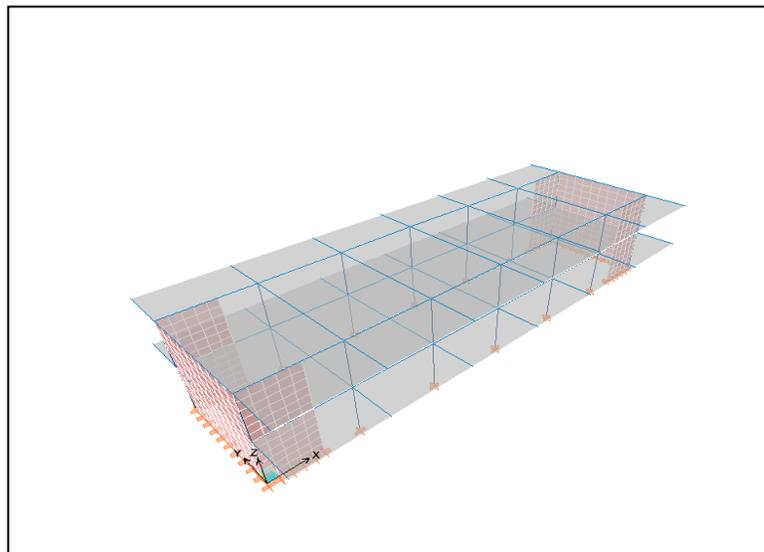


Figura VIII.3.2. Vista aérea en 3D de posible solución de reforzamiento externo para estructuras tipo Antigua I.
Fuente: Ing. Aura Fernández.

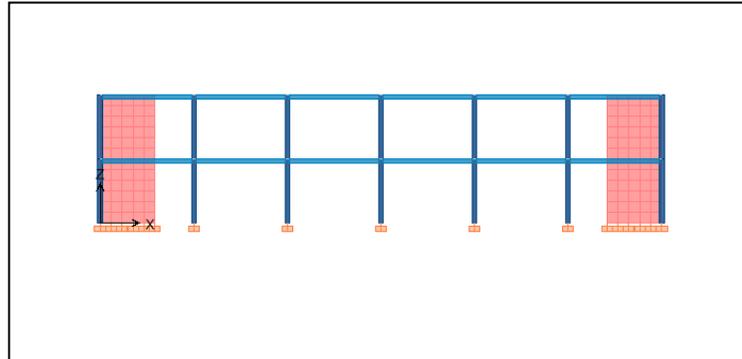


Figura VIII.3.3. Corte transversal de posible solución de reforzamiento externo para estructuras tipo Antiguo I.
Fuente: Ing. Aura Fernández.

Es claro que la opción planteada para el sistema de reforzamiento, deberá ser evaluada desde todos los puntos de vista, así como la opción de generar otras alternativas e inclusive usando otro tipo de material como lo puede ser el acero estructural.

CONCLUSIONES

- Se desarrolló una metodología que permitió evaluar la vulnerabilidad de la estructura a través de la relación Demanda - Capacidad.
- Al aplicar el capítulo 18 de la Norma 1753-87 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones: Análisis y Diseño”, se evidenció que el nivel de diseño presente en la estructura es ND1.
- Al considerar la inercia reducida de las vigas y columnas de la estructura (modelo 2), ésta se comportó de una manera más flexible, lo cual se evidenció en un aumento del período fundamental en un 37% y un aumento en los desplazamientos máximos de más del 30% en la dirección X y más del 70% en la dirección Y.
- Tanto para el modelo 1 y 2, no se cumplió con el valor máximo de desplazamiento lateral de 12%, exigido en el capítulo 10 de la Norma 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”.
- Al incluir la mampostería la rigidez global de la estructura aumentó y el período fundamental bajó un 32% con respecto al modelo 2. Sin embargo esta nueva rigidez no es del todo cierta, ya que las paredes son elementos muy frágiles y se agrietan rápidamente ante la presencia de las acciones sísmicas, lo que origina una disminución considerable en la rigidez inicial y un aumento importante en los desplazamientos laterales.
- En todos los modelos la relación Demanda/Capacidad es mayor a la unidad, lo que quiere decir que la estructura en estudio, bajo ninguna circunstancia, es capaz de resistir el sismo de diseño especificado en la Norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”, siendo una estructura muy vulnerable ante la ocurrencia de un terremoto.

- La U.E. Luis Alejandro Alvarado, no satisface los requerimientos normativos vigentes que garanticen la sismorresistencia de la edificación.

RECOMENDACIONES

- Debido a que el detallado de la estructura no cumple con los requerimientos del capítulo 18 de la Norma 1753-87 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones: Análisis y Diseño”, no se debe permitir que ésta incurriera en el rango no lineal por lo que el factor de reducción de respuesta recomendado para una propuesta de reforzamiento no debería ser mayor a uno ($R = 1,0$).
- Se debe realizar un proyecto de reforzamiento para este tipo de estructuras, tomando como referencia de partida los lineamientos conceptuales especificados en el capítulo VIII.
- En vista que la estructura no cumple con los requisitos normativos vigentes para tener un adecuado comportamiento sismorresistente, debe buscarse la posibilidad de atender y evaluar la vulnerabilidad de más escuelas del tipo Antiguo I y que estén ubicadas en zonas sísmicas de mayor amenaza.
- En aquellas escuelas tipo Antiguo I que no se atiendan rápidamente, deben generarse soluciones que eliminen el fenómeno de columna corta.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. But, B. (1982). *Terremoto*. Editorial Orbis.
2. COVENIN. *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Norma COVENIN – MINDUR 2002-88*. Caracas. 1988.
3. COVENIN. *Edificaciones Sismorresistentes. Norma 1756-2001*. MCT – MINDUR – FUNVISIS. Caracas. 2001.
4. COVENIN. *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones: Análisis y Diseño. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Norma COVENIN – MINDUR 1753-87*. Caracas. 1987.
5. Fernández, N. y Viana, P. (1998). *Estudio de la sensibilidad de las causas que causaron el colapso de la Escuela Valentín Valiente en el sismo de Cariaco del 9 de Julio de 1997*. Tesis de Pregrado no publicada. Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela. Caracas.
6. IMME. *Evaluación Sismorresistente de las Edificaciones derrumbadas durante el Sismo de Cariaco del 09-07-1.997*. Informe N° 209209 del 20/08/1.998. IMME, Facultad de Ingeniería. Universidad central de Venezuela, 1998.
7. Bonilla R., López O. A., Castilla E., Torres R., Marinilli A., Annicchiarico W., Garcés F., Maldonado Z. (2000). El Terremoto de Cariaco del 9 de Julio de 1997. *Boletín Técnico IMME*. 38(2).

8. López, Oscar A., Hernández Julio J., Del Re Guanina, Puig José (2004). Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela. *Boletín Técnico IMME*. 42(3).
9. Newmark, M. y Rosenblueth, E. (1978). *Fundamentos de la Ingeniería sísmica*. México: Diana.
10. Paulay, T. y Priesley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. Johnwiley & Sons, Inc New Cork.
11. Porrero, J., Ramos, C., Grases, J. y Velazco, G. (2004). *Manual del Concreto Estructural*. Caracas: Selecolor C.A.