

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN EDIFICACIONES ESCOLARES TIPO ANTIGUO I, UBICADAS EN EL MUNICIPIO BERMÚDEZ DE LA POBLACIÓN DE CARÚPANO, ESTADO. SUCRE

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por las Brs.

Goncalvez M. Zulimar Del V.

Ynfante R. Marialth K.

Para optar al Titulo de

Ingeniero Civil

Caracas, Octubre de 2008

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN EDIFICACIONES ESCOLARES TIPO ANTIGUO I, UBICADAS EN EL MUNICIPIO BERMÚDEZ DE LA POBLACIÓN DE CARÚPANO, ESTADO. SUCRE

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Norberto Fernández

Presentado ante la Ilustre

Universidad Central de Venezuela

Por las Brs.

Goncalvez M. Zulimar Del V.

Ynfante R. Marialth K.

Para optar al Titulo de

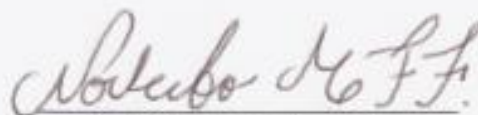
Ingeniero Civil

Caracas, Octubre de 2008

Por la presente certifico que he leído el Trabajo Especial de Grado **“EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN EDIFICACIONES ESCOLARES TIPO ANTIGUO I, UBICADAS EN EL MUNICIPIO BERMÚDEZ DE LA POBLACIÓN DE CARÚPANO, ESTADO SUCRE”**, desarrollado por las bachilleres Zulimar Del V. Goncalvez M. y Marialth K. Ynfante R. para optar al título de Ingeniero Civil, lo encuentro apropiado tanto en su contenido, como en su formato y apariencia externa.

Considerando que cumple con los requisitos exigidos por la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA, autorizo se proceda a la entrega de los ejemplares respectivos ante el Departamento de Ingeniería Estructural, para que sea sometido a evaluación por parte del jurado examinador que le sea asignado.

En Caracas, a los 29 días del mes de Octubre del año 2008.



Prof. Norberto Fernández

ACTA

El día MARTES se reunió el jurado

formado por los profesores:

Norberto Fernandez
Ricardo Bonilla
Oscar A. Lopez

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN EDIFICACIONES ESCOLARES TIPO ANTIGUO I UBICADAS EN EL MUNICIPIO BERMÚDEZ DE LA POBLACIÓN DE CARÚPANO, ESTADO, SUCRE. Presentado ante la ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que los bachilleres hicieron de su Trabajo Especial, este jurado decidió la siguiente calificación:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Número	Letras
Gonzalez M. Zulimar Del V	20	Veinte
Ynfante R. Marialth K	20	Veinte

RECOMENDACIONES:

FIRMAS DEL JURADO

Norberto Fernandez
Ricardo Bonilla
Oscar A. Lopez

Caracas, 11 de NOVIEMBRE de 2008

DEDICATORIA

Les dedico este trabajo a mi familia entera, pero muy especialmente a mi padre, Jesús Goncalvez, y a mi madre, Zulma Márquez, porque han sido el mayor ejemplo de responsabilidad, constancia, y dedicación, que alguna persona o grupos de personas me hayan dado en la vida.

En este largo camino académico, de todas formas, he logrado aprender muchas cosas, y sin embargo, el recuerdo constante de la forma en la que mis padres han llevado la vida, su atención fija en mí, y el deseo de agradarles, me han estimulado a pesar de las dificultades de ser estudiante; de modo que tales conocimientos, aunque provienen de la cuna, de la calidez y a veces laxitud del hogar, me han hecho superar obstáculos y resolver problemas “universitarios”. Me parece increíble estar realizando una dedicatoria correspondiente a un trabajo de grado, que condensan tantos años de estudio, simplemente con palabras. En el caso de mis padres sobran las palabras, pues lo que recuerdo constantemente, es su valioso ejemplo.

Tal ejemplo me ha ayudado a convertirme en la persona que soy hoy día, aunque todavía me falta mucho para reflejar sus cualidades.

Con todo el Amor del mundo, su hija

Zulimar Del V. Goncalvez M.

DEDICATORIA

Sin duda alguna quiero dedicarles este Trabajo de Grado a mis padres hermanos y a mi abuela:

- A Maritza Renault, una madre ejemplar que me ha brindado su apoyo en todo momento y siempre ha creído en mí.
- A Apolodoro Ynfante, un padre que me dio la oportunidad de llevar a acabo mi carrera a feliz término y además me ayudó cuando lo necesité.
- A Almarith Ynfante, mi hermana, quien ha sido pilar fundamental a lo largo de mi carrera por el apoyo y el cariño que me ha dado.
- A mis otros hermanos, Annakarina y Alfonso que a distancia y a su manera han sabido apoyarme siempre.
- A mi abuela que siempre ha sido mi confidente y siempre ha estado pendiente de mi.

;;;Los quiero Muchísimo!!!!

Marialth Katherina Ynfante Renault

AGRADECIMIENTO

En principio, el más puro y sincero agradecimiento sea dirigido a Dios, quien es el ser más grande y maravilloso que existe, y que a pesar de los obstáculos en el camino, Él nos ha mantenido en pie y llenas de ilusiones, con salud y fuerza para lograr nuestras metas.

También, desde luego, a nuestros padres, por su incondicional soporte y ayuda en cada instante de nuestras vidas y, sobretodo, en este momento tan importante, en el cual se refleja un gran esfuerzo.

Por último, al Prof. Norberto Fernández, nuestro tutor, del cual obtuvimos un apoyo ilimitado en todo momento; también a todos los profesores, compañeros, amigos que nos han guiado por medio de atinos y desatinos, fue divertido.

;;;Gracias Totales!!!

Zulimar Del V. Goncalvez M.

AGRADECIMIENTO

Antes que todo, quiero agradecerle a Dios por haberme permitido llegar a esta etapa de mi vida, pero además, quisiera expresar un sincero agradecimiento a:

- María Francia por ser mi confidente y guía a lo largo de toda mi carrera.
- Norberto Fernández, a quien admiro por su gran vocación académica y profesional. Excelente persona. Gracias a su dedicación, orientación y conocimientos logramos desarrollar el presente Trabajo Especial de Grado.
- Maritza Regnault, quien siempre me ha apoyado y sobre todo en estos últimos días me dio la fortaleza y las ganas de seguir adelante.
- Almarith Ynfante, por haber tenido la paciencia y la disposición de ayudarme en todo momento.
- Mamá Ana y Wilfredo por su constancia y solidaridad siempre que la he necesitado.
- Félix Belisario, por haberme dado la oportunidad de adquirir experiencia en el campo laboral pero sobre todo ser tolerante y comprensivo conmigo en estos momentos tan importantes de mi carrera.
- Orangel Asuaje, por ser tan especial conmigo y darme su apoyo incondicional en los momentos más cruciales en esta etapa de mi vida.
- Hernán David y Ligia Araque, a quienes considero como mis padres por todos los momentos que juntos hemos vivido.
- Mis amigos Vicente López, Júnior Manzaba y Pablo Nuñez, con quienes compartí los primeros años de mi carrera y a pesar del tiempo nuestra amistad se ha mantenido intacta.
- Por último, a dos grandes ausentes: Adolfo y Armando.

Marialth Katherina Ynfante Renault

**Goncalvez M., Zulimar del V.
Ynfante R., Marialth K.**

**“EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN EDIFICACIONES ESCOLARES
TIPO ANTIGUO I, UBICADAS EN EL MUNICIPIO BERMÚDEZ DE LA
POBLACIÓN DE CARÚPANO, ESTADO. SUCRE”**

**Tutor Académico: Prof. Norberto Fernández. TESIS. Caracas, U.C.V. Facultad de
Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. 2008. 143 Pág.**

Resumen

Para realizar el presente Trabajo Especial de Grado se realizó una visita a tres (3) instituciones escolares Tipo Antiguo I: Unidad Educativa Jesús Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A.), Escuela Nacional Concentrada Manuel María Urbaneja (M.M.U.) y Unidad Educativa Petrica Reyes de Quilisque (P.R.Q.) ubicadas en el Municipio Bermúdez de la población de Carúpano del Estado Sucre y a través de fotos, planos y el uso del detector de metales, se comprobó que todas las instituciones presentan características estructurales muy similares (dimensiones de vigas y columnas, alturas entrepisos, ancho de vanos, disposición de aceros) y que las diferencias entre ellas en su mayoría son de carácter arquitectónico y, por ende, se evaluó el riesgo sísmico solo en una de las edificaciones que en este caso es la Unidad Educativa Jesús Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A.) por ser la más vulnerable ya que presenta mayor deterioro y un banquito de concreto en todos sus salones.

Para realizar el análisis sísmico de la estructura se considero un Nivel de Diseño1 (ND1) debido a su año de construcción, se seleccionó un Factor de Reducción de Respuesta $R=1$ para evitar que la edificación incurriera en el rango no lineal ya que no es capaz de resistir las solicitaciones provocadas por un sismo.

Posteriormente se elaboraron tres (3) modelos matemáticos, el primero con Inercia Gruesa (I_g), el segundo con Inercia Reducida en vigas y columnas y el tercero y ultimo con Inercia reducida pero agregándole la mampostería y el módulo de la escalera. En cada uno de estos modelos se chequeó el Coeficiente Sísmico y se corrigió el Cortante Basal para luego evaluar los periodos, los valores limites de la estructura para el Centro de Masa (CM) y un punto A-7, el más alejado respecto a este. Se determinó la Demanda a través de la sumatoria del Cortante Basal para cada combinación de carga mayorada tanto en la dirección “x” como en la dirección “y”; tomando el mayor valor. Además, se estimó la capacidad de la estructura a través de las combinaciones de carga sin mayorar, estos valores se usaron en el Diagrama de Interacción y Corte para así determinar el tipo de falla, el momento y, por ende, el valor de cortante en cada columna y dirección, tomando finalmente el valor de la combinación donde resultó la mayor Demanda. Por ultimo se estableció una relación Demanda/Capacidad (D/C) donde se encontró que este cociente supera la unidad en los tres (3) modelos analizados, por lo que se puede decir que la

estructura no es capaz de soportar las solicitaciones de un sismo de diseño contemplado en la Norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001). “Edificaciones Sismorresistentes”.

Debido a que las deficiencias estructurales que presentan estas edificaciones escolares son de carácter conceptual, porque las Normas utilizadas durante su época de construcción no cuentan con los criterios de diseño para contrarrestar un evento sísmico, se debe plantear una propuesta de reforzamiento que le permita a la estructura mejorar su comportamiento ante eventos sísmicos.

ÍNDICE

	Página
CAPÍTULO I	
INTRODUCCIÓN	1
I.1.- Planteamiento del Problema.....	1
I.1.1.-Antecedentes.....	1
I.1.2.- Motivación.....	3
I.2.- Objetivos	
I.2.1.- Objetivo General.....	4
I.2.2.- Objetivo Específico.....	4
I.3.- Aportes.....	5
I.4.- Alcances y Limitaciones.....	6
I.5.- Contenido.....	7
CAPÍTULO II	
MARCO TEÓRICO	10
II.1.- Sismo.....	10
II.2.- Mecanismos de Falla	
II.2.1.- Falla Dúctil.....	11
II.2.2.- Falla Frágil.....	12
II.3.- Evaluación de la Resistencia de los Elementos Estructurales.....	13
II.4.- Diagrama de Interacción.....	13
II.5.- Máxima Capacidad a Corte de una Columna.....	14
II.6.- Criterio de Sección Agrietada.....	17
II.7.- Análisis Estructural	
II.7.1.- Análisis Lineal.....	17
II.7.2.- Análisis Dinámico.....	18

CAPÍTULO III

MÉTODO	19
III.1 - Preparación Previa.....	19
III.2 - Selección y visita de la escuela a evaluar.....	19
III.3 - Levantamiento de un archivo fotográfico.....	20
III.4 - Levantamiento geométrico de la Edificación.....	20
III.5 - Identificación de los materiales que componen el edificio.....	20
III.6 - Elaboración de planos.....	21
III.7 - Taller sobre el uso del programa SAP 2000.....	21
III.8 - Elaboración de Modelos Matemáticos.....	21
III.9 - Análisis Dinámico del Edificio.....	21
III.10 - Determinación del Riesgo Sísmico.....	21
III.11 - Recomendaciones para la adecuación Sismorresistente.....	22

CAPÍTULO IV

DESCRIPCIÓN DE LAS EDIFICACIONES TIPO ANTIGUO I. IDENTIFICACIÓN DE LOS MATERIALES QUE COMPONEN LAS ESTRUCTURAS	23
IV. 1.- Escuela Básica Jesús Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A.).....	23
IV. 1.1.- Identificación de los materiales que componen la Estructura	28
IV.1.2.- Defectos de la edificación.....	31
IV. 2.- Escuela Nacional Concentrada Manuel María Urbaneja (M.M.U.)...	34
IV. 2.1.- Identificación de los materiales que componen la Estructura	38
IV.2.2.- Defectos de la edificación.....	41
IV. 3.- Unidad Educativa Petrica Reyes de Quilisque (P.R.Q.).....	42
IV. 3.1.- Identificación de los materiales que componen la Estructura	46
IV.3.2.- Defectos de la edificación.....	48

CAPÍTULO V

PLANOS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES	50
V.1.- Escuela Básica Jesús Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A.)	
V.1.1.- Levantamiento Arquitectónico de la Edificación.....	51
V.1.2.- Levantamiento Estructural de la Edificación.....	63
V.2.- Escuela Nacional Concentrada Manuel María Urbaneja (M.M.U.)	
V.2.1.- Levantamiento Arquitectónico de la Edificación.....	67
V.2.2.- Levantamiento Estructural de la Edificación.....	79
V.3.- Unidad Educativa Petrica Reyes de Quilisque (P.R.Q.)	
V.3.1.- Levantamiento Arquitectónico de la Edificación.....	83
V.3.2.- Levantamiento Estructural de la Edificación.....	95

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS SÍSMICO	99
VI. 1.- Selección del Nivel de Diseño.....	99
VI. 2.- Selección del Factor de Reducción de Respuesta “R”.....	100
VI. 3.- Análisis de Carga.....	100
VI. 4.- Centro de Masa.....	101
VI. 5.- Cargas sobre Vigas.....	104
VI. 6.- Espectro de Diseño.....	105
VI. 7.- Diagrama de Interacción.....	107
VI. 8.- Combinación de Cargas	
VI.8.1.- Estado de Agotamiento.....	109
VI.8.2.- Estado de Servicio.....	111
VI. 9.- Modelos.....	113
VI. 9.1.- Modelo 1 (M1).....	113
VI. 9.2.- Modelo 2 (M2).....	114
VI. 9.3.- Modelo 3 (M3).....	114
VI. 9.3.1.- Modelo 3.a (M3.a).....	114
VI. 9.3.2.- Modelo 3.b (M3.b).....	115

VI.10.- Verificación del Coeficiente Sísmico (V_0/W) y la Cortante Basal (V_0).....	117
 CAPÍTULO VII	
ANÁLISIS DE RESULTADOS	121
VII. 1.- Modelo 1 (M1).....	122
VII. 1.1.- Valores Límites.....	123
VII. 1.2.- Demanda (D).....	123
VII. 1.3.- Capacidad (C).....	123
VII. 1.4.- Relación Demanda/Capacidad (D/C).....	125
VII. 2.- Modelo 2 (M2).....	126
VII. 2.1.- Valores Límites.....	126
VII. 2.2.- Demanda (D).....	126
VII.2.3.- Capacidad (C).....	127
VII.2.4.- Relación Demanda/Capacidad (D/C).....	129
VII. 3.- Modelo 3 (M3).....	129
VII. 3.1.- Valores Límites.....	130
VII. 3.2.- Demanda (D).....	130
VII. 3.3.- Capacidad (C).....	131
VII. 3.4.- Relación Demanda/Capacidad (D/C).....	133
VII.3.5.- Caso particular. Capacidad para la Escuela Nacional Concentrada Manuel María Urbaneja (M.M.U.).....	133
VII. 4.- Propuesta de Reforzamiento.....	136
 CAPÍTULO VIII	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	139
VIII.1.- Conclusiones.....	139
VIII.2.- Recomendaciones.....	141
 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	142

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO. IV

IV. 1.1. - Entrada de la E. B Jesús Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A.).....	24
IV. 1.2. - Módulos alineados unidos por una junta de construcción.....	24
IV. 1.3. - Fachada Sur de ambos módulos.....	25
IV. 1.4. - Fachada Norte de ambos módulos.....	26
IV. 1.5. - Fachadas Este y Oeste de ambos módulos.....	26
IV. 1.6. - Módulo de la Escalera (1).....	27
IV. 1.7. - Banquito de concreto dentro de los salones de clases.....	27
IV.1.2.1.- Grieta longitudinal (1) en la columna.....	31
IV.1.2.2.- Grietas en los bloques de ventilación.....	32
IV.1.2.3.- Grieta transversal en viga alta.....	32
IV.1.2.4.- Grieta longitudinal en viga alta.....	33
IV.1.2.5.- Grieta longitudinal (2) en la columna.....	33
IV. 2.1. - Entrada de la E. N.C. Manuel María Urbaneja (M.M.U.).....	34
IV. 2.2. - Detalle del conjunto (1).....	35
IV. 2.3. - Fachada Sur de ambos módulos.....	36
IV. 2.4. - Fachada Norte de ambos módulos.....	36
IV. 2.5. - Fachada Oeste del módulo I.....	37
IV. 2.6. - Módulo de la Escalera. (Fachada Este del módulo II).....	37
IV. 2.7. - Salones de clase sin la presencia de banquito de concreto.....	38
IV.2.2.1.- Deterioro de la junta de construcción.....	41
IV.2.2.2.- Fisura del piso del Nivel Entrepiso de la Edificación.....	41
IV.2.2.3.- Grieta en la junta de construcción.....	42
IV.3.1. - Entrada de la U.E Petrica Reyes de Quilarque (P.R.Q.).....	42
IV.3.2. - Detalle del conjunto (2).....	43
IV.3.3. - Fachada Sur del modulo.....	44

IV.3.4.	- Fachada Norte del modulo.....	44
IV.3.5.	- Fachada Oeste del modulo.....	45
IV.3.6.	- Modulo de escaleras (2).....	45
IV.3.7.	- Salones de clases sin banquitos de concreto.....	46
IV.3.2.1.	- Deterioro de mampostería en pared.....	49
CAPÍTULO. VI		
VI. 9.1.1.	- Vista en 3D de la Edificación en el Modelo 1 (M1).....	114
VI. 9.2.1.	- Vista en 3D de la Edificación en el Modelo 3 (M3.a).....	115
VI. 9.3.1.	- Vista en 3D de la Edificación en el Modelo 3 (M3.b).....	115
CAPÍTULO. VII		
VII. 3.5.1.-	Separación mínima de columna.....	134
VII. 4.1.	- Vista en 3D de la Propuesta de Reforzamiento.....	137
VII. 4.2.	- Alzado de la Propuesta de Reforzamiento en la dirección corta “y” de la edificación.....	138
VII. 4.3.	- Alzado de la Propuesta de Reforzamiento en la dirección larga “x” de la edificación.....	138

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO. IV

IV.1.1.1.- Imagen del Ferrosca. Cara Oeste de la Columna – Nivel Planta Baja. (1).....	28
IV.1.1.2.- Imagen del Ferrosca. Cara Sur de la Columna – Nivel Planta Baja.....	29
IV.1.1.3.- Imagen del Ferrosca. Cara Oeste de la Columna – Nivel Planta Baja. (2).....	29
IV.1.1.4.- Imagen del Ferrosca. Cara Oeste de la Viga – Nivel Entrepiso...	30
IV.1.1.5.- Imagen del Ferrosca. Cara Inferior de la Viga Plana – Nivel Entrepiso.....	30
IV.2.1. - Imagen del Ferrosca. Cara Sur de la Columna – Nivel Planta Baja.....	39
IV.2.2. - Imagen del Ferrosca. Cara Oeste de la Viga – Nivel Planta Baja.....	39
IV.2.3. - Imagen del Ferrosca. Cara Inferior de la Viga Plana – Nivel Planta Intermedia.....	40
IV.2.4. - Imagen del Ferrosca. Cara Inferior de la Viga Plana – Nivel Techo.....	40
IV.3.1. - Imagen del Ferrosca. Cara Sur de la Columna – Nivel Planta Baja.....	46
IV.3.2. - Imagen del Ferrosca. Cara Oeste de la Viga – Nivel Entrepiso	47
IV.3.3. - Imagen del Ferrosca. Cara Inferior de la Viga – Nivel Entrepiso	47
IV.3.4. - Imagen del Ferrosca. Cara Inferior de la Viga Plana – Nivel Techo.....	48

CAPÍTULO. VI

VI. 3.1. - Nivel Entrepiso.....	101
---------------------------------	-----

VI. 3.2. - Nivel Techo.....	101
VI. 3.3. - Otras Cargas.....	101
VI. 3.4. - Carga Variable.....	102
VI. 4.1. - Centro de Masa.....	103
VI. 4.2. - Pesos y Masas de las 3 Edificaciones Escolares Tipo Antiguo I..	104
VI. 9.1.1. - Periodos de las Edificaciones Escolares.....	116
VI. 9.1.2. - Periodos de Modelos Matemáticos.....	116
VI. 9.1.3. - Masa Participativa para los tres (3) modelos.....	117
VI. 10.1. - Verificación del Coeficiente Sísmico.....	118
VI. 10.2. - Corrección del Cortante Basal.....	120
VI.10.3. - Momentos Torsores y Torques de Nivel.....	120

CAPÍTULO. VII

VII. 1.1.1. - Valores Límites para M1.....	122
VII. 1.2.1.- Demanda para M1 en las combinaciones 2 y 10.....	123
VII. 1.3.1.- Cálculo de la Capacidad de la estructura para M1, tomando la combinación 2.....	124
VII.1.3.2. - Cálculo de la Capacidad de la estructura para M1, tomando la combinación 10.....	124
VII.1.3.3. - Capacidad de M1 en las combinaciones 2 y 10.....	125
VII.1.4.1. - Relación Demanda/Capacidad de M1 en “x” e “y”.....	125
VII. 2.1.1.- Valores Límites para el Modelo 2.....	126
VII. 2.2.1.- Demanda para M2 en las combinaciones 2 y 10.....	126
VII. 2.3.1.- Cálculo de la Capacidad de la estructura para M2, tomando la combinación 2.....	127
VII. 2.3.2.- Cálculo de la Capacidad de la estructura para M2, tomando la combinación 10.....	128
VII.2.3.3. - Capacidad de M2 en las combinaciones 2 y 10.....	128
VII.1.4.1. - Relación Demanda/Capacidad de M2 en “x” e “y”.....	129
VII. 3.1. - Pesos, Masas y Centros de Masa del Modelo 3.....	129

VII. 3.1.1.- Valores Límites para el Modelo 3.....	130
VII.3.2.1. - Demanda para M3 en las combinaciones 2 y 10.....	131
VII.3.3.1. - Cálculo de la Capacidad de la estructura para M3, tomando la combinación 2.....	132
VII. 3.3.2.- Cálculo de la Capacidad de la estructura para M3, tomando la combinación 10.....	132
VII. 3.3.3.- Capacidad del M3 en las combinaciones 2 y 10.....	133
VII. 3.4.1.- Relación Demanda/Capacidad de M3 en “x” e “y”.....	133
VII. 3.5.2.- Cálculo de la Capacidad de la estructura para M.M.U.....	135
VII. 3.5.3.- Relación Demanda/Capacidad de M.M.U.....	135

ÍNDICE DE GRÁFICOS

CAPÍTULO II

II.4.1.- Diagrama de Interacción de una columna.....	14
II.5.1.- Comportamiento de una Columna condicionado por la máxima capacidad.....	15
II.5.2.- Diagrama de Corte.....	16
II.5.3.- Superposición Diagrama de Interacción y el de Corte.....	17

CAPÍTULO VI

VI.6.1.- Espectro de Diseño. $R=1$	107
VI.7.1.- Diagrama de Interacción y Corte.....	108

ÍNDICE DE PLANOS

Escuela Básica Jesús Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A)

Arquitectónicos

A-01 Esquema del Conjunto.....	51
A-02 Planta Nivel 0.00 m.....	52
A-03 Planta Nivel 2.90 m.....	53
A-04 Planta Nivel 5.80 m.....	54
A-05 Fachada Sur – Módulo I.....	55
A-06 Fachada Sur – Módulo II.....	56
A-07 Alzado A – Módulo I y II.....	57
A-08 Alzado B – Módulo I y II.....	58
A-09 Pórtico 1 (Fachada Oeste). Pórtico 14 (Fachada Este).....	59
A-10 Pórticos 2, 4, 6, 9, 11, 13.....	60
A-11 Pórticos 3, 5, 7, 8, 10, 12.....	61
A-12 Módulo de Escalera.....	62

Estructurales

E-01 Planta Nivel 0.00 m.....	63
E-02 Planta Nivel 2.90 m.....	64
E-03 Planta Nivel 5.80 m.....	65
E-04 Esquema Estructural.....	66

Escuela Nacional Concentrada Manuel María Urbaneja (M.M.U.)

Arquitectónicos

A-01 Esquema del Conjunto.....	67
A-02 Planta Nivel 0.00 m.....	68
A-03 Planta Nivel 2.90 m.....	69
A-04 Planta Nivel 5.80 m.....	70
A-05 Fachada Sur – Módulo I.....	71
A-06 Fachada Sur – Módulo II.....	72
A-07 Alzado A – Módulo I y II.....	73

A-08 Alzado B – Módulo I y II.....	74
A-09 Pórtico 1 (Fachada Oeste). Pórtico 14 (Fachada Este).....	75
A-10 Pórticos 2, 4, 6, 9, 11, 13.....	76
A-11 Pórticos 3, 5, 7, 8, 10, 12.....	77
A-12 Módulo de Escalera.....	78
Estructurales	
E-01 Planta Nivel 0.00 m.....	79
E-02 Planta Nivel 2.90 m.....	80
E-03 Planta Nivel 5.80 m.....	81
E-04 Esquema Estructural.....	82
Unidad Educativa Petrica Reyes de Quilisque (P.R.Q.)	
Arquitectónicos	
A-01 Esquema del Conjunto.....	83
A-02 Planta Nivel 0.00 m.....	84
A-03 Planta Nivel 2.90 m.....	85
A-04 Planta Nivel 5.80 m.....	86
A-05 Fachada Sur – Módulo I.....	87
A-06 Fachada Sur – Módulo II.....	88
A-07 Alzado A – Módulo I y II.....	89
A-08 Alzado B – Módulo I y II.....	90
A-09 Pórtico 1 (Fachada Oeste). Pórtico 14 (Fachada Este).....	91
A-10 Pórticos 2, 4, 6, 9, 11, 13.....	92
A-11 Pórticos 3, 5, 7, 8, 10, 12.....	93
A-12 Módulo de Escalera.....	94
Estructurales	
E-01 Planta Nivel 0.00 m.....	95
E-02 Planta Nivel 2.90 m.....	96
E-03 Planta Nivel 5.80 m.....	97
E-04 Esquema Estructural.....	98

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

I.1 Planteamiento del Problema

I.1.1 Antecedentes

La Corteza Terrestre está formada por las placas tectónicas, que al desplazarse buscando cierto equilibrio chocan y liberan energía, originando sacudidas o movimientos bruscos en el relieve terrestre, provocando un terremoto.

En Venezuela desde la época histórica, los temblores ocurridos son por razones tectónicas del ajuste de la corteza terrestre. Nuestro país se encuentra muy cerca de la zona de contacto con una de las áreas sísmicas mas grandes e inestables del Hemisferio Occidental, entre el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, que incluye la Cordillera Andina de Sur América y el Cinturón Mediterráneo- Alpino- Himalayo, que cruza el Caribe de Oeste a Este.

El Norte Venezolano está afectado por la interacción de la Placa del Caribe y la Placa de Sur América y en la parte Nororiental se encuentra ubicada la falla El Pilar, que posee movimiento Dextral, la cual genera una sismicidad que se puede catalogar de moderada a alta, con ocurrencia eventual de terremotos destructores.

La zona de mayor actividad sísmica corresponde a una franja de 100 km de ancho, definida a lo largo de los sistemas montañosos de Los Andes, la Cordillera Central y la Cordillera Oriental, lugares en los que se ubican los principales sistemas de fallas sismogénicas del país, siendo los límites de estas placas: Boconó, San Sebastián y el Pilar.

Además de este sistema de accidentes tectónicos, también existen otros sistemas activos menores, tales como: Oca-Ancón, Valera, La Victoria y Úrica, los cuales son capaces de producir sismos importantes. [7]

Debido a los antecedentes sísmicos de Venezuela, la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), que promueve de forma permanente investigaciones y estudios especializados con el propósito de contribuir a la reducción de la vulnerabilidad sísmica en el país, conjuntamente con la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN), en el año 1998 actualizaron la norma 1756 de “Edificaciones Sismorresistentes”, la cual fue sujeta a revisión en el año 2001. La referida Norma 1756-98 (Rev. 2001). “Edificaciones Sismorresistentes” se utiliza actualmente en Venezuela para establecer los criterios de análisis y la demanda sísmica de las edificaciones ubicadas en zonas que puedan ser afectadas por la ocurrencia de un sismo.

El terremoto más reciente y de mayor intensidad ocurrió en el Noreste Venezolano en la población de Cariaco, Edo. Sucre, el 9 de Julio de 1997, cuya magnitud fue de $M_s=6.8$, $M_w=6.9$ originando pérdidas humanas y graves daños estructurales en edificaciones, especialmente en instituciones educativas. [11]

Entre los graves daños estructurales se encuentra el colapso de la Unidad Educativa Valentín Valiente, ubicada en la población de Cariaco. Fernández y Viana (1998), consideran que las posibles causas que originó el colapso de esta estructura fue el efecto de columna corta, la falta de rigidez en una de las direcciones de la estructura y el poco confinamiento del concreto por parte del acero transversal. Dicha edificación era una estructura de 2 niveles y planta rectangular, llamadas actualmente Tipo Antiguo I. Estas escuelas están constituidas por dos módulos iguales unidos mediante una junta, y cada uno de éstos consta de siete pórticos en la dirección corta con ausencia de pórticos en la dirección larga. Cada módulo consta de dos plantas. Las escaleras que comunican dichas plantas se encuentran apoyadas en el extremo de uno de los módulos.

I.1.2.- Motivación

Los eventos sísmicos, representan uno de los mayores riesgos potenciales en Venezuela en cuanto a pérdidas humanas y económicas. En la actualidad, aproximadamente un 80% de la población vive en zonas de alta amenaza sísmica, variable que aumenta el nivel de riesgo, haciéndolo cada vez mayor a medida que se eleva el índice demográfico y las inversiones en infraestructura. [7]

No obstante, en las construcciones ya existentes se ha obviado esta situación geográfica que conlleva al colapso de las estructuras y, por ende, la pérdida de vidas humanas.

El Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Universidad Central de Venezuela (U.C.V), conjuntamente con la Fundación Venezolana de Ingeniería Sísmica (FUNVISIS) y la Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE), han desarrollado un proyecto de investigación denominado “Reducción de Riesgos Sísmicos en Edificaciones Escolares”, estructurado en las siguientes etapas: Identificar y clasificar las escuelas existentes en Venezuela en función de su vulnerabilidad. Determinar y disminuir los riesgos de las estructuras considerando las normas vigentes de diseño sismorresistentes, optimizando los costos de construcción y minimizando la interrupción en el proceso escolar.

Asimismo, para la Ingeniería Civil, el riesgo sísmico ha sido considerado como un tema de suma importancia, ya que se deben reforzar las construcciones existentes que carecen de los lineamientos respectivos y construir edificaciones que garanticen la estabilidad de las estructuras ante un evento sísmico, para así resguardar numerosas vidas humanas.

El punto de interés del presente Trabajo Especial de Grado es la “Evaluación del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares tipo Antiguo I, ubicadas en el Municipio

Bermúdez de la población de Carúpano, Estado Sucre”, similares a la Escuela Valentín Valiente ubicada en la población de Cariaco, Estado Sucre, con el fin de evaluar el riesgo al que están expuestas estas edificaciones y recomendar acciones a seguir a fin de disminuir el riesgo sísmico e informar y prevenir a la población que sería gravemente afectada.

I.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Evaluar el riesgo sísmico en la Escuela Básica “Jesús Antonio Rodríguez Abreu”, ubicada en el Municipio Bermúdez de la población de Carúpano, Estado Sucre.

I.2.2 Objetivo Específico

I.2.2.1 Identificar los sistemas estructurales Tipo Antiguo I, en el Estado Sucre.

I.2.2.2 Identificar los elementos estructurales de las edificaciones.

I.2.2.3 Desarrollar planos arquitectónicos y estructurales en 2D.

I.2.2.4 Desarrollar un video de animación en 3D para una de las edificaciones.

I.2.2.5 Desarrollar modelos matemáticos representativos del edificio.

I.2.2.6 Estimar la respuesta de la edificación ante los sismos definidos en la Norma COVENIN 1756-2001. “Edificaciones Sismorresistentes”.

I.2.2.7 Evaluar el riesgo sísmico de la edificación según la Norma COVENIN 1753-87. Estructuras de Concreto Armado. Análisis y Diseño.

I.2.2.8 Recomendar acciones y posibles soluciones conceptuales para reforzar la estructura.

I.3.- APORTES

El riesgo sísmico en el país ha sido motivo de preocupación y de estudio para diferentes instituciones que se han avocado al tema, también a la ingeniería, que debido a los estudios realizados han contribuido a que las Normas Sismorresistentes para la construcción se adecuen a la zona y al tipo de edificaciones aunado a los diferentes trabajos de investigación y proyectos que se han realizado.

Este proyecto de investigación, es de vital importancia y utilidad para el país, debido a que sus conclusiones nos permitirán conocer los mecanismos de fallas que pueden ocasionar el colapso de varios tipos de edificaciones escolares, para finalmente aportar soluciones estructurales que disminuyan el riesgo sísmico, protegiendo así la vida de los estudiantes y del personal que allí labora.

De igual forma es un gran aporte al Proyecto de Investigación “Reducción de Riesgos Sísmicos en Edificaciones Escolares”, ya que suministrará información acerca del comportamiento sísmico que presentan tres (3) escuelas ubicadas en el municipio Bermúdez de la población de Carúpano, Estado Sucre, las cuales son: la Unidad Educativa Jesús Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A.), la Escuela Nacional Concentrada Manuel María Urbaneja (M.M.U.) y la Unidad Educativa Petrica Reyes de Quilarque (P.R.Q.). A su vez se darán recomendaciones conceptuales para reforzar las estructuras Tipo Antiguo I, ante la ocurrencia de un sismo.

Entre las actividades a realizar para el desarrollo del Trabajo Especial de Grado, se mencionan la elaboración de planos arquitectónicos y estructurales de la edificación. Tanto

los planos como la información suministrada servirán de punto de partida 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

Por medio del análisis detallado de los hechos examinados anteriormente se conocen las consecuencias generadas por el sismo ocurrido en el año 1997 en la Unidad Educativa Valentín Valiente ubicada en la población de Cariaco, Estado Sucre, perteneciente al grupo de edificaciones escolares Tipo Antiguo I, lo cual aportará información para estudios en otras instituciones educativas del país, específicamente en la población de Carúpano, Estado. Sucre, todo ello, debido a que es la zona de estudio del presente Trabajo Especial de Grado, cuya finalidad es reducir los riesgos sísmicos en las referidas instituciones, contribuyendo de esta forma a la preservación de las instalaciones y de la vida humana en el caso de producirse un sismo.

Asimismo, suministrará información referente a los modelos en estudio al Proyecto “Reducción de Riesgos Sísmicos en Edificaciones Escolares en Venezuela” por cuanto se evalúa el riesgo sísmico al que están expuestas tres (3) instituciones educativas que presentan el mismo modelo estructural Tipo Antiguo I, con el fin de realizar el modelado de dichas estructuras y estimar sus comportamientos ante un sismo de acuerdo a las especificaciones de la Norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001). “Edificaciones Sismorresistentes”. [3] A partir del comportamiento que presenten dichas estructuras se extrapolarán los resultados obtenidos a todas las estructuras Tipo Antiguo I existentes en el país, con el fin de promover la construcción de nuevas instituciones seguras ante sismos.

Para este estudio se seleccionó el Municipio Bermúdez de la población de Carúpano en el Estado Sucre, ubicado en una zona 7 de nivel sísmico del país. Se visitaron tres (3)

escuelas Tipo Antiguo I, la Unidad Educativa Jesús Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A.), la Escuela Nacional Concentrada Manuel María Urbaneja (M.M.U.) y la Unidad Educativa Petrica Reyes de Quilarque (P.R.Q.), tomando como objeto de estudio principal la Unidad Educativa “José Antonio Rodríguez Abreu” (J.A.R.A.), por ser la más vulnerable ya que presenta banquetos de concreto en todas sus aulas, ocasionando un efecto de columna corta.

La limitación más relevante es la inexistencia de los planos arquitectónicos y estructurales, por lo que se realizó un levantamiento de las edificaciones para generar los respectivos planos. En cuanto a los detalles estructurales, estos no se conocen totalmente, por lo que se usó el ferroskan para determinar la distribución de aceros siendo imposible determinar los diámetros de los mismos ya que el equipo no arroja esa información. Por el desconocimiento de este y otros detalles estructurales, se tomó como referencia la Unidad Educativa Valentín Valiente (Cariaco), por ser idéntica en geometría y su fecha de construcción coincide con la época de construcción de las edificaciones escolares en estudio.

I.5 Contenido

Capítulo II

En el referido Capítulo se detalla la conceptualización inherente al Trabajo Especial de Grado.

Capítulo III

Se enumeran las actividades ejecutadas y los procedimientos adecuados que se utilizaran en el Trabajo Especial Grado de manera detallada y secuencial.

Capítulo IV

Se describen las escuelas objeto de estudio y se identifican los materiales que conforman las edificaciones.

Capítulo V

Se recaba la información fundamental para la elaboración de los planos arquitectónicos y estructurales de las Instituciones Escolares (Unidad Educativa Jesús Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A.), Escuela Nacional Concentrada Manuel María Urbaneja (M M.U.) y Unidad Educativa Petrica Reyes de Quilarque (P.R.Q.)).

Capítulo VI

Se identifica el Nivel de Diseño que presenta la estructura de acuerdo a lo estipulado en la Norma COVENIN 1753-87 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones”. Cap. 18 “Análisis y Diseño”. Asimismo, la forma como se aplicó la Norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001). “Edificaciones Sismorresistentes”. en su Cap. 12. y el desarrollo del análisis de los modelos matemáticos con el Factor de Reducción $R=1$. Este aspecto comprende además, el análisis de carga de las edificaciones en estudio, la determinación de los valores requeridos para el cálculo del Centro de Masa (CM) para los dos (2) niveles de la edificación, el uso del Método del Área Tributaria para calcular las cargas sobre vigas, el análisis del Espectro de Diseño utilizado y el uso del criterio del Valor Absoluto de las solicitaciones debidas a un sismo en una dirección más el 0,30 del Valor Absoluto las solicitaciones debidas a un sismo en la dirección ortogonal y viceversa, el Diagrama de Interacción y Corte de las columnas, la verificación del Coeficiente Sísmico y la corrección de la Cortante Basal aunado a la descripción de los tres (3) modelos utilizados para el análisis estructural.

Capítulo VII

Se presenta un análisis de los resultados obtenidos en la aplicación de tres (3) modelos matemáticos (M1, M2 y M3) mediante la utilización del Programa Computacional SAP 2000, expresado en el cálculo de Valores Límites, Demanda y la Capacidad de cada uno. Además se indican algunos lineamientos para la rehabilitación de las edificaciones escolares.

Capítulo VIII

Se enumeran las conclusiones y recomendaciones obtenidas en el Trabajo Especial de Grado.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Actualmente existen normas basadas en el desempeño de las estructuras, mejoras en la caracterización de la amenaza sísmica, nuevos sistemas estructurales, materiales y técnicas no tradicionales, nuevas herramientas analíticas y experimentales que son confiables para evaluar la respuesta estructural de las edificaciones, siendo indispensable para su aplicación el manejo de los conceptos básicos que se requieren para analizar los elementos estructurales ante eventos sísmicos. [9]

II.1 Sismo

Un sismo o terremoto, es un temblor violento de la corteza terrestre causado por la súbita ruptura de estratos rocosos, que con el tiempo se han deformado por estar sometidos a esfuerzos que en un momento dado sobrepasan su capacidad resistente.

Los temblores producidos en la corteza terrestre son consecuencia de la liberación repentina de energía en el interior de la Tierra. Esta energía se transmite a la superficie en forma de ondas sísmicas que se propagan en todas las direcciones causando vibraciones y oscilaciones del material a través del cual se propaga.

El riesgo sísmico se considera como la probabilidad de que ocurra un sismo en un determinado sitio y momento, originando consecuencias económicas y sociales que pueden estar expresadas en daños materiales y/o pérdidas humanas.

Los sismos constituyen una importante amenaza de carácter recurrente que afecta los centros urbanos, por lo cual se deben realizar análisis detallados de los distintos factores que se involucran al proyectar obras civiles, para esto la Norma Sísmica Venezolana

establece criterios de análisis y diseño en edificaciones situadas en zonas donde puedan ocurrir movimientos sísmicos, siempre que se cumplan los requerimientos mínimos del diseño antisísmico presentado en dicha norma:

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

Cuando se proyectan edificaciones en zonas sísmicas, es fundamental tomar en cuenta las principales causas que puedan producir el colapso de una estructura, como por ejemplo, los mecanismos de fallas frágiles.

II.2 Mecanismos de falla

Un mecanismo se presenta cuando los elementos estructurales agotan su capacidad portante debido a una sollicitación dada, generándose dos tipos de mecanismos:

- Mecanismos de falla dúctil (falla deseada)
- Mecanismos de falla frágil (falla no deseada)

II.2.1 Mecanismos de falla dúctil

Para comprender un mecanismo de falla dúctil es importante manejar el concepto de ductilidad, que es la capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural para hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin que exista una pérdida apreciable en su capacidad resistente. [3]

El mecanismo de falla dúctil se presenta cuando la sollicitación que está actuando sobre la estructura agota la capacidad resistente para la cual fue diseñada, teniendo como característica que este tipo de falla admite grandes deformaciones, lo cual da una amplia advertencia de falla y manteniendo la capacidad de transmisión de carga se puede impedir el desplome total; además el comportamiento dúctil de los miembros permite utilizar en el diseño redistribuciones de momentos por flexión. [6]

La ductilidad, en las zonas de alto riesgo sísmico es de importancia extrema ya que el diseño de estructuras debe mantener un comportamiento elástico bajo sismos moderados, mientras que en los sismos intensos se confía de la disponibilidad de suficiente ductilidad y capacidad de disipar energía para permitir a la estructura sobrevivir sin colapso.

II.2.2 Mecanismos de falla frágil

Esta falla ocurre cuando los elementos estructurales presentan un agotamiento instantáneo al sobrepasar su capacidad resistente, sin que se admitan grandes deformaciones que puedan disipar energía que luego puede ser absorbida por otro elemento que no está diseñado para soportar ese tipo de carga, ocasionando de manera repentina el desplome de la estructura y por ende la pérdida de vidas humanas.

Los mecanismos de fallas ocurren principalmente por falta de detallado y conocimiento acerca del comportamiento de los materiales que conforman a los elementos, lo que trae posteriormente un mal diseño.

Las fallas frágiles más frecuentes en el concreto armado son:

- Exceso de cuantía de refuerzo longitudinal: permite que el concreto se triture antes de que ceda el acero, proporcionando así la ductilidad al elemento.
- Pandeo local del acero longitudinal con un desprendimiento del concreto: ocurre cuando una columna está sometida a cargas de compresión muy altas y posee escasez de ligaduras,

- Poca capacidad a corte: se produce cuando un elemento estructural esta sometido a fuerzas cortantes muy altas y no posee suficiente acero transversal, lo que significa que el concreto no está bien confinado por no tener el espaciamiento adecuado.
- Fenómeno de columna corta: se origina por una disminución en su longitud efectiva debido a un confinamiento por medio de paredes de mampostería o muros de concreto armado; aumentando su rigidez y originando una concentración de fuerzas cortantes en dicha columna. Al no tomar las previsiones del caso se tendrá una falla frágil.

Para evitar la falla frágil en un elemento estructural, se deben considerar detalles como la cuantía de los refuerzos longitudinales, transversales, el anclaje de refuerzos y el confinamiento del concreto, entre otros.

II.3 Evaluación de la resistencia de los elementos estructurales

Los elementos estructurales son aquellos que forman parte de la estructura (columnas, muros estructurales, vigas, etc.), por lo que se debe realizar el estudio detallado de estos elementos, pero más aún en el caso de las columnas, ya que son las que mantienen la estabilidad de la estructura ante un evento sísmico.

II.4 Diagrama de Interacción

Es el lugar geométrico de las posibles combinaciones de carga axial y momento flexionante con los que un elemento puede alcanzar su resistencia última. Para obtener el diagrama se debe conocer la geometría de la sección, la cantidad y calidad del concreto y del acero longitudinal y transversal, así como la ubicación longitudinal en el elemento. A continuación se presenta el gráfico II.4.1 donde se observa que el punto A representa la falla de la columna con una carga axial en compresión, el punto B representa la falla balanceada y el punto C representa la falla con una carga axial a tracción.

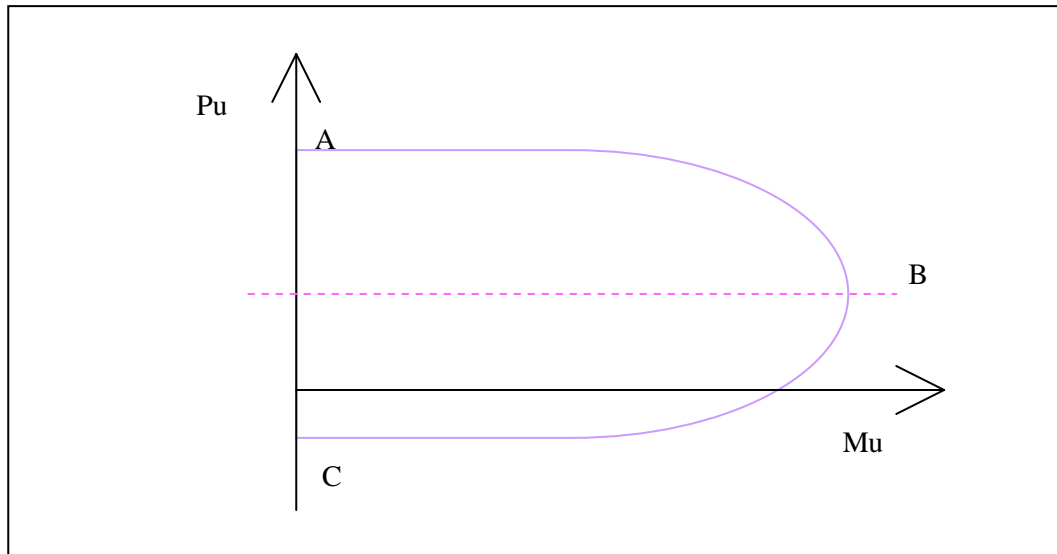


Gráfico II.4.1 Diagrama de Interacción de una columna
Fuente: Elaboración Propia

II.5 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.

Gráfico II.5.1

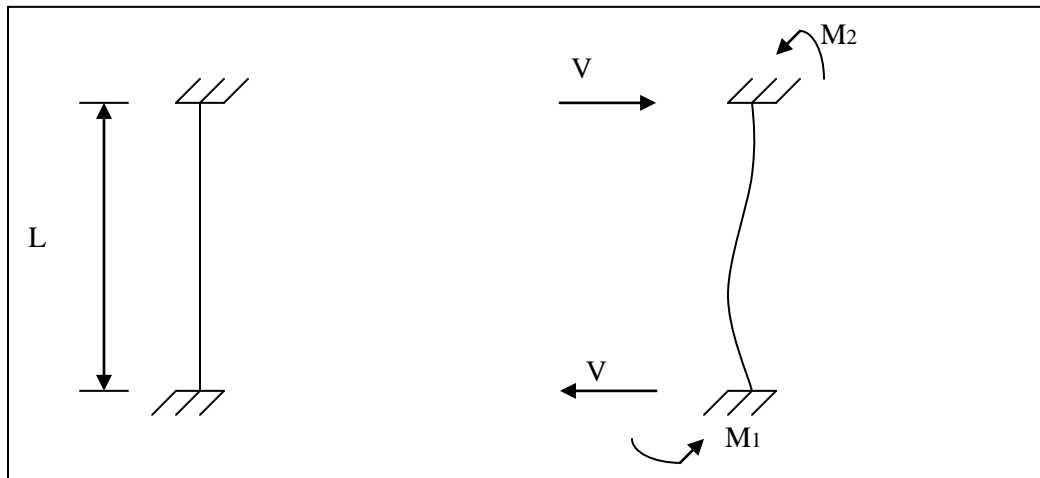


Gráfico II.5.1 Comportamiento de una Columna condicionado por la máxima capacidad
Fuente: Elaboración Propia

$$V = \frac{M1 + M2}{L} \Rightarrow \text{Tomando } M1=M2 \quad \text{que} \Rightarrow V = \frac{(2 * M)}{L} \Rightarrow Ms = \frac{V * L}{2}$$

Donde:

L= Longitud libre de la columna.

V=Vc+Vs= Máximo corte que puede desarrollar la columna.

Vc= Máximo corte que puede aportar el concreto.

Vs=Máximo corte que puede aportar el acero transversal.

El valor de Vc y Vs esta dado en la Norma COVENIN 1753-87 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones: Análisis y Diseño” [1], en el cual se especifica lo siguiente:

Para elementos sometidos a compresión:

$$Vc = 0.53 * \left(1 + 0.0007 * \frac{Nu}{Ag} \right) * \sqrt{f'c} * b * d$$

Para elementos sometidos a Tracción:

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{Nu}{(35 * A_g)} \right) * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_s = \frac{(A_v * f_y * d)}{s}$$

Se puede observar en el gráfico II.5.2 el Diagrama de Corte para las columnas

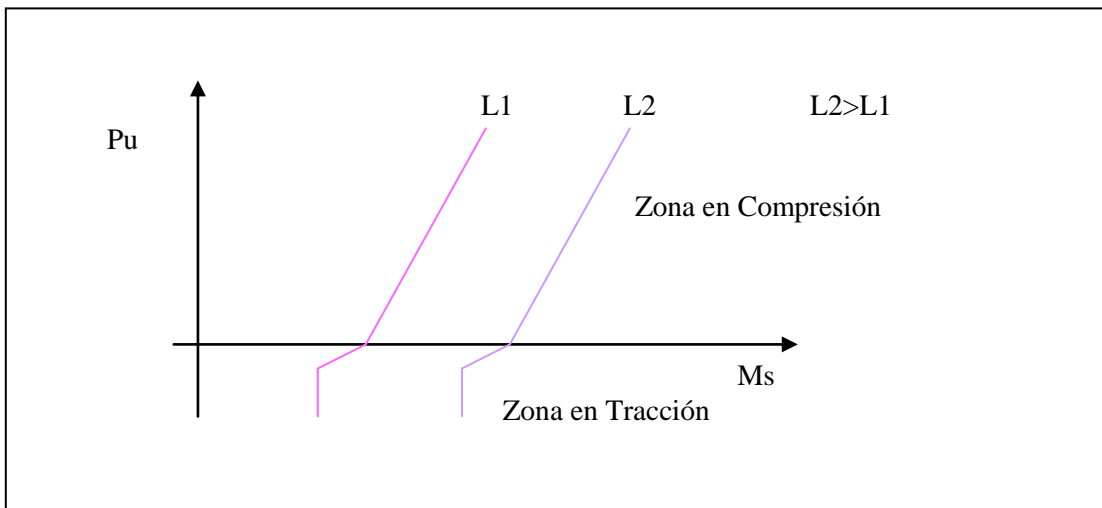


Gráfico II.5.2 Diagrama de Corte
Fuente: Elaboración Propia

Para obtener la verdadera capacidad de la columna se debe superponer el Diagrama de Interacción con el de Corte tal y como se muestra en el gráfico II.5.3.

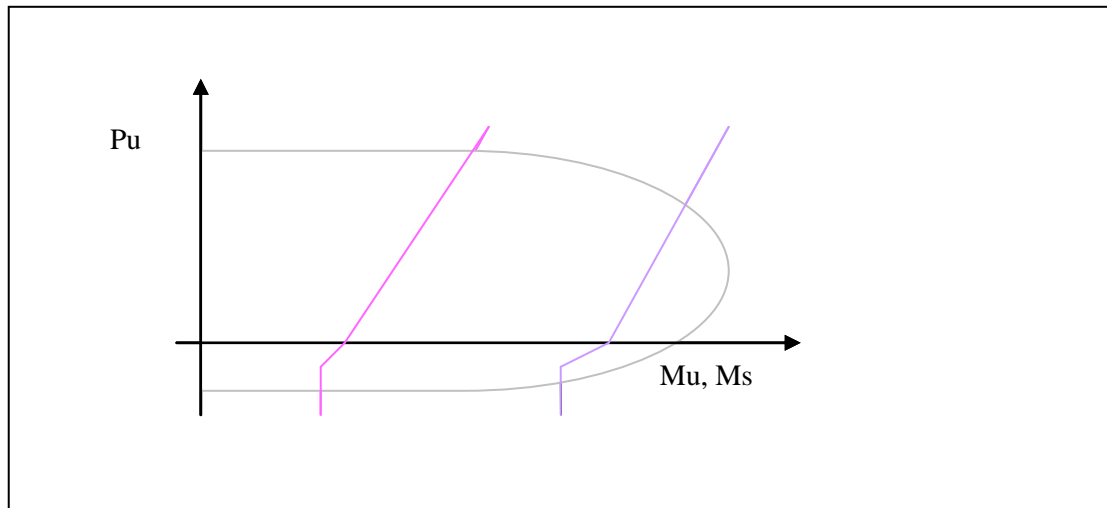


Gráfico II.5.2 Superposición del Diagrama de Interacción y el de Corte
Fuente: Elaboración Propia

II.6 Criterio de sección agrietada

El criterio de sección agrietada toma en cuenta los deterioros acumulados de los elementos estructurales debido a las acciones sísmicas y a la interacción suelo y estructura, en los que se pueden observar grietas en las columnas lo cual induce a disminuir la inercia gruesa de la sección para realizar el análisis dinámico. [12]

II.7 Análisis estructural

Es la determinación de las fuerzas internas en los elementos de la estructura e implica un conocimiento de las acciones que actúan sobre la misma y de las dimensiones de dichos elementos. [8]

II.7.1 Análisis lineal

El análisis lineal representa el comportamiento de las estructuras con respuesta elástico-lineal, sin permitir que ninguno de sus elementos incurra en el rango plástico. Las principales propiedades de la estructura (matriz de rigidez, de masa y de

amortiguamiento) no varían en función del tiempo, ya que ninguno de sus elementos puede tener deformaciones remanentes que permitan cambios en la matriz de rigidez. [6]

II.7.2 Análisis dinámico

La mayoría de las estructuras no se pueden modelar mediante sistemas con un único grado de libertad, por lo cual se hace necesario definir estructuras con N grados de libertad, utilizando un programa de análisis lineal para determinar la ecuación de movimiento de la edificación; considerando los siguientes criterios:

- La masa de cada nivel actúa en su centro de masa.
- La losa se considera como un diafragma rígido indeformable en su plano.
- A las secciones de columna se les disminuirá la inercia gruesa tomando en cuenta el criterio de sección agrietada.
- Se tomará en cuenta tres grados de libertad por nivel.

CAPÍTULO III

MÉTODO

En este apartado se describirán las actividades que permitirán desarrollar el Trabajo Especial de Grado donde se evaluará el comportamiento de las edificaciones escolares de la Unidad Educativa Jesús Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A.), Escuela Nacional Concentrada Manuel María Urbaneja (M.M.U.) y la Unidad Educativa. Petrica Reyes de Quilarque (P.R.Q.), ubicadas específicamente en el Municipio Bermúdez de la población de Carúpano, Estado Sucre, tomando en consideración todas las especificaciones de la Norma 1756-98 (Rev. 2001). “Edificaciones Sismorresistentes”. [3] Las instituciones escolares mencionadas anteriormente se encuentran ubicadas en una zona de riesgo sísmico 7 perteneciente al grupo A de la clasificación según su uso, por lo que se debe considerar un nivel de diseño 3 para su evaluación.

Para alcanzar los objetivos planteados se realizan las siguientes actividades:

III.1 Preparación previa

Es la primera etapa del proyecto que se inicia con la investigación, consistente en consultas y discusiones con personas conocedoras de la materia relacionada con el proyecto de “Evaluación del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares” y reuniones con el Tutor Académico. Así mismo, se determinó el tipo de edificaciones escolares a evaluar.

III.2 Selección y visita de las escuelas a evaluar

En el mes de Marzo de 2008 se visitaron tres (3) instituciones escolares Tipo Antiguo I, ubicadas en el Municipio Bermúdez de la Ciudad de Carúpano, Estado Sucre.

III.3 Levantamiento de un archivo fotográfico

En la visita realizada a las tres (3) instituciones se elaboró un archivo fotográfico que permite identificar las cuatro (4) fachadas (Norte, Sur, Este y Oeste), los elementos estructurales, la mampostería que conforman las edificaciones y las estructuras anexas a estas. Toda la información recabada será de utilidad para la elaboración de planos y detalles de las tres (3) instituciones.

III.4 Levantamiento geométrico de la edificación

Durante la visita se tomaron los planos elaborados en el Trabajo Especial de Grado “Evaluación del riesgo sísmico en escuelas Tipo Antiguo I, especialmente la U. E. Luís Alejandro Alvarado, ubicadas en Cagua, Estado Aragua. [5] Con estos planos se verificaron las medidas, dimensiones de los elementos estructurales de la edificación y además se señalaron las diferencias arquitectónicas de las estructuras. Esta información servirá para elaborar los planos en 2D de las tres (3) instituciones y el video en 3D de una (1) de las edificaciones.

III.5 Identificación de los materiales que componen el edificio

Esta actividad permite reconocer los materiales que conforman la edificación en estudio. Se desarrollará conjuntamente con el personal técnico del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME), quienes ayudarán en la utilización del Ferroskan (Instrumento que permite conocer la disposición del acero en las columnas y vigas). Se identificará además, la mampostería existente (Bloques de arcilla y concreto, ladrillos, etc.).

III.6 Elaboración de planos

Para elaborar los planos se procesara la información obtenida en el levantamiento fotográfico y geométrico de la estructura, dando como resultado los planos arquitectónicos y estructurales en 2D para las tres (3) instituciones.

III.7 Taller sobre el uso del Programa Computacional SAP 2000

Como parte del cronograma establecido, se encuentra el aprendizaje para el manejo del Programa Computacional SAP 2000, que permite modelar la estructura en estudio.

III.8 Elaboración de modelos matemáticos

A través del uso del Programa Computacional SAP 2000, se elaborarán varios modelos matemáticos que representarán el comportamiento de la estructura.

III.9 Análisis dinámico del edificio

Una vez realizados los distintos modelados de la estructura, se determinará su respuesta dinámica utilizando el método de Análisis Espectral ante el sismo especificado en la Norma 1756-98 (Rev. 2001). “Edificaciones Sismorresistentes”. [3] Específicamente, se determinaran los desplazamientos de cada piso, las derivas de cada entrepiso, la fuerza cortante en la base y las sollicitaciones (fuerzas) en elementos seleccionados de la estructura.

III.10 Determinación del Riesgo Sísmico

Para determinar el riesgo sísmico que presenta la estructura, se compararan las demandas y las capacidades en términos de desplazamientos, derivas y fuerzas

seleccionadas. La capacidad de cada entrepiso se determinará mediante métodos aproximados que supongan modos de falla probables.

III.11 Recomendaciones para la adecuación sismorresistente

Con base a los resultados arrojados, se propondrán en forma general alternativas para reducir los riesgos ante un sismo en las edificaciones escolares tomando como referencia las Normas vigentes.

CAPÍTULO IV

DESCRIPCIÓN DE LAS EDIFICACIONES TIPO ANTIGUO I. IDENTIFICACIÓN DE LOS MATERIALES QUE COMPONEN LAS ESTRUCTURAS

En este apartado se presentará el levantamiento fotográfico, geométrico y estructural de tres (3) instituciones Escolares Tipo Antiguo I: Unidad Educativa Jesús Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A.), Escuela Nacional Concentrada Manuel María Urbaneja (M.M.U.) y la Unidad Educativa. Petrica Reyes de Quilisque (P.R.Q.), ubicadas en el Municipio Bermúdez de la población de Carúpano, Estado Sucre. El 8 de Marzo del presente año, se llevó a cabo el levantamiento, tomando como punto de partida la información contemplada en los Trabajos Especiales de Grado titulados: “Estudio de la sensibilidad de las causas que provocaron el colapso de la Escuela Valentín Valiente en el Sismo de Cariaco del 9 de Julio de 1997” [6] y “Evaluación del riesgo sísmico en escuelas Tipo Antiguo I, especialmente la U.E Luis Alejandro Alvarado, ubicada en Cagua, Estado Aragua” [6], ya que estas presentan características estructurales similares a las instituciones escolares a estudiar.

IV.1 Unidad Educativa Jesús Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A)

Se encuentra ubicada en la Calle Principal de Canchunchú Viejo, Municipio Bermúdez de la Ciudad de Carúpano, Estado Sucre. (Figura IV.1.1). Su construcción finalizó en el año 1962 y fue fundada al siguiente año. La actual Directora es la Prof. Mercedes Frontado y el Sub Director es el Prof. José Gregorio González.

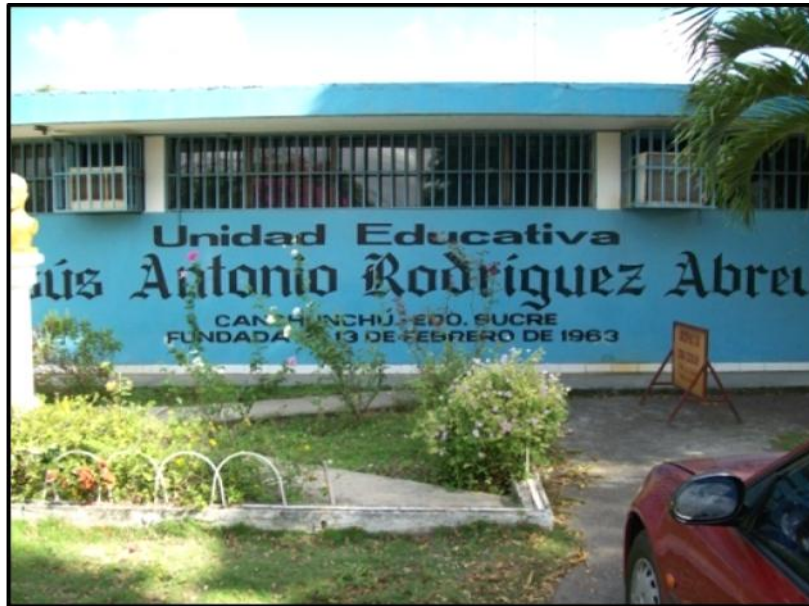


Figura IV.1.1 Entrada de la U.E Jesús Antonio Rodríguez Abreu
Fuente: Elaboración Propia

Dicha edificación está constituida por dos (2) módulos alineados que están unidos por una junta de construcción, presentando cada uno siete (7) pórticos en la dirección más corta, mientras que en la dirección larga presenta vigas planas de 20x20 cm. Además la institución posee un patio central, anfiteatro, comedor, dirección y otras estructuras anexas que son utilizadas como salones de clase. (Figura IV.1.2)



Figura IV.1.2. Se observan los módulos alineados unidos por una junta de construcción
Fuente: Elaboración Propia

Cada módulo mide 25,5m de largo y 10,8m de ancho, la distancia de eje a eje de las columnas es de 4,25m para la dirección larga de la edificación. Toda la estructura posee piso de granito. La losa es nervada con un espesor de 20cm, las paredes tanto en sus caras internas como externas están frisadas y tienen un espesor de 20cm. La altura de entrepiso es de 2,90m incluyendo la losa.

En la fachada Sur de la edificación se puede observar claramente el efecto de columna corta por la presencia de tres (3) hileras de bloques de ventilación. Es importante mencionar que el número de hileras sobre las puertas de los salones se reduce a dos (2) por la presencia de dinteles y las dimensiones de las mismas son de 1,20m de ancho y 2.10m de altura. (Figura IV.1.3)

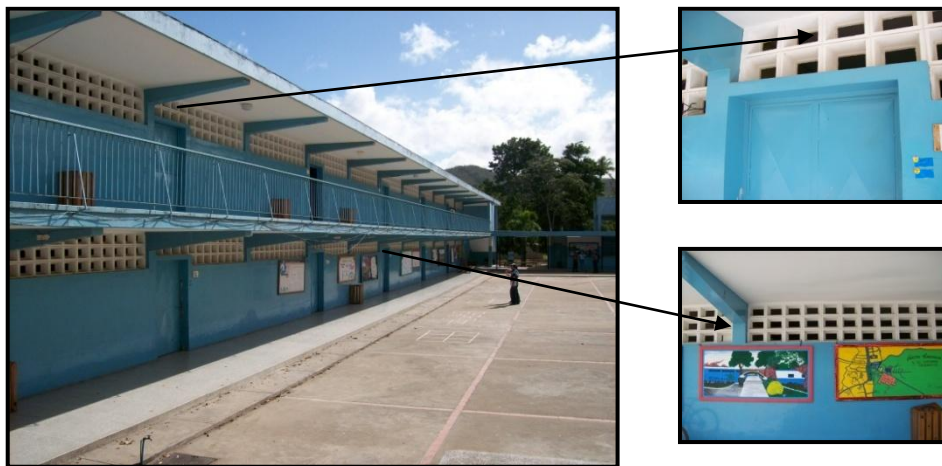


Figura IV.1.3. Fachada Sur de ambos módulos
Fuente: Elaboración Propia

A lo largo de la fachada Norte se puede observar que ambos módulos presentan bloques de ventilación de dos (2) tipos, además se visualiza la junta de construcción y la presencia de machones en ambos pisos. También se muestra el deterioro que actualmente presentan algunas zonas de la estructura. (Figura IV.1.4)

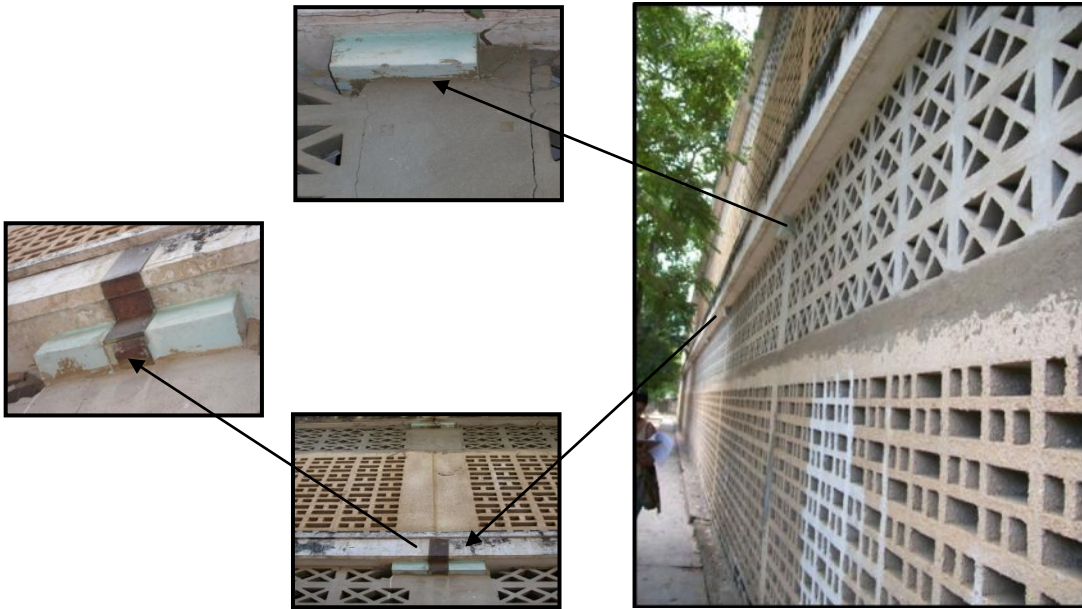


Figura IV.1.4. Fachada Norte de ambos módulos
Fuente: Elaboración Propia

Con respecto a la fachada Este y Oeste se puede decir que tienen paredes continuas a excepción de los volados que presentan tres (3) hileras de bloques de ventilación con una sección variable en ambos pisos y actualmente están deteriorados. Además, en los volados de la fachada sur se encuentra un pasillo que permite el acceso a los salones del primer piso. (Figura IV.1.5)

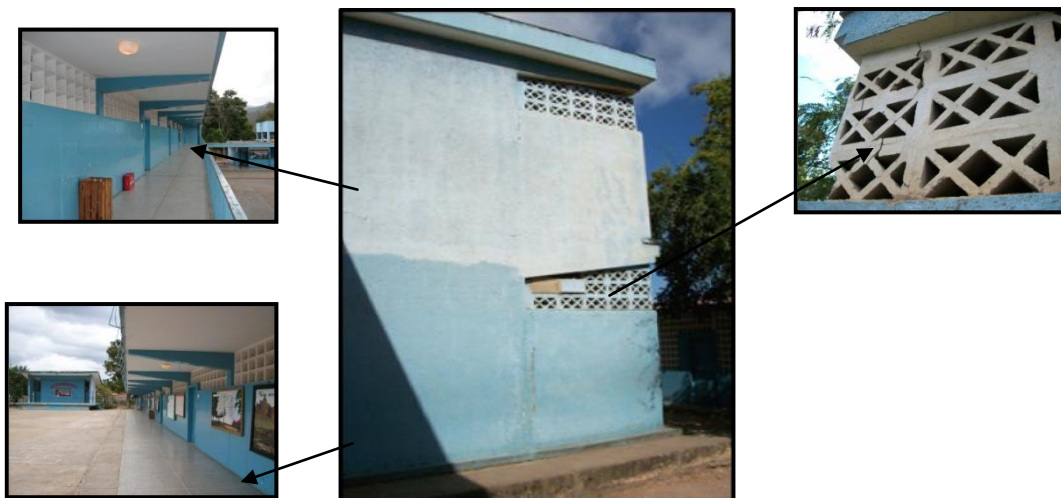


Figura IV.1.5. Fachada Este y Oeste
Fuente: Elaboración Propia

Las escaleras se encuentran apoyadas sobre el segundo módulo de la estructura, su sección en planta es de 4,25x 8,1m, posee dos (2) columnas de 20x 30cm y dos (2) de 25x 25cm con separación de ligaduras de 20cm en todas ellas, además presenta dieciocho (18) escalones con huellas de 30cm. (Figura IV.1.6)



Figura IV.1.6. Módulo de la escalera
Fuente: Elaboración Propia

Cada uno de los salones posee un banco de concreto empotrado en dos (2) columnas internas de cada salón, con una altura desde su tope inferior hasta el piso de 0,75 m aproximadamente, ocasionando un efecto de columna corta en la estructura. (Figura IV.1.7)

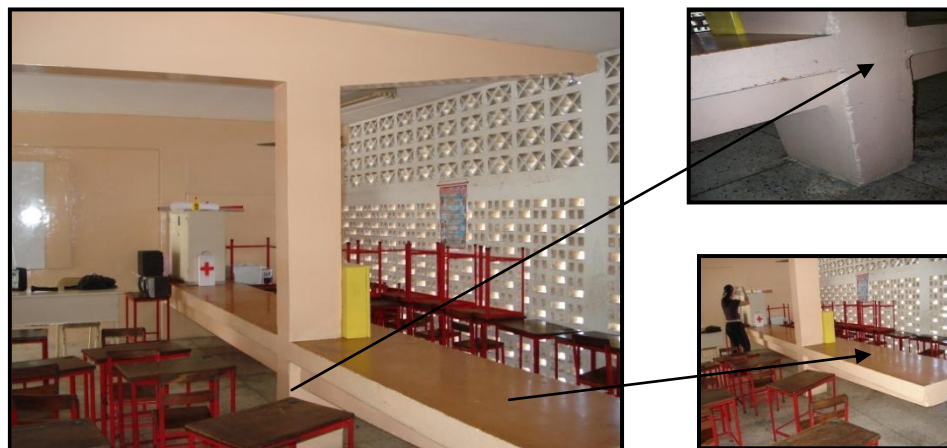


Figura IV.1.7. Banquito de concreto dentro de los salones de clase.
Fuente: Elaboración Propia

En la dirección corta, los pórticos tienen luces de 6,10 m, con dos volados de 2.35m, presentando secciones variables en ambas plantas. Las vigas altas en Planta Baja tienen dimensiones de 20x60 cm y todas las columnas son de 20x30 cm con un ancho de 20 cm.

En la dirección larga de la edificación, se detectaron vigas planas de dimensiones 20x20cm en planta baja y primer piso. Esto se realizó con la ayuda del equipo detector de metales.

IV.1.1 Identificación de los materiales que componen la estructura

Durante la visita a esta institución se identificaron a través del uso del Ferroskan, una serie de imágenes con las cuales se puede apreciar a grosso modo la disposición de acero en vigas y columnas, cuyas tablas se presentarán a continuación:


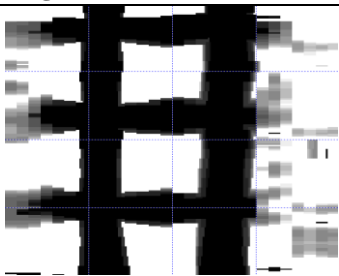
Foto	Elemento		Columna
	Nivel		Planta Baja
	Cara		Oeste
	N° de Imagen		FS 0520
	Operador		Juan Burgos
	Fecha toma de muestra		08/03/08
	Lugar de medición		
	Zona intermedia de la columna		
Imagen del Detector de Metales	Acero Longitudinal (cm)		Acero Transversal (cm)
	N° de Barras	Separación	Separación
	2	23	20
	Observación		
Imagen nítida donde se observa claramente la separación longitudinal y transversal del elemento.			

Tabla IV.1.1.1 Imagen del Ferroskan. Cara Oeste de la Columna – Nivel Planta Baja. (1)

Fuente: Elaboración Propia


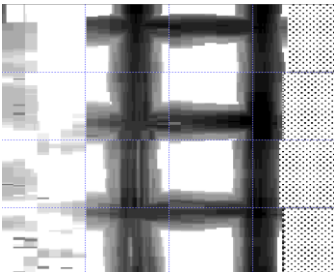
Foto	Elemento		Columna
	Nivel		Planta Baja
	Cara		Sur
	N ° de Imagen		FS 0521
	Operador		Juan Burgos
	Fecha toma de muestra		08/03/08
	Lugar de medición		
	Zona inferior de la columna		
Imagen del Detector de Metales	Acero Longitudinal (cm)		Acero Transversal (cm)
	N ° de Barras	Separación	Separación
	2	21	20
	Observación		
	Imagen nítida donde se observa claramente la separación longitudinal y transversal del elemento.		

Tabla IV.1.1.2 Imagen del Ferrosacan. Cara Sur de la Columna – Nivel Planta Baja
Fuente: Elaboración Propia


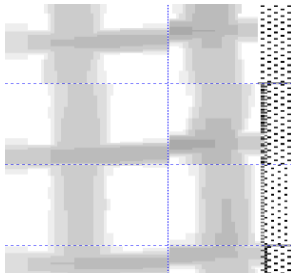
Foto	Elemento		Columna
	Nivel		Planta Baja
	Cara		Oeste
	N° de Imagen		FS 0522
	Operador		Juan Burgos
	Fecha toma de muestra		08/03/08
	Lugar de medición		
	Zona intermedia de la columna		
Imagen del Detector de Metales	Acero Longitudinal (cm)		Acero Transversal (cm)
	N° de Barras	Separación	Separación
	2	13	20
	Observación		
	La imagen no fue nítida, sin embargo, se observa claramente la separación transversal y longitudinal del elemento.		

Tabla IV.1.1.3 Imagen del Ferrosacan. Cara Oeste de la Columna – Nivel Planta Baja. (2)
Fuente: Elaboración Propia


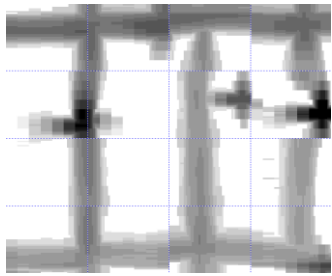
Foto	Elemento		Viga
	Nivel		Entrepiso
	Cara		Oeste
	N° de Imagen		FS 0523
	Operador		Juan Burgos
	Fecha toma de muestra		08/03/08
	Lugar de medición		
	Cerca de la columna B1		
Imagen del Detector de Metales	Acero Longitudinal (cm)		Acero Transversal (cm)
	N° de Barras	Separación	Separación
	2	50	21
	Observación		
	En la imagen se observan partículas de acero dispersas, producto de la corrosión.		

Tabla IV.1.1.4 Imagen del Ferrosacan. Cara Oeste de la Viga – Nivel Entrepiso
Fuente: Elaboración Propia

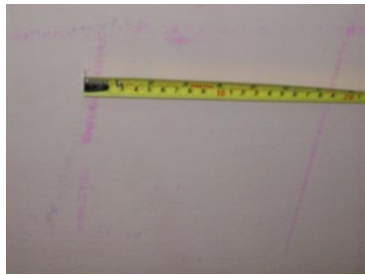
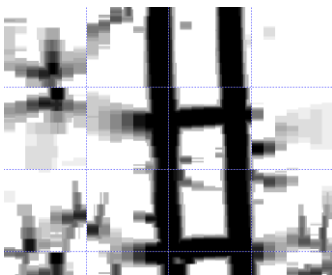
Foto	Elemento		Viga Plana
	Nivel		Entrepiso
	Cara		Inferior
	N° de Imagen		FS 0524
	Operador		Juan Burgos
	Fecha toma de muestra		08/03/08
	Lugar de medición		
	Entrepiso desde PB		
Imagen del Detector de Metales	Acero Longitudinal (cm)		Acero Transversal (cm)
	N° de Barras	Separación	Separación
	2	14	24
	Observación		
	En la imagen se observa que en los bordes las partículas de acero están dispersas, producto de la corrosión.		

Tabla IV.1.1.5 Imagen del Ferrosacan. Cara Inferior de la Viga Plana – Nivel Entrepiso
Fuente: Elaboración Propia

En las Tablas presentadas anteriormente, se pudo observar que en las imágenes proporcionadas por el Ferroskan se muestra la disposición y separación del acero transversal y longitudinal para columnas y vigas, más no reporta el diámetro ni la resistencia del acero, por lo que se tomaron como referencia los valores de $F_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ para el acero longitudinal, un $F_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ para el transversal. Para el caso del acero longitudinal se tomó el diámetro de 1" para todas las barras, es decir, 4Ø1" y para el acero transversal se consideró el diámetro de ¼". Estos valores fueron extraídos del Trabajo Especial de Grado realizado por Fernández N. y Viana P. (1998) denominado "Estudio de la sensibilidad de las causas que provocaron el colapso de la escuela Valentín Valiente en el sismo de Cariaco del 9 de Julio de 1997". [6]

IV.1.2 Deterioros de la edificación

Los deterioros encontrados a simple vista durante la visita a la Unidad Educativa "Jesús Antonio Rodríguez Abreu" (J.A.R.A.), son los siguientes:

Grieta longitudinal en una columna ubicada en planta baja específicamente en la cara sur del elemento estructural, se puede observar en la Figura IV.1.2.1



Figura IV.1.2.1 Grieta longitudinal en la columna. (1)
Fuente: Elaboración Propia

Grietas en las hileras de bloques ventilados en los pórticos Este y Oeste de la edificación aunados a la falta de sección en la esquina del bloque inferior. Se muestra en la Figura IV.1.2.2



Figura IV.1.2.2 Grietas en los bloques de ventilación.
Fuente: Elaboración Propia

Grieta transversal ubicada en la viga alta de sección variable en la cara Sur de la edificación: Se muestra en la Figura IV.1.2.3



Figura IV.1.2.3 Grieta transversal en viga alta.
Fuente: Elaboración Propia

Grieta longitudinal dentro de un aula de clases ubicada en la viga de sección variable de la cara norte de la edificación. Se muestra en la Figura IV.1.2.4



Figura IV.1.2.4 Grieta longitudinal en viga alta.
Fuente: Elaboración Propia

Fisuras a nivel longitudinal en la columna ubicada en el primer piso de la edificación en su cara Sur originando el desprendimiento del acabado de pintura. Se muestra en la Figura IV.1.2.5



Figura IV.1.2.5 Grieta longitudinal en la columna. (2)
Fuente: Elaboración Propia

IV.2. Escuela Nacional Concentrada Manuel María Urbaneja (M.M.U.)

Se encuentra ubicada en la Calle Principal de Curacho, en la Ciudad de Carúpano, Estado Sucre. Fue construida en los años 1950. La Directora de la Escuela es la Prof. Del Valle de Castillo, tiene una matrícula es de 700 alumnos aproximadamente. (Figura IV.2.1)



Figura IV.2.1. Entrada de la E.N.C. Manuel María Urbaneja
Fuente: Elaboración Propia

La edificación está constituida por dos (2) módulos alineados que están unidos por una junta de construcción, presentando cada uno siete (7) pórticos en la dirección más corta, mientras que en la dirección larga presenta vigas planas 20x20 cm. Además la institución posee un patio central, anfiteatro, comedor, dirección y otras estructuras anexas que son utilizadas como salones de clase. (Figura IV.2.2)



Figura IV.2.2. Detalle del conjunto (1)
Fuente: Elaboración Propia

La estructura posee piso de granito en PB y cemento pulido en el primer nivel. La losa es nervada con un espesor de 20 cm, las paredes son de bloques de espesor 20 cm frisados en ambas caras. La altura de entrepiso es de 2,90m incluyendo la losa.

En la fachada Sur de la edificación, se observa claramente que presenta dos (2) hileras de bloques de ventilación de 40 cm. aproximadamente (Exceptuando el vano que existe entre los tres (3) primeros pórticos del módulo I), paredes de bloques de concreto de 15 cm. con 2,30 m de altura en ambos pisos. Es importante mencionar, la existencia de una especie de separación entre los bloques de ventilación y la dimensión de la cara sur de las columnas, por lo cual se debe analizar detalladamente si se comporta o no como columna corta o si la falla es por corte o flexión. (Figura IV.2.2.3)



Figura IV.2.3. Fachada Sur de ambos módulos
Fuente: Elaboración Propia

A lo largo de la fachada Norte, se puede observar que ambos módulos presentan bloques de ventilación de dos (2) tipos, exceptuando los vanos de planta baja que están ubicados entre los tres primeros pórticos del módulo I, ya que allí funciona una sala de computación y existen dos aires acondicionados . (Figura IV.2.4)



Figura IV.2.4. Fachada Norte de ambos módulo
Fuente: Elaboración Propia

Las fachadas Este y Oeste tienen paredes continuas a excepción del volado ubicado en la cara sur de ambos módulos, en donde se observa un pasillo que permite el acceso a las aulas en el primer piso. (Figura IV.2.5)



Figura IV.2.5. Fachada Oeste del módulo I
Fuente: Elaboración Propia

Las escaleras tienen dieciocho (18) escalones con huellas de 30 cm, los cuales se encuentran apoyados sobre el segundo módulo de la estructura y el descanso se apoya sobre una viga de 65 cm de altura con espesor de 20 cm y separación de estribos cada 30 cm. La sección del módulo de las escaleras en planta es de 4,25x 8,1 m, posee dos (2) columnas de 20x 30 cm y dos (2) de 25x 25 cm con separación de ligaduras cada 20 cm en todas ellas. (Figura IV.2.6)

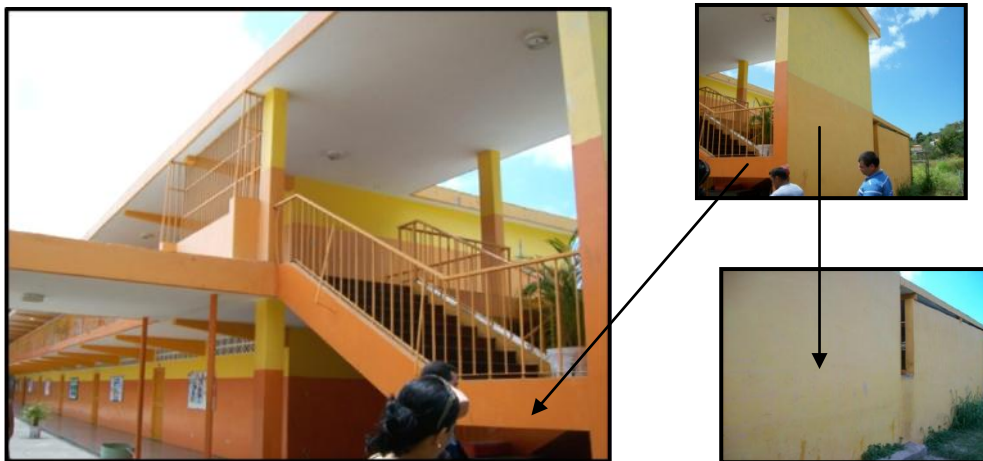


Figura IV.2.6. Módulo de la escalera. (Fachada Este del módulo II)
Fuente: Elaboración Propia

Se observó que a diferencia de la Escuela Básica Jesús Antonio Rodríguez Abreu no existen bancos de concreto en los salones de clase lo que favorece el espacio y el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico. (Figura IV.2.7)

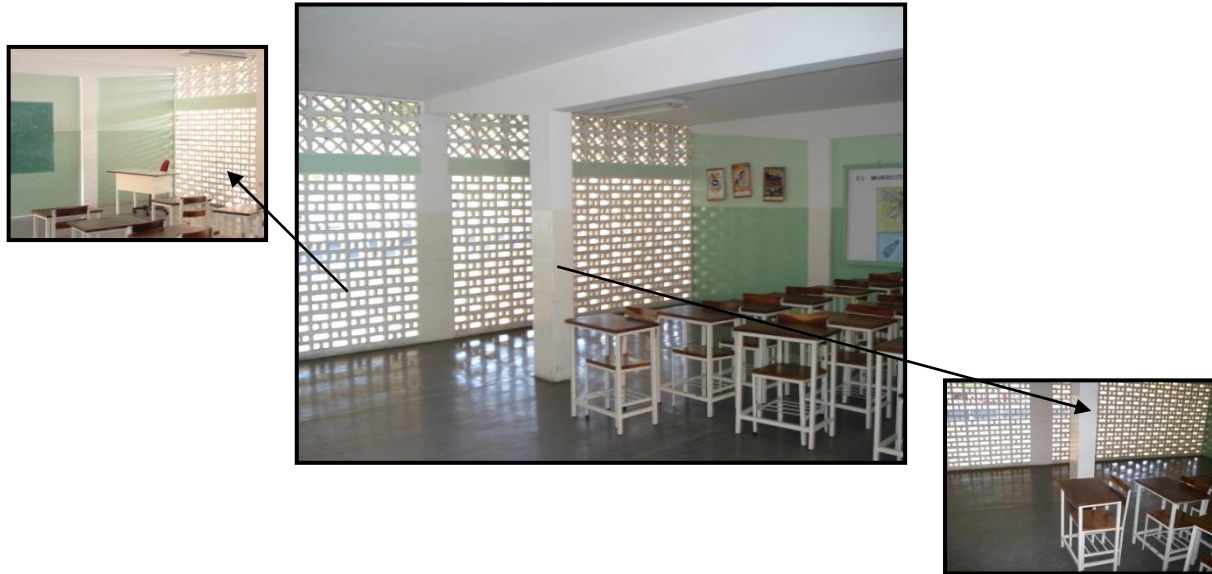


Figura IV.2.7. Salones de clases sin la presencia de banquitos de concreto
Fuente: Elaboración Propia

Estructuralmente hablando, se pudo confirmar que ambos módulos poseen aproximadamente las mismas dimensiones de la Escuela Básica Jesús Antonio Rodríguez Abreu, ya que las luces y la disposición de aceros en vigas y columnas que arrojaron las mediciones realizadas son similares entre ellas. (Tablas IV.2.1, IV.2.2, IV.2.3 y IV.2.4). De igual forma la disposición y dimensiones de las vigas planas son semejantes en ambas escuelas.

IV.2.1 Identificación de los materiales que componen la estructura

Al igual que en la institución anterior (J.A.R.A.), el Ferroskan permitió identificar una serie de imágenes con las cuales se puede apreciar a grosso modo la disposición de acero en vigas y columnas, cuyas Tablas se presentaran a continuación:


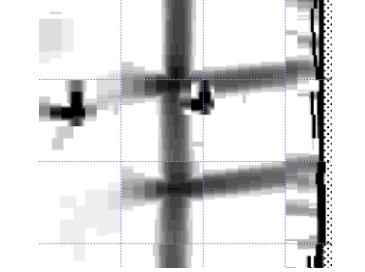
	Elemento		Columna A1
	Nivel		Planta Baja
	Cara		Sur
	N° de Imagen		FS 0525
	Operador		Juan Burgos
	Fecha toma de muestra		08/03/08
	Lugar de medición		
	Acero Longitudinal (cm)		Acero Transversal (cm)
	N° de Barras	Separación	Separación
	2	-	20
	Observación		
	En la imagen resulta difícil determinar la separación longitudinal.		

Tabla IV.2.1.1 Imagen del Ferrosacan. Cara Sur de la Columna – Nivel Planta Baja
Fuente: Elaboración Propia


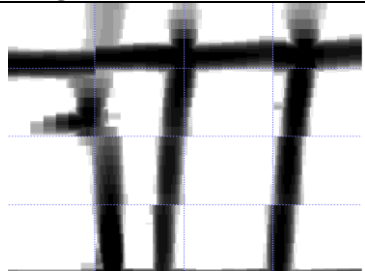

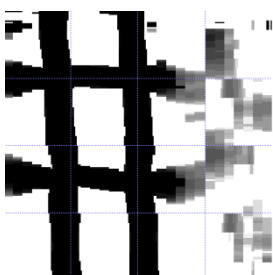
	Elemento		Viga
	Nivel		Planta Baja
	Cara		Oeste
	N° de Imagen		FS 0527
	Operador		Juan Burgos
	Fecha toma de muestra		08/03/08
	Lugar de medición		
	Acero Longitudinal (cm)		Acero Transversal (cm)
	N° de Barras	Separación	Separación
	2	-	21
	Observación		
	En la imagen no se observa una de las barras longitudinales. Se encuentra embutida en la losa y la separación transversal está distorsionada por uno de sus estribos.		

Tabla IV.2.1.2 Imagen del Ferrosacan. Cara Oeste de la Viga – Nivel Planta Baja
Fuente: Elaboración Propia

Foto	Elemento	Viga Plana	
	Nivel	Planta Intermedia	
	Cara	Inferior	
	N° de Imagen	FS 0528	
	Operador	Juan Burgos	
	Fecha toma de muestra	08/03/08	
	Lugar de medición		
	Entrepiso desde PB		
Imagen del Detector de Metales	Acero Longitudinal (cm)	Acero Transversal (cm)	
	N° de Barras	Separación	Separación
	2	17	22
	Observación		
	Imagen nítida. Se observa claramente la separación longitudinal y transversal del elemento.		

. Tabla IV.2.1.3 Imagen del Ferrosacan. Cara Inferior de la Viga Plana – Nivel Planta Intermedia
Fuente: Elaboración Propia


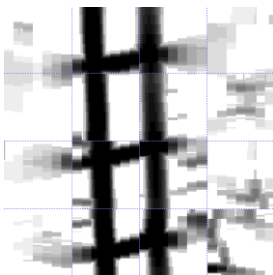
Foto	Elemento	Viga Plana	
	Nivel	Techo	
	Cara	Inferior	
	N° de Imagen	FS 0529	
	Operador	Juan Burgos	
	Fecha toma de muestra	08/03/08	
	Lugar de medición		
	Nivel techo desde entrepiso		
Imagen del Detector de Metales	Acero Longitudinal (cm)	Acero Transversal (cm)	
	N° de Barras	Separación	Separación
	2	13	20
	Observación		
	Imagen nítida. Se observa claramente la separación longitudinal y transversal del elemento.		

Tabla IV.2.1.4 Imagen del Ferrosacan. Cara Inferior de la Viga Plana – Nivel Techo
Fuente: Elaboración Propia

IV.2.2 Deterioros de la edificación

Los deterioros encontrados a simple vista durante la visita a la Escuela Nacional Concentrada "Manuel Maria Urbaneja" (M.M.U.), son los siguientes:

Deterioro de la junta de construcción que une ambos modulos. Se observa en la Figura IV.2.2.1

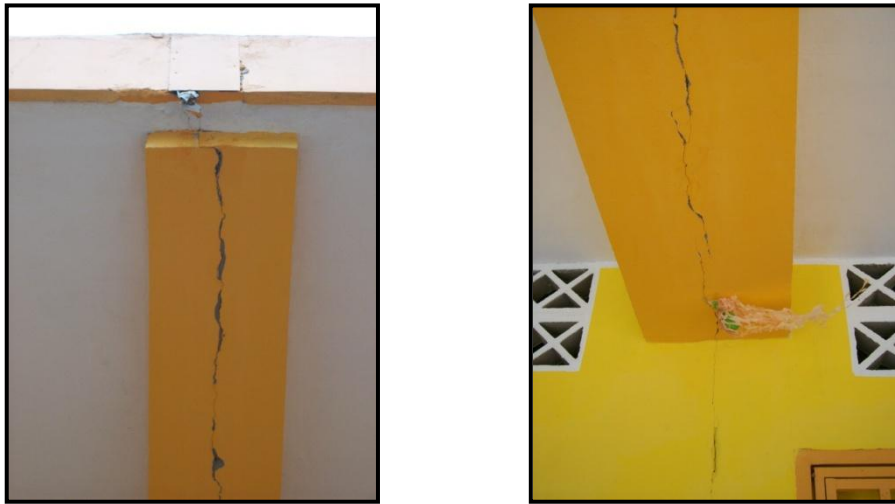


Figura IV.2.2.1. Deterioro de la junta de construcción
Fuente: Elaboración Propia

Fisura en el acabado de piso del nivel entrepiso de la edificación. Se muestra en la Figura IV.2.2.2



Figura IV.2.2.2. Fisura en el acabado de piso del nivel entrepiso de la edificación
Fuente: Elaboración Propia

Grietas transversales y longitudinales en ambas losas de la junta de construcción que une el módulo de escaleras con los anexos a la edificación. Se muestra en la Figura IV.2.2.3



Figura IV.2.2.3. Grietas en la junta de construcción
Fuente: Elaboración Propia

IV.3 Unidad Educativa Petrica Reyes de Quilarque (P.R.Q.)

Se encuentra ubicada en el sector de Playa Grande, en la Ciudad de Carúpano, Estado Sucre. Fue construida en los años 1958-1959. Su Directora es la Prof. Breakarelis de Martínez, tiene una matrícula de 1033 alumnos aproximadamente. (Figura IV.3.1)



Figura IV.3.1. Entrada de la U.E Petrica Reyes de Quilarque
Fuente: Elaboración Propia

A diferencia de las dos instituciones descritas anteriormente, está constituida por un solo módulo con siete (7) pórticos en la dirección más corta, mientras que en la dirección larga presenta vigas planas de 20x20 cm. Además, la institución posee un patio central, anfiteatro, comedor, dirección y otras estructuras anexas que son utilizadas como salones de clase. (Figura IV.3.2)



Figura IV.3.2. Detalle del conjunto (2)
Fuente: Elaboración Propia

La fachada Sur de la edificación presenta en Planta Baja cuatro (4) hileras de bloques ventilados de 25 cm cada uno, paredes de bloques de concreto de 20cm de espesor, con altura de 1.75 m, mientras que en el primer piso de la edificación existen tres (3) hileras de bloques ventilados del mismo estilo. Sobre las puertas de los salones las hileras de bloques se reducen a dos (2), existe un dintel y un machón de dimensiones 20 x 20cm con 2 cabillas por cara y separación de ligaduras cada 15 cm, también se observa un sobre ancho de 30 cm en las columnas de los ejes pares (los pórticos 2, 4 y 6), donde se encuentran embutidos los bajantes de agua de lluvia. (Figura IV.3.3)



Figura IV.3.3. Fachada Sur del módulo

Fuente: Elaboración Propia

Con respecto a la fachada Norte, se visualizó que en ambas plantas existen cinco (5) hileras de bloques de ventilación que ocupan aproximadamente la mitad de la altura de entresuelo, mientras que la parte restante está hecha con bloques de concreto de 20 cm de espesor con friso en ambas caras. En los vanos de los tres últimos pórticos de planta baja, los bloques de ventilación fueron eliminados para ser sustituidos por bloques de concreto con la finalidad de habilitar ese salón para una sala de computación. (Figura IV.3.4)



Figura IV.3.4 Fachada Norte del módulo

Fuente: Elaboración Propia

Las fachadas Este y Oeste tienen paredes continuas a excepción del volado ubicado en la cara sur del módulo, ya que se observa un pasillo que permite el acceso a las aulas en el primer piso, con una pared de bloques de concreto a una altura superior a la mitad del valor del entrepiso. (Figura IV.3.5)



Figura IV.3.5. Fachada Oeste del módulo
Fuente: Elaboración Propia

Las escaleras se encuentran apoyadas sobre el módulo de la estructura, su sección en planta es de 4,25m x 8m, a diferencia de las instituciones anteriores posee dos (2) columnas de 25x 30 cm y las otras dos se mantienen en 25x 25 cm con separación de ligaduras de 20cm en todas ellas, además presenta dieciocho (18) escalones con huellas de 30cm. (Figura IV.3.6)



Figura IV.3.6 Módulo de Escalera (2)
Fuente: Elaboración Propia

Se pudo observar que al igual que en la M.M.U. no existen banquitos de concreto en los salones de clase favoreciendo el espacio y el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico. (Figura IV.3.7)



Figura IV.3.7 Salones de clases sin banquito de concreto
Fuente: Elaboración Propia

IV.3.1 Identificación de los materiales que componen la estructura

Al igual que en las instituciones “J.A.R.A.” y “M.M.U.”, se identificó a través del uso del Ferroskan una serie de imágenes con las cuales se puede apreciar a grosso modo la disposición de acero en vigas y columnas, señaladas en las Tablas que se presentaran a continuación:


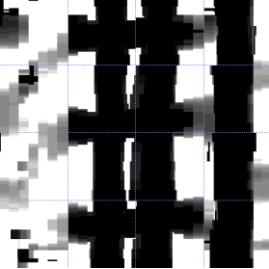
	Foto		Elemento	Columna
			Nivel	Planta Baja
			Cara	Sur
			Nº de Imagen	FS 0530
			Operador	Juan Burgos
			Fecha toma de muestra	08/03/08
			Lugar de medición	
		Zona intermedia del elemento		
	Imagen del Detector de Metales		Acero Longitudinal (cm)	Acero Transversal (cm)
	Nº de Barras	Separación	Separación	
	2	11	20	
	Observación			
Imagen nítida. Se observa claramente la separación longitudinal y transversal del elemento.				

Tabla IV.3.1.1 Imagen del Ferroskan. Cara Sur de la Columna – Nivel Planta Baja
Fuente: Elaboración Propia


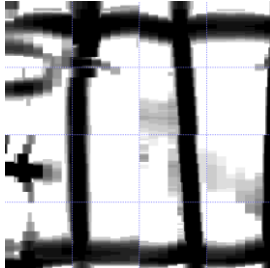
Foto	Elemento		Viga	
	Nivel		Entrepiso	
	Cara		Oeste	
	N° de Imagen		FS 0531	
	Operador		Juan Burgos	
	Fecha toma de muestra		08/03/08	
	Lugar de medición			Cerca de la columna B1
	Imagen del Detector de Metales	Acero Longitudinal (cm)		Acero Transversal (cm)
	N° de Barras	Separación	Separación	
	2	50	24	
	Observación			
	Imagen nítida. Se observa claramente la separación longitudinal y transversal del elemento, sin embargo existen las partículas de acero producto de la corrosión			

Tabla IV.3.1.2 Imagen del Ferrosacan. Cara Oeste de la Viga – Nivel Entrepiso
Fuente: Elaboración Propia


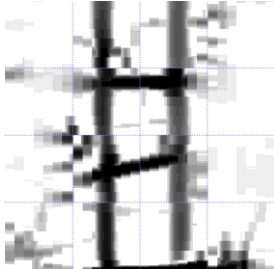
Foto	Elemento		Viga Plana
	Nivel		Entrepiso
	Cara		Inferior
	N° de Imagen		FS 0532
	Operador		Juan Burgos
	Fecha toma de muestra		08/03/08
	Lugar de medición		
Imagen del Detector de Metales	Acero Longitudinal (cm)		Acero Transversal (cm)
	N° de Barras	Separación	Separación
	2	18	19
	Observación		
	La imagen no fue nítida, no obstante, se puede apreciar la separación transversal, longitudinal y la corrosión del acero.		

Tabla IV.3.1.3 Imagen del Ferrosacan. Cara Inferior de la Viga – Nivel Entrepiso
Fuente: Elaboración Propia


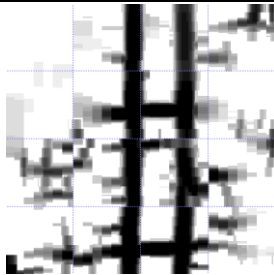
	Elemento		Viga Plana
	Nivel		Techo
	Cara		Inferior
	N° de Imagen		FS 0533
	Operador		Juan Burgos
	Fecha toma de muestra		08/03/08
	Lugar de medición		
Nivel techo desde entrepiso			
	Acero Longitudinal (cm)		Acero Transversal (cm)
	N° de Barras	Separación	Separación
	2	12	31
	Observación		
	Imagen nítida. Se observa claramente la separación longitudinal y transversal del elemento, sin embargo, existen las partículas de acero producto de la corrosión		

Tabla IV.3.1.4 Imagen del Ferroscan. Cara Inferior de la Viga Plana – Nivel Techo
Fuente: Elaboración Propia

Estructuralmente hablando y en lo que se refiere a la disposición de aceros en vigas y columnas, se pudo constatar que las tres edificaciones Tipo Antigo I anteriormente mencionadas presentan las mismas características entre ellas. Las diferencias existentes en su mayoría son de carácter arquitectónico.

IV.3.2 Defectos de la edificación

Los deterioros encontrados a simple vista durante la visita a la Unidad Educativa “Petrica Reyes de Quilisque” (P.R.Q.), son los siguientes:

El defecto más relevante se observó en el primer piso de la edificación donde la pared de mampostería presenta grietas y desprendimiento del acabado de friso. En la losa de techo en su cara inferior existe un desprendimiento del friso en las orillas. Se muestra en el Figura IV.3.2.1



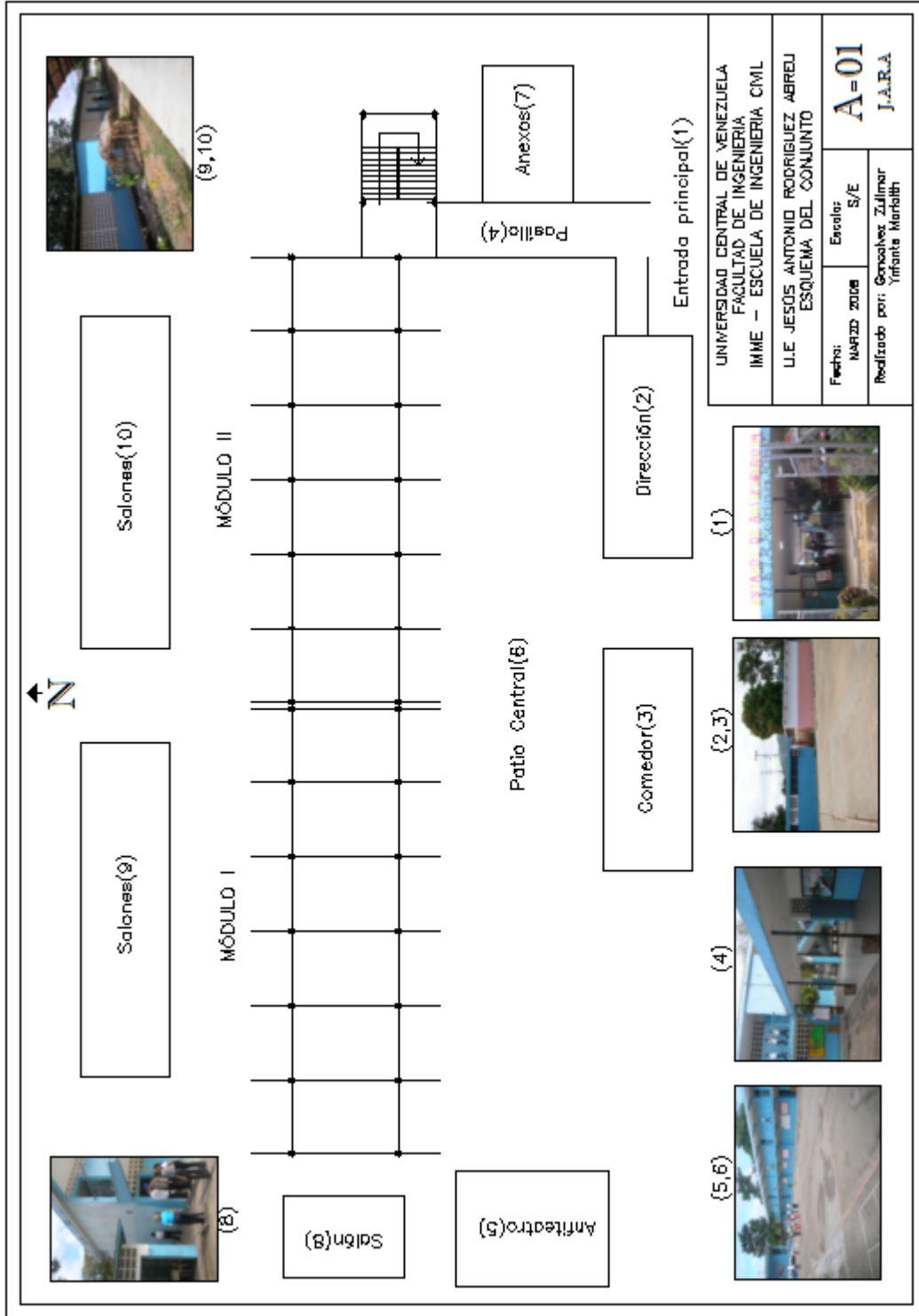
Figura IV.3.2.1 Deterioro de mampostería en pared
Fuente: Elaboración Propia

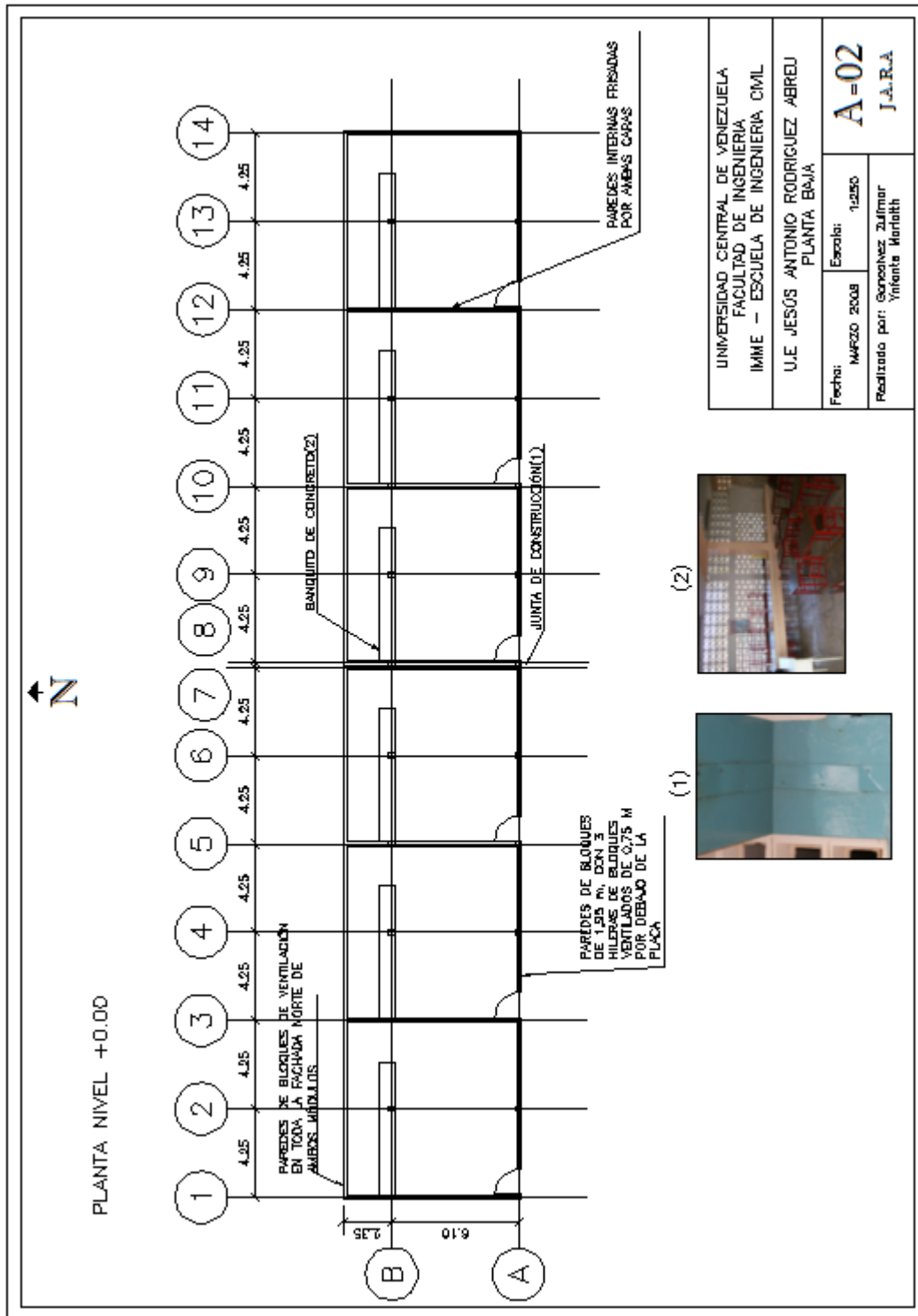
CAPÍTULO V

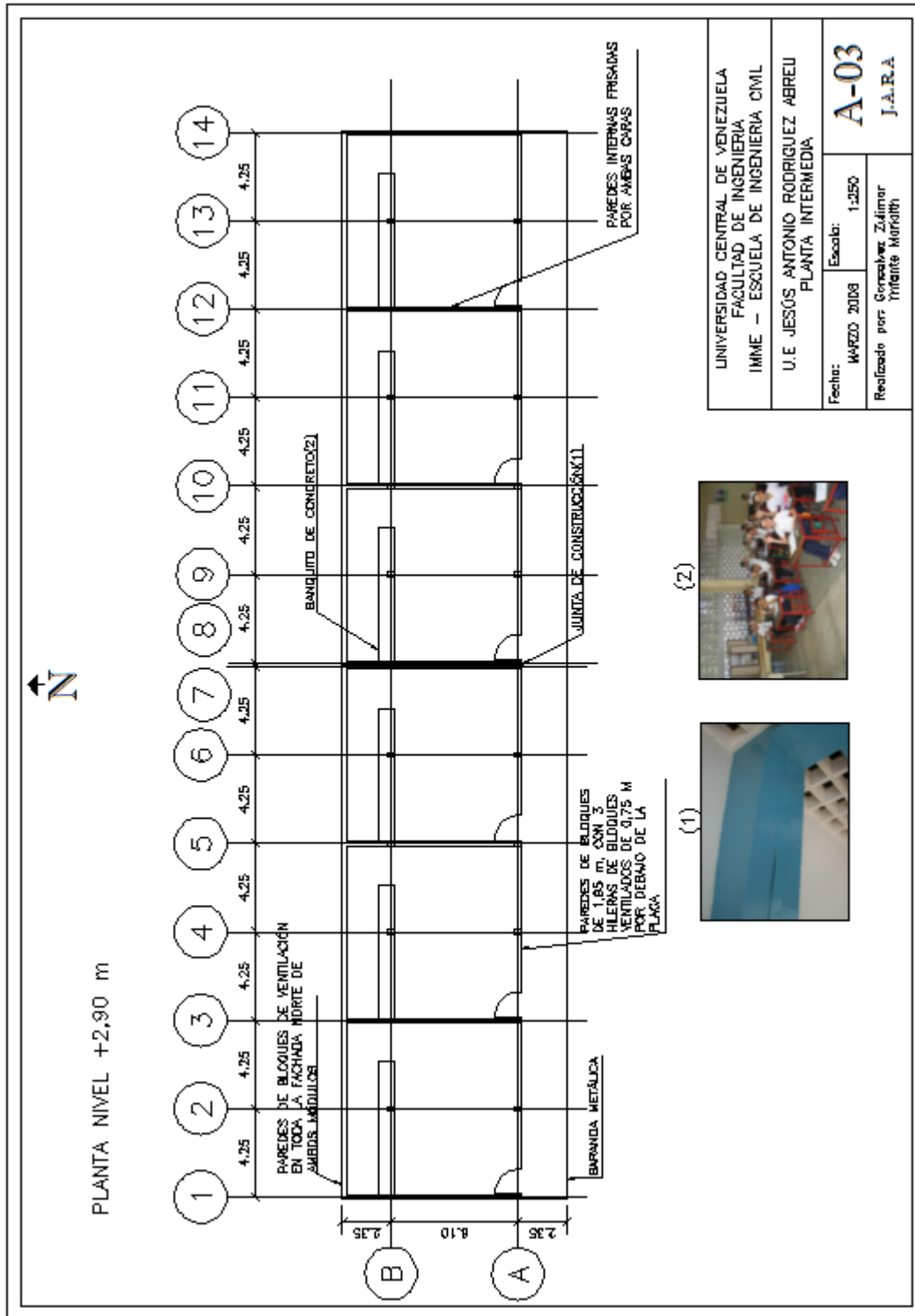
LEVANTAMIENTO DE PLANOS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES PARA LAS TRES (3) EDIFICACIONES ESCOLARES

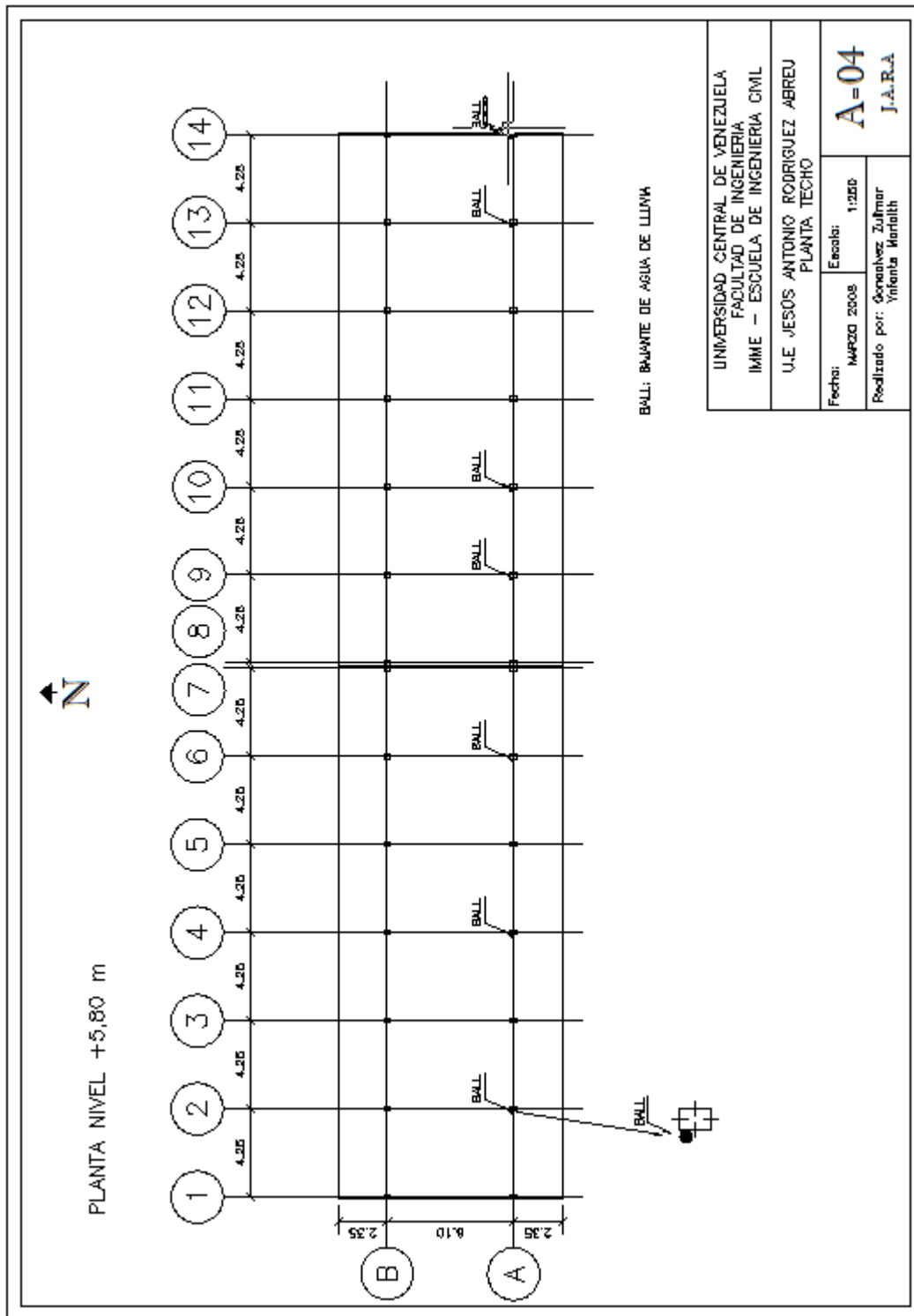
Para llevar a cabo este capítulo, se realizó una visita “in situ” de las tres (3) instituciones en estudio. Posteriormente, se procedió a efectuar un levantamiento fotográfico en el cual se identificaron las fachadas: Norte, Sur, Este y Oeste, los elementos estructurales, la mampostería y estructuras anexas (Ver Capítulo IV). En cuanto al levantamiento geométrico, por la inexistencia de planos se utilizaron como referencia los planos realizados en el Trabajo Especial de Grado “Evaluación del Riesgo Sísmico en Escuelas Tipo Antiguo I, especialmente la U.E Luís Alejandro Alvarado, ubicada en Cagua, Estado Aragua” [5], ya que las edificaciones son idénticas en su geometría y esto permitió chequear medidas, dimensiones de los elementos estructurales y por último establecer diferencias arquitectónicas.

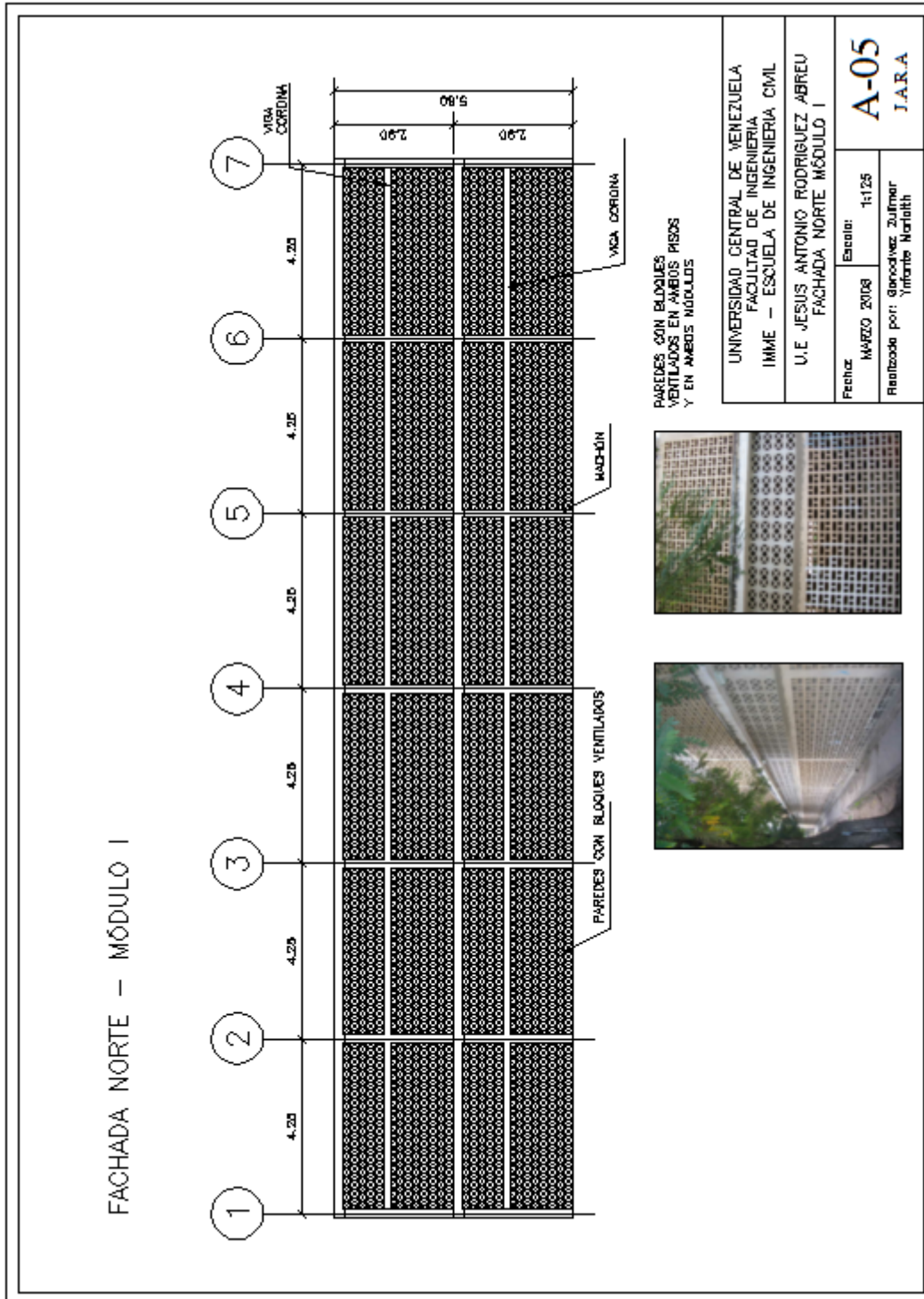
Los resultados de ambos levantamientos permitieron la elaboración de planos arquitectónicos y estructurales en 2D para las tres (3) instituciones escolares donde se ilustrarán los aspectos más resaltantes para cada edificación. Estos planos se identificarán con la letra A o E que representan Arquitectura o Estructura, respectivamente, adicionalmente se le incluyó la nomenclatura, dependiendo de la edificación escolar (J.A.R.A, M.M.U y P.R.Q).

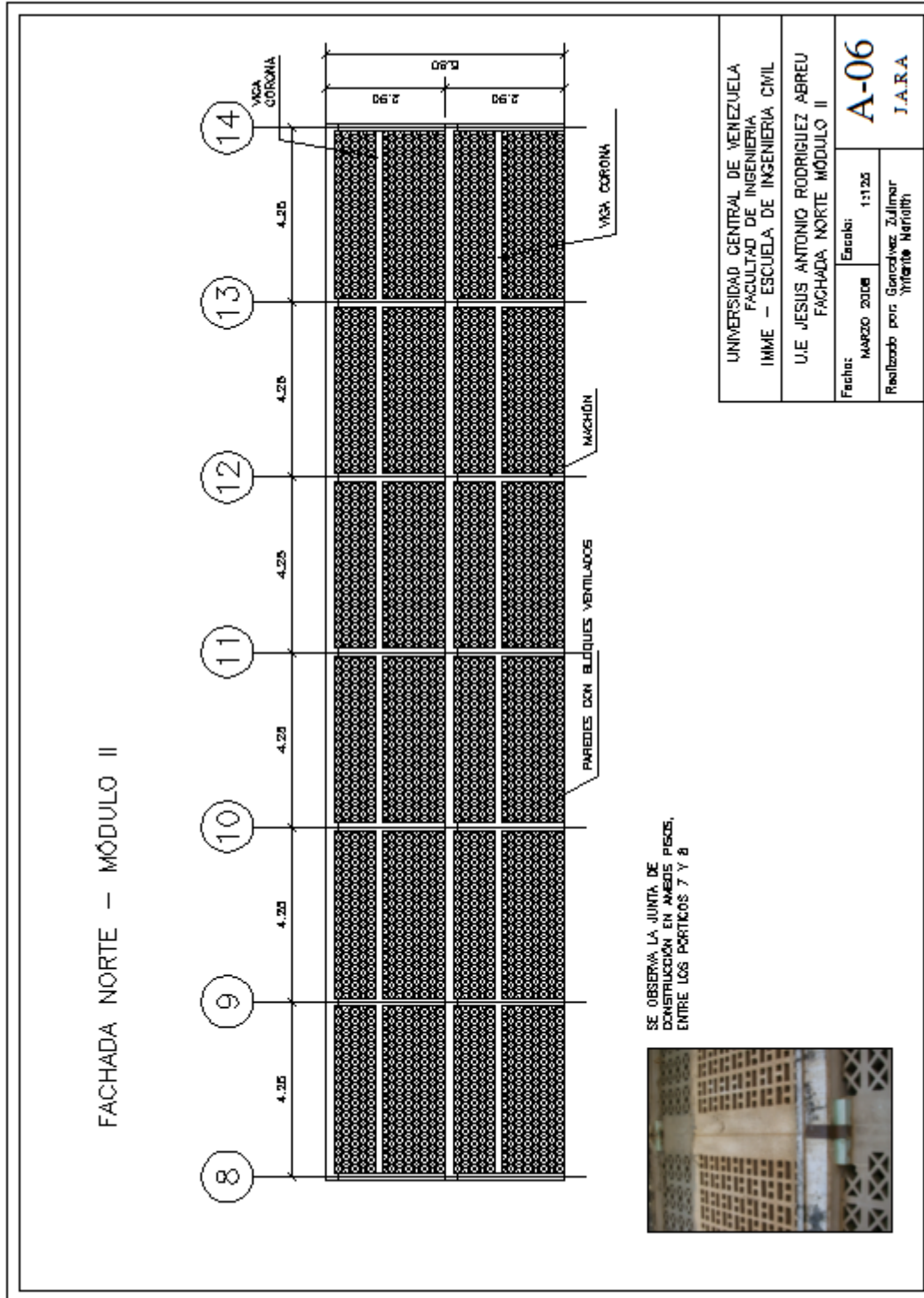


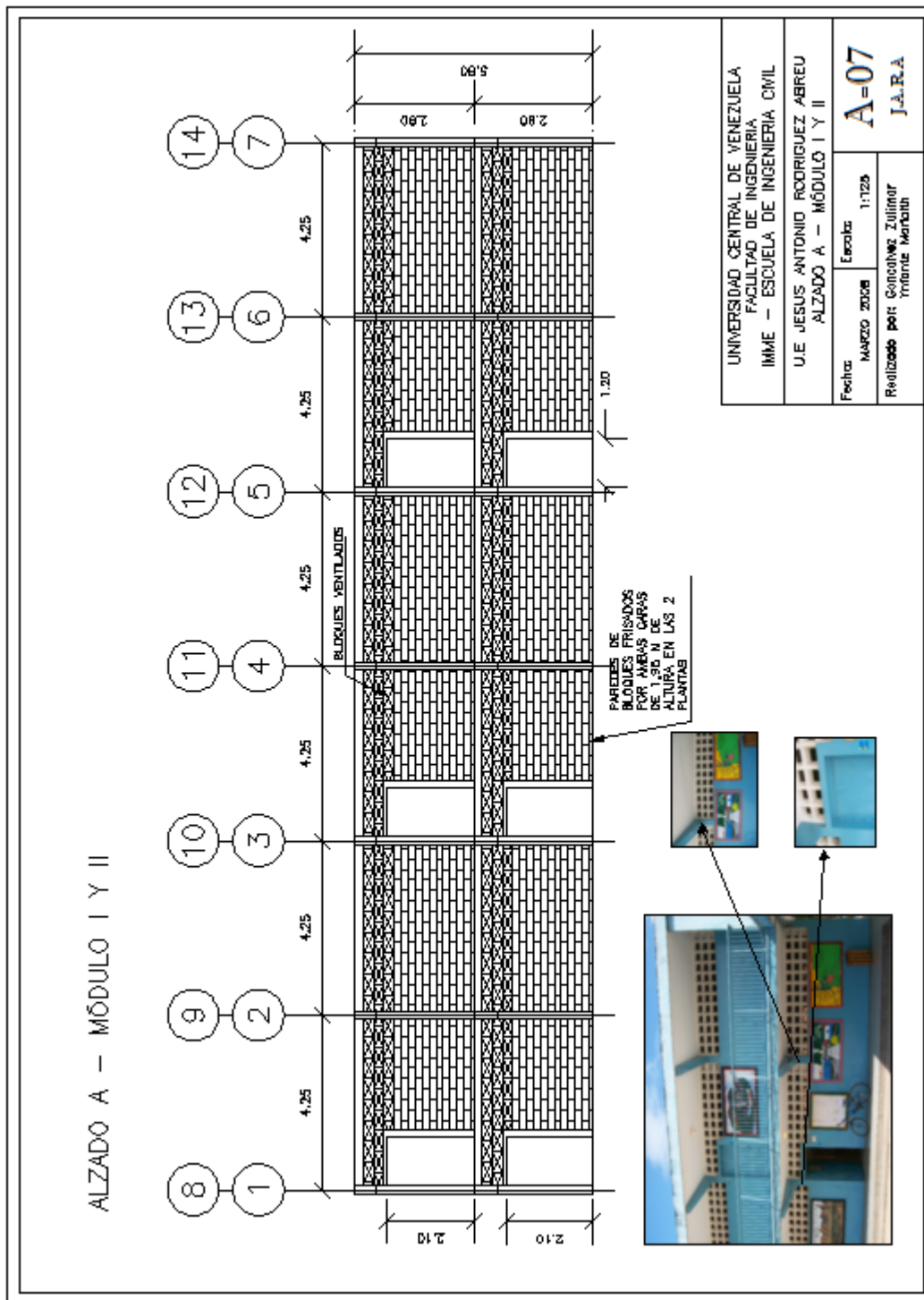


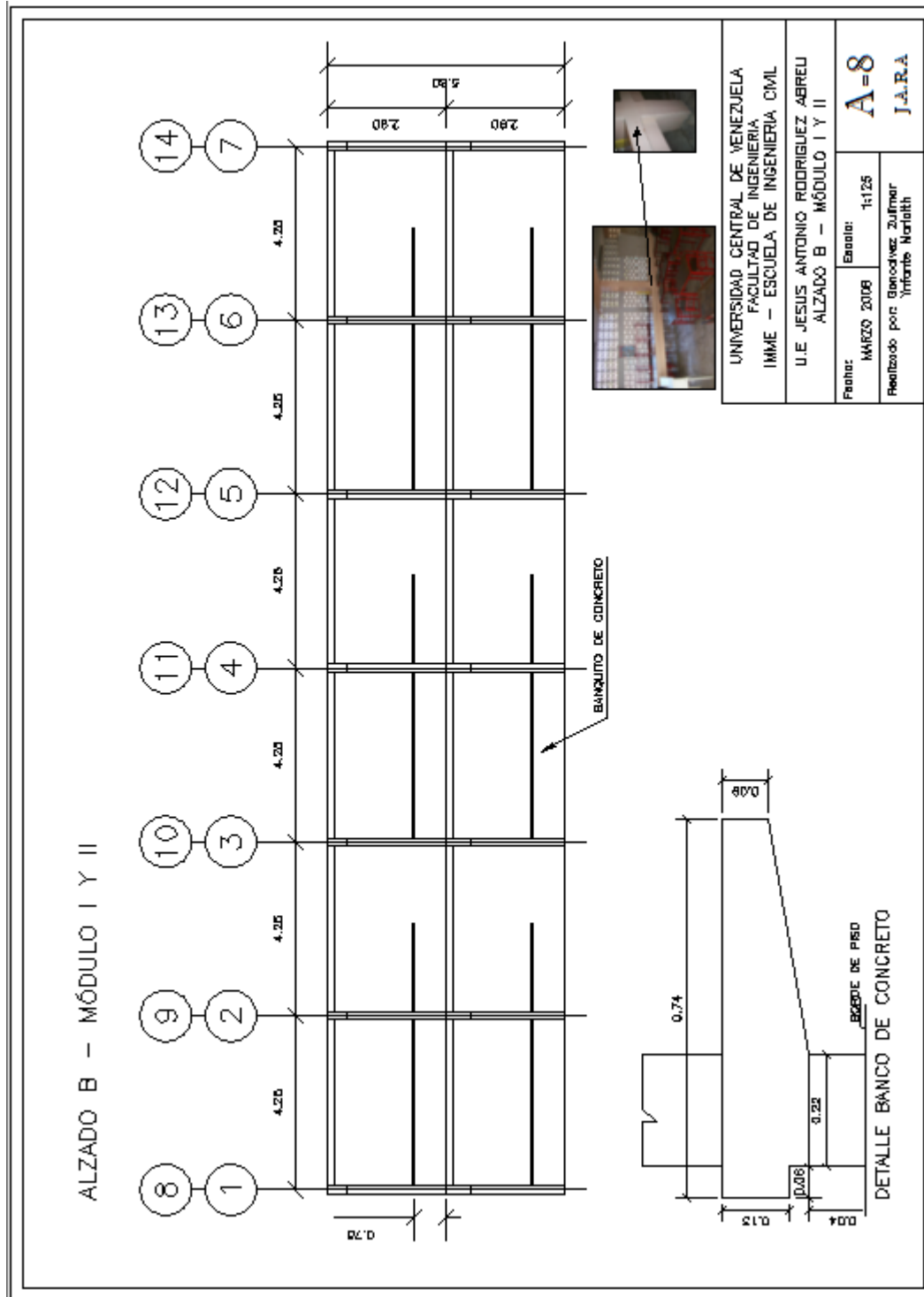


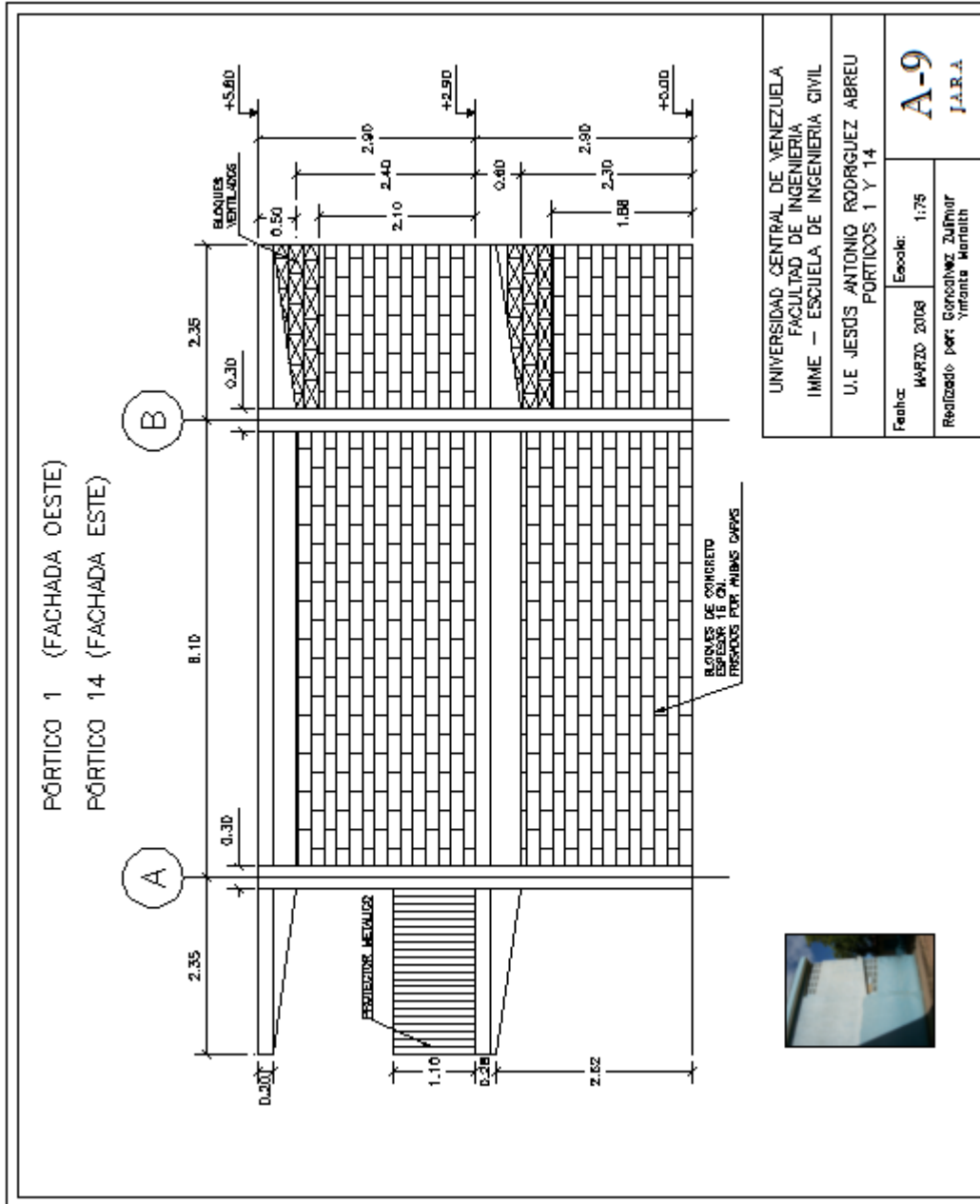


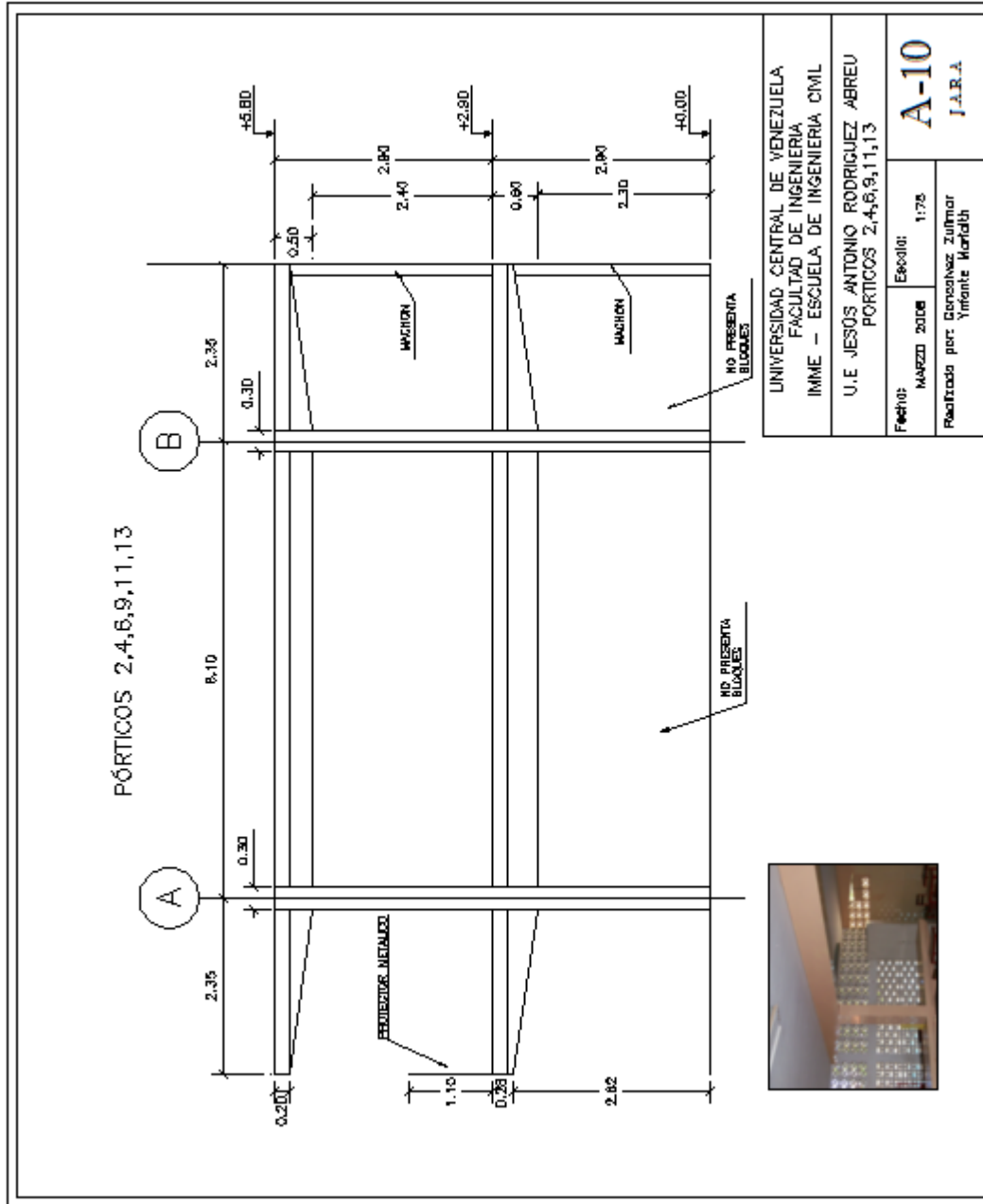


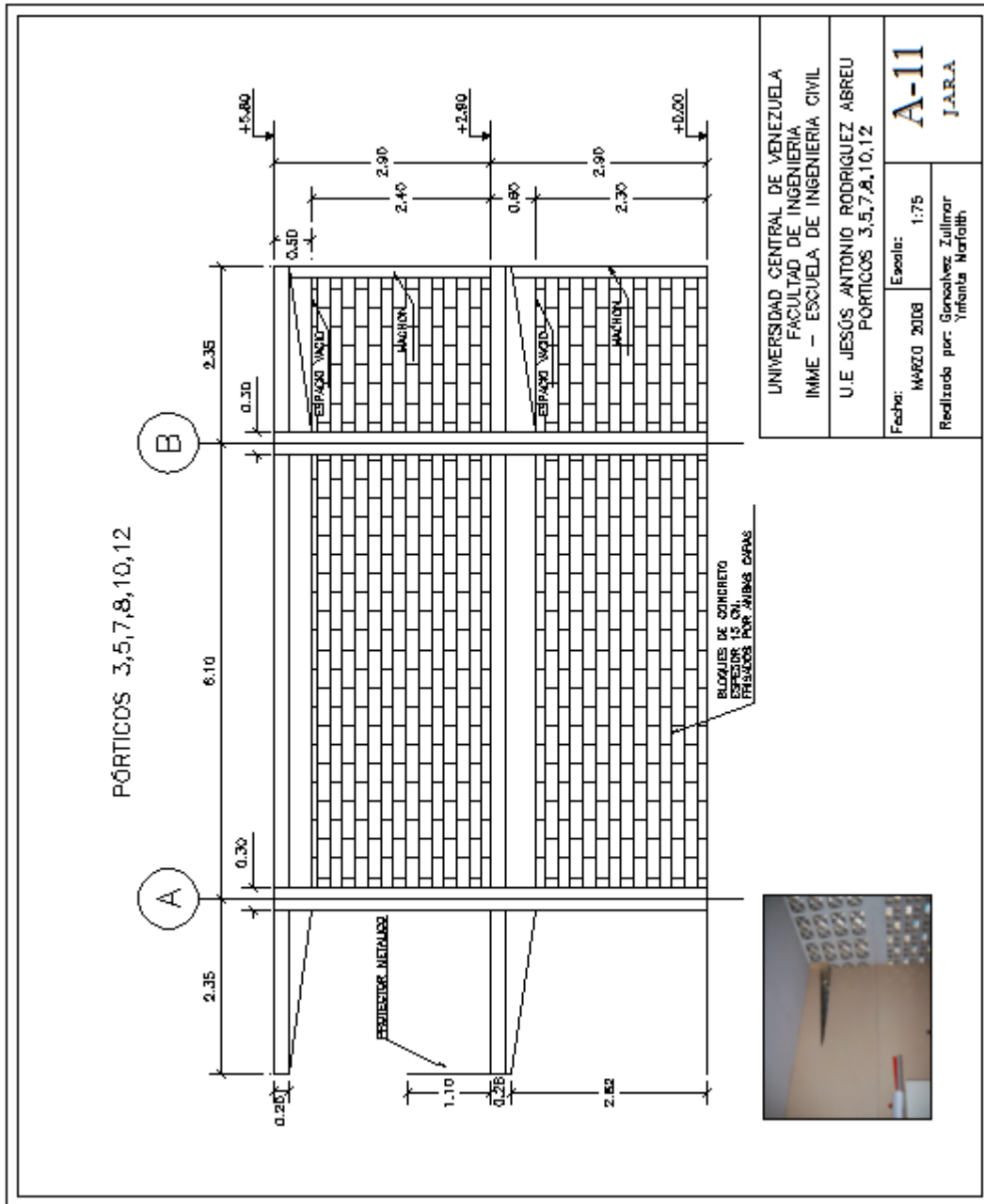


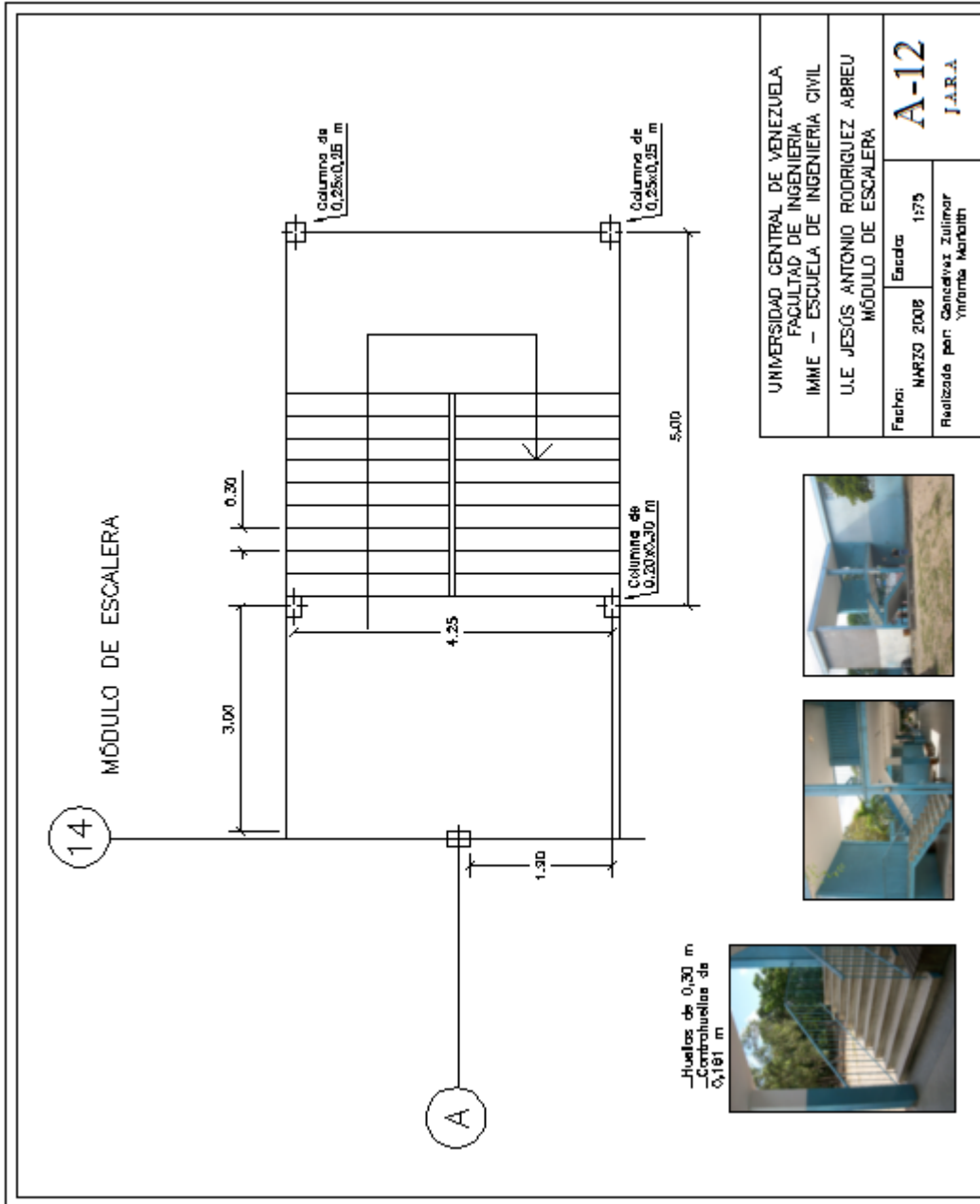


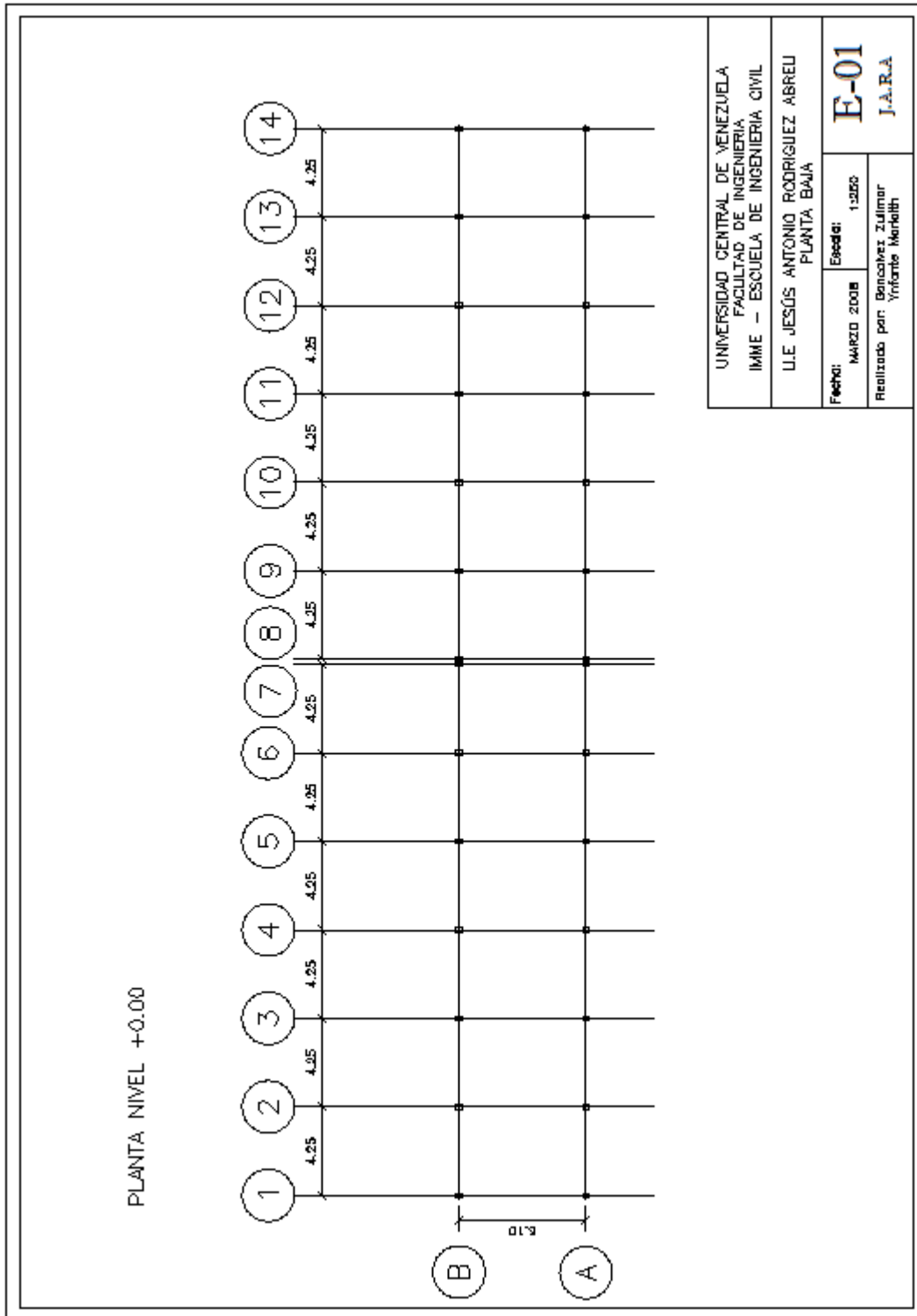


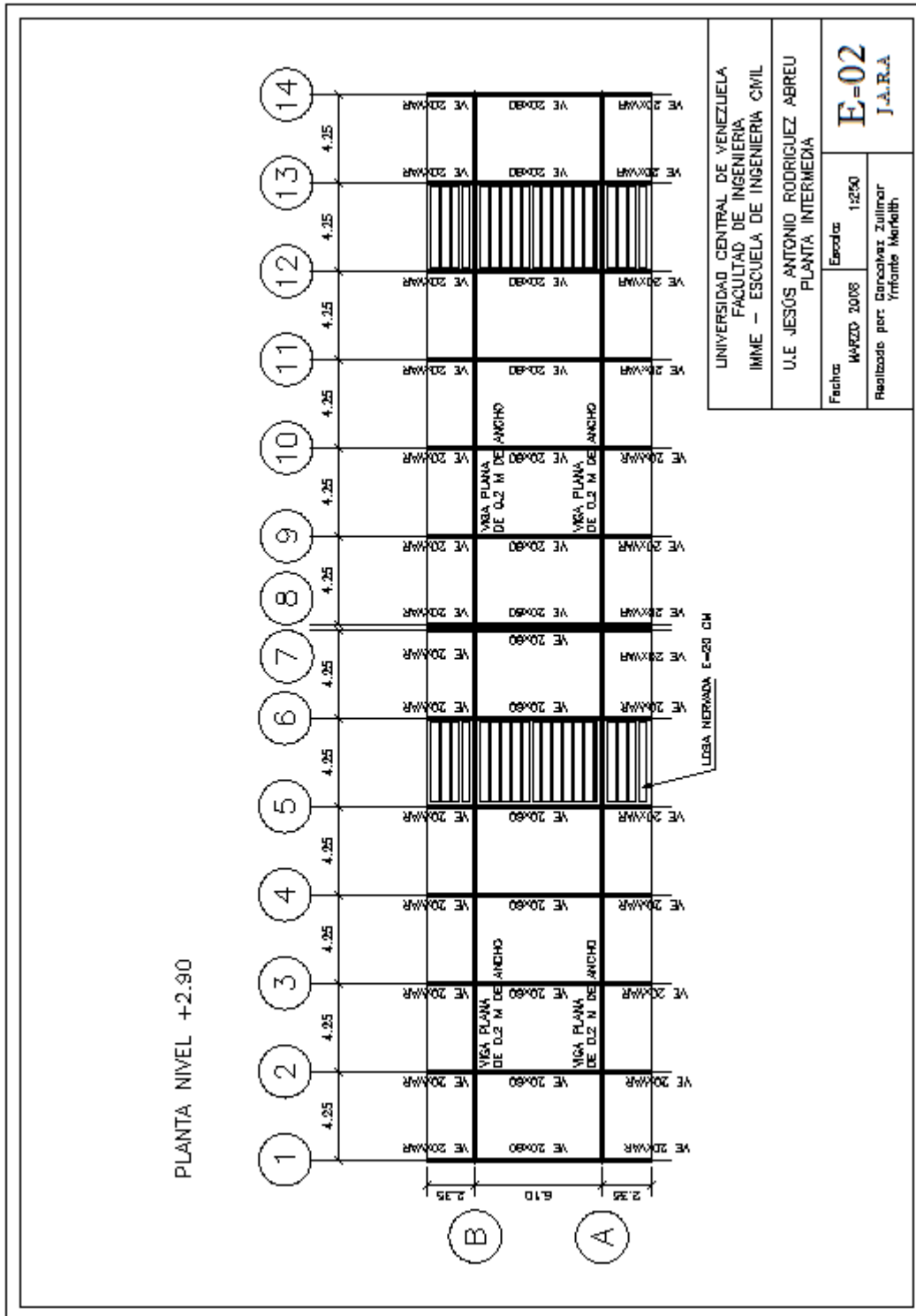


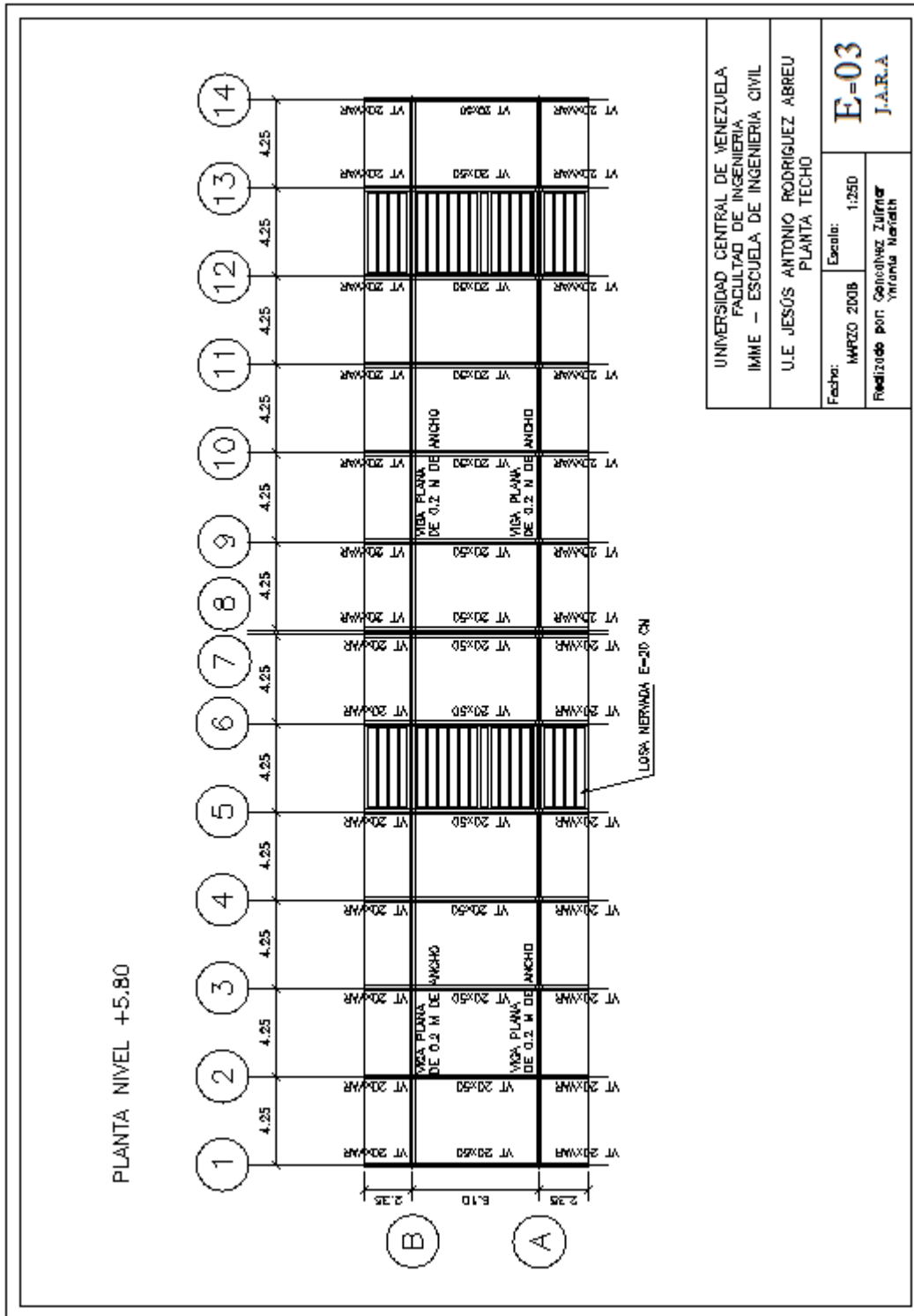




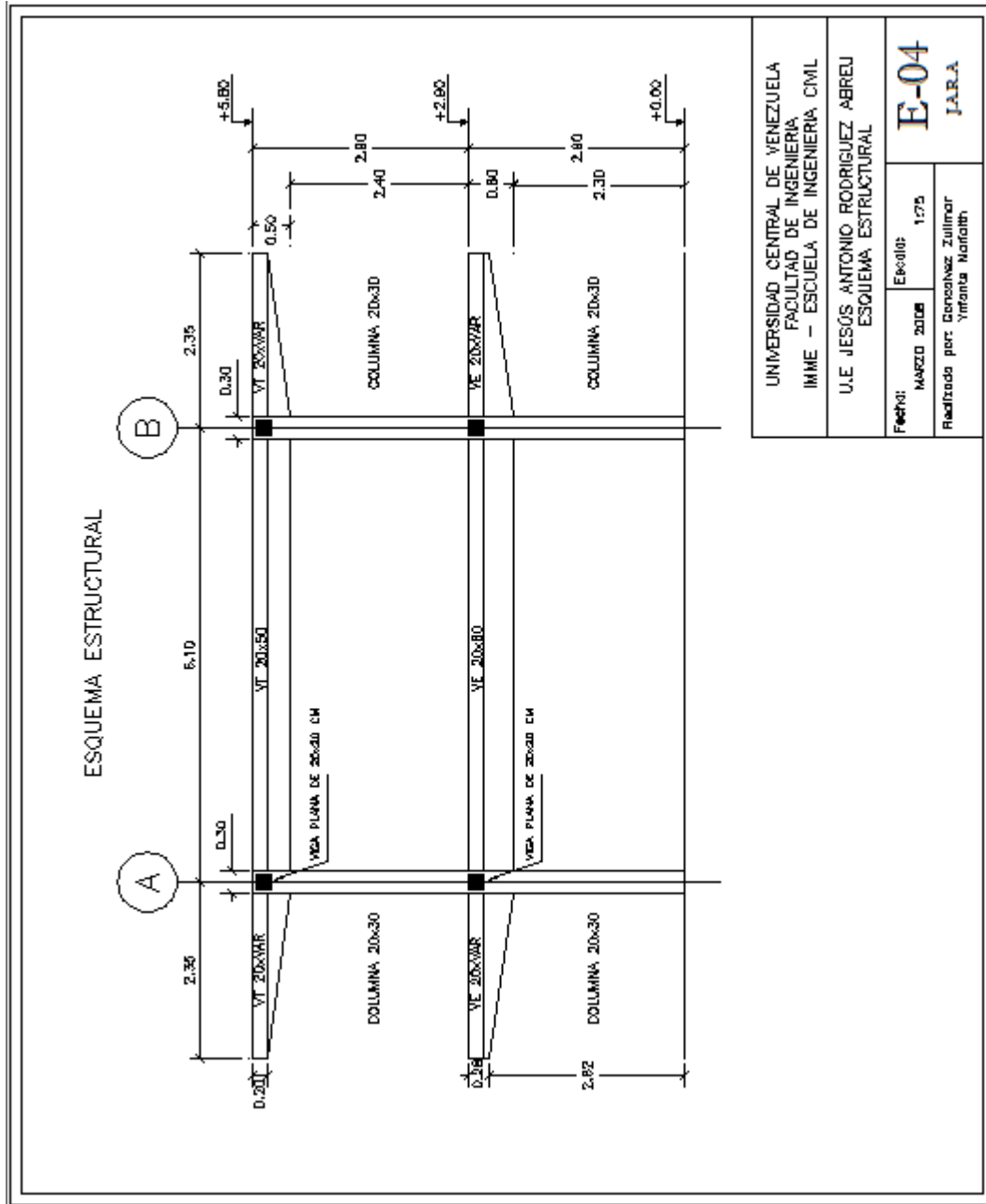


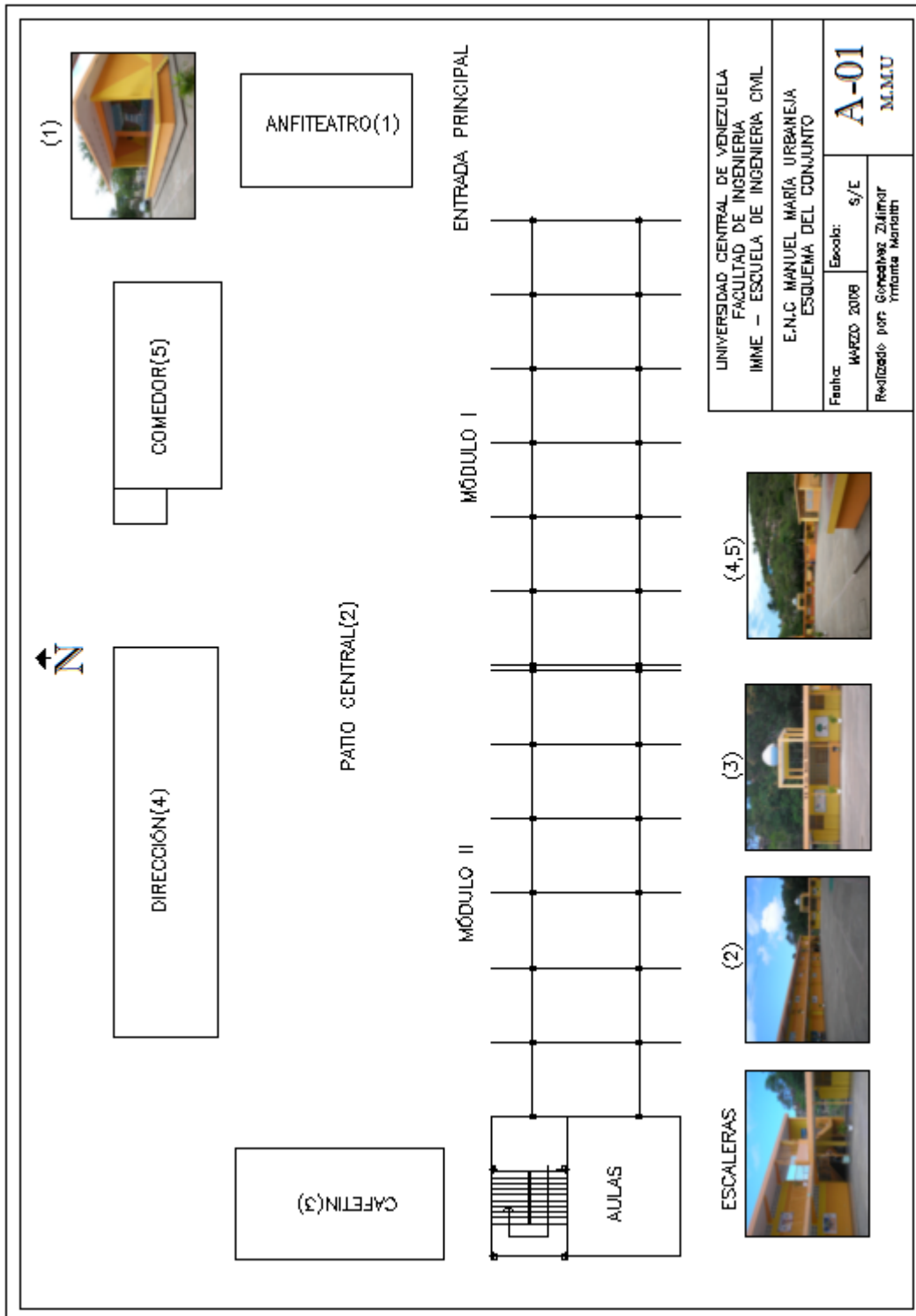


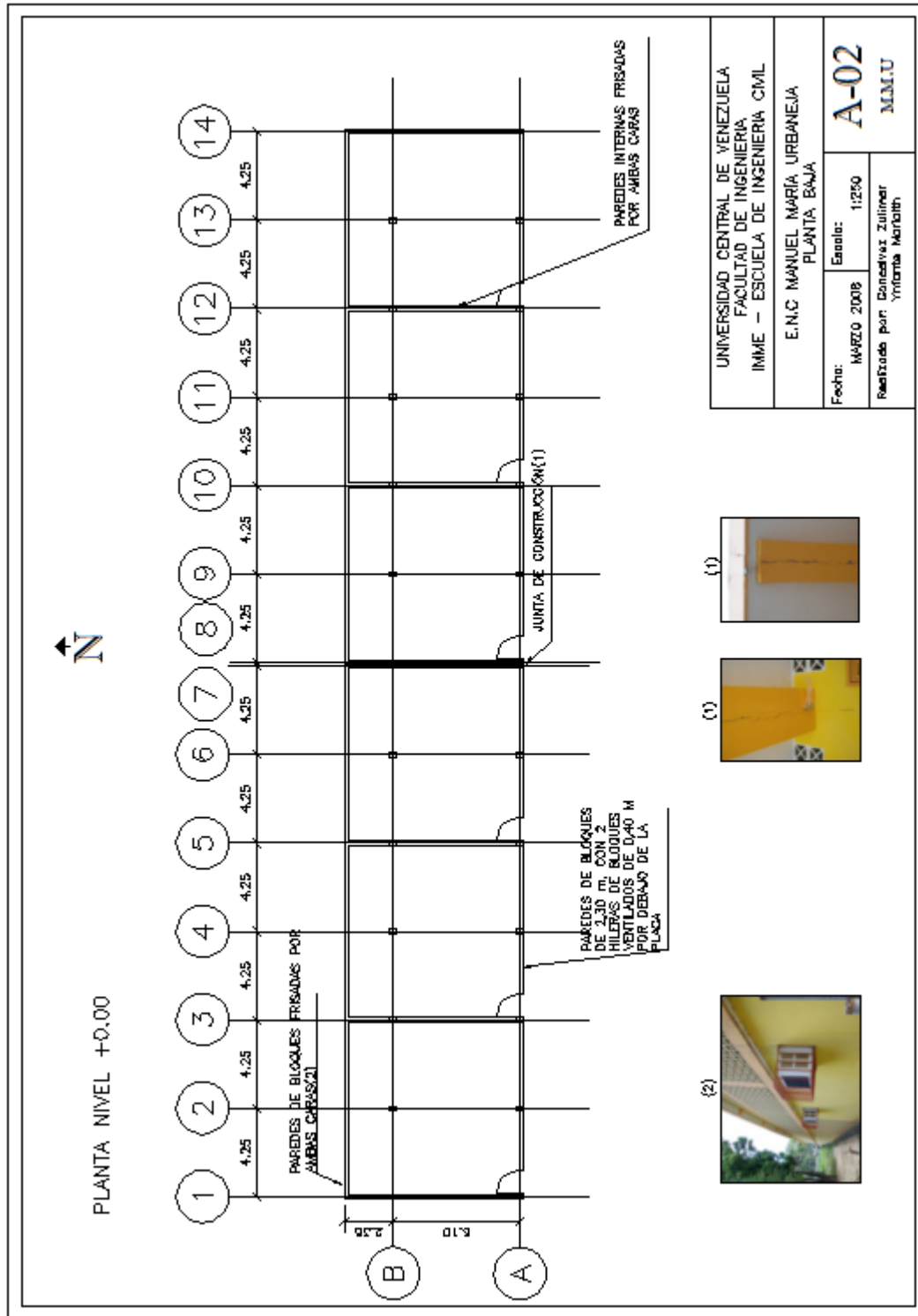


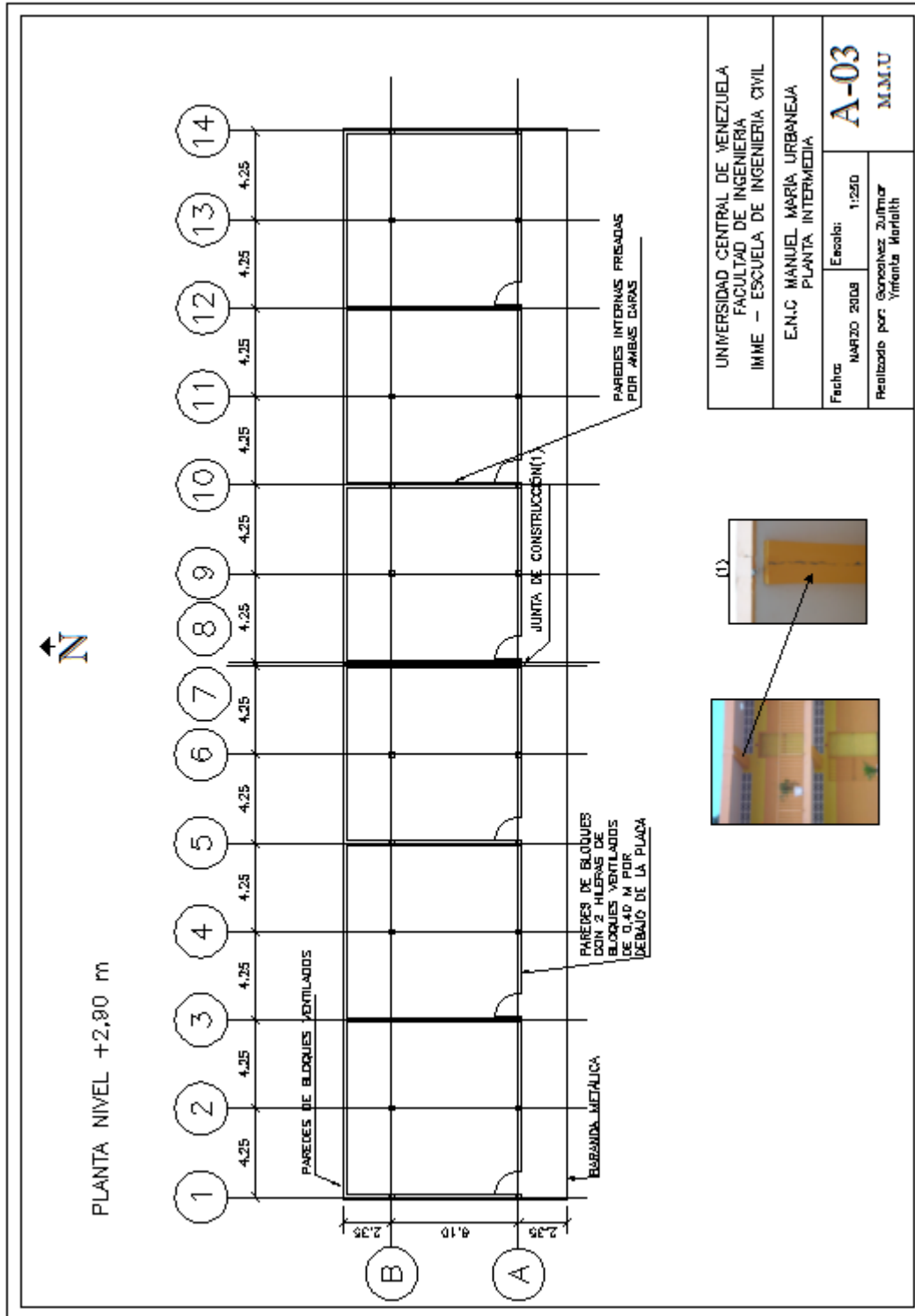


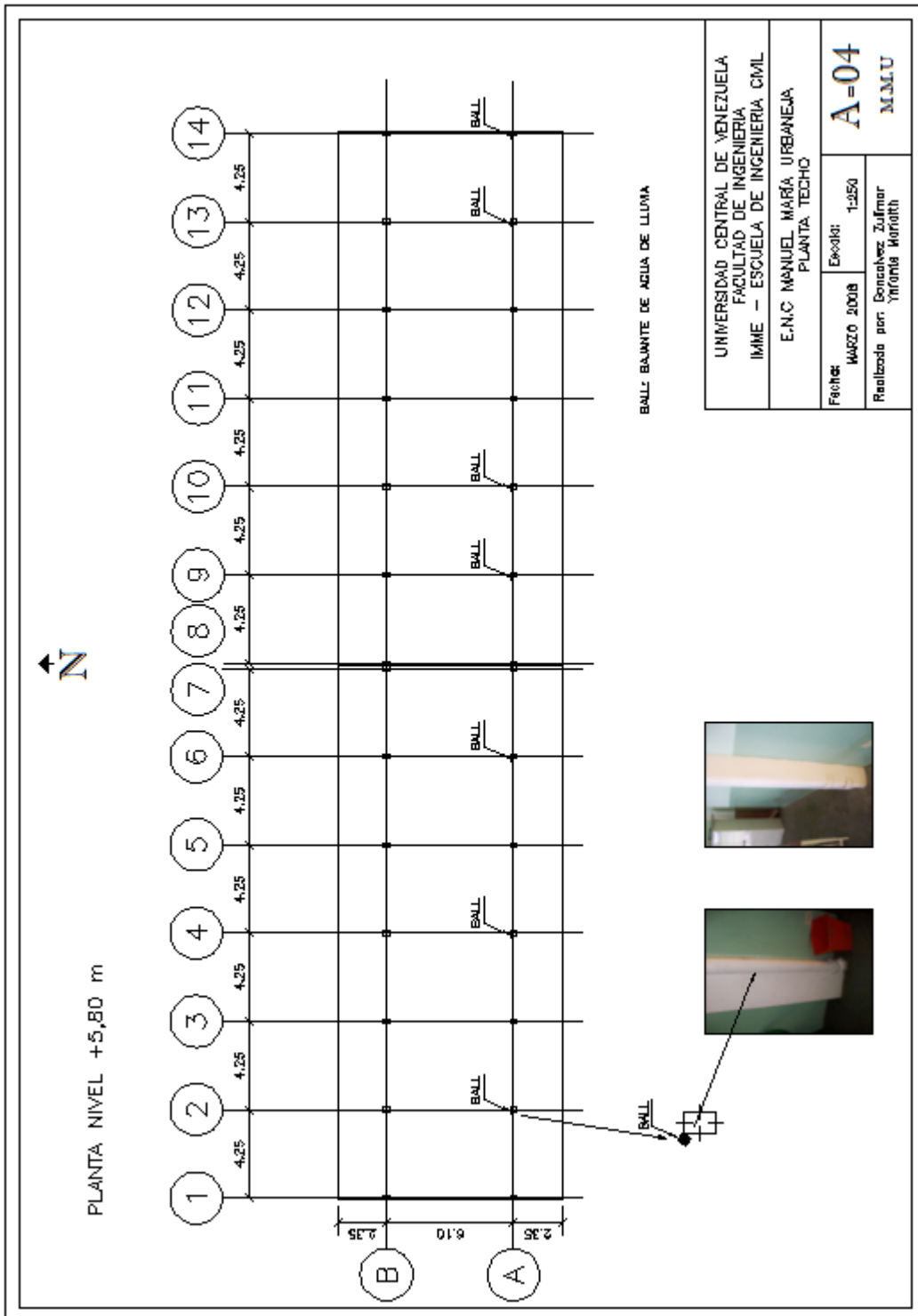
UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME – ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
U.E. JESÚS ANTONIO RODRIGUEZ ABREU PLANTA TECHO	
Fecha: MARZO 2008	Escala: 1:250
Elaborado por: Genoveva Zúñiga Yranda Marañón	
E-03 J.A.R.A	

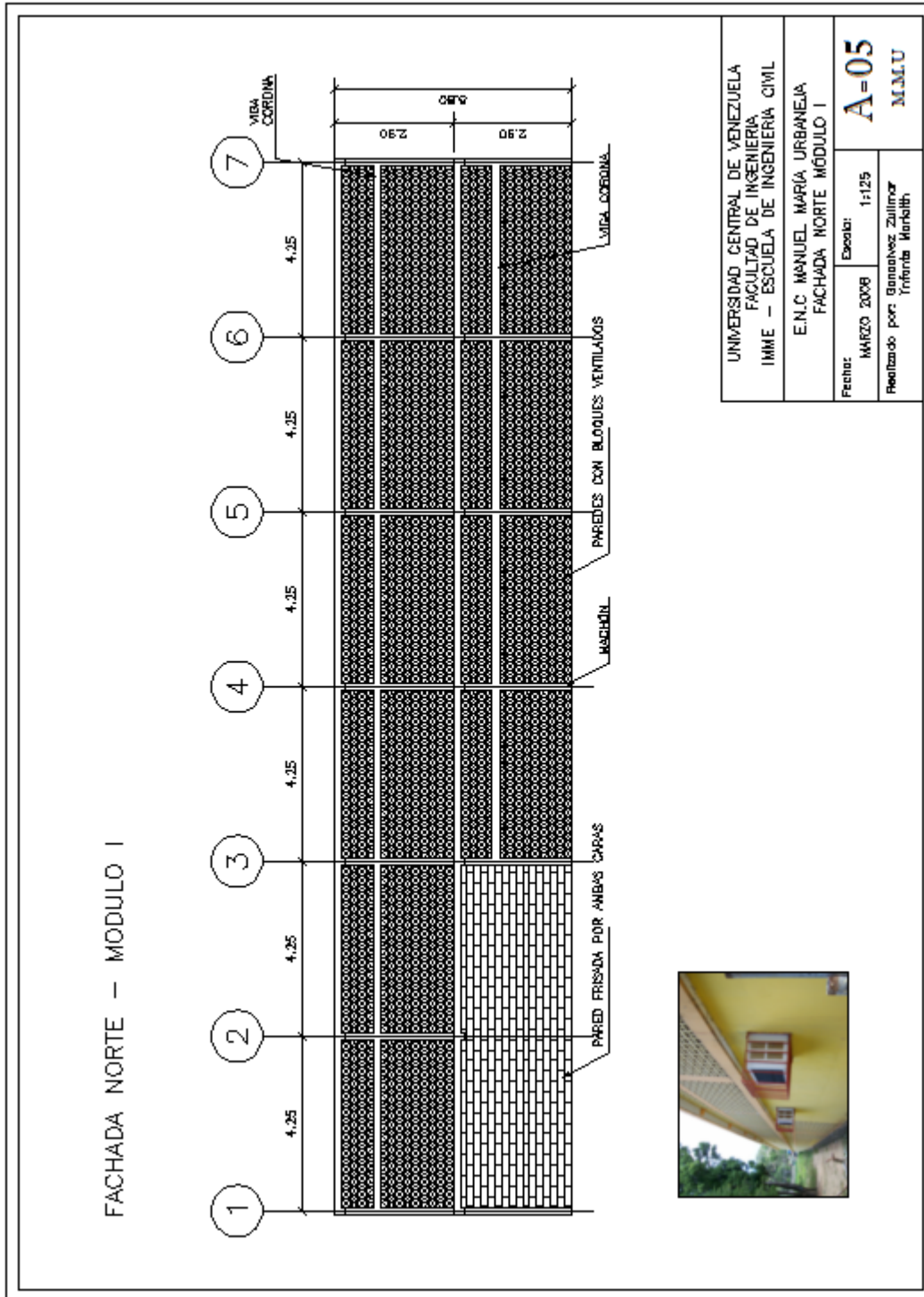


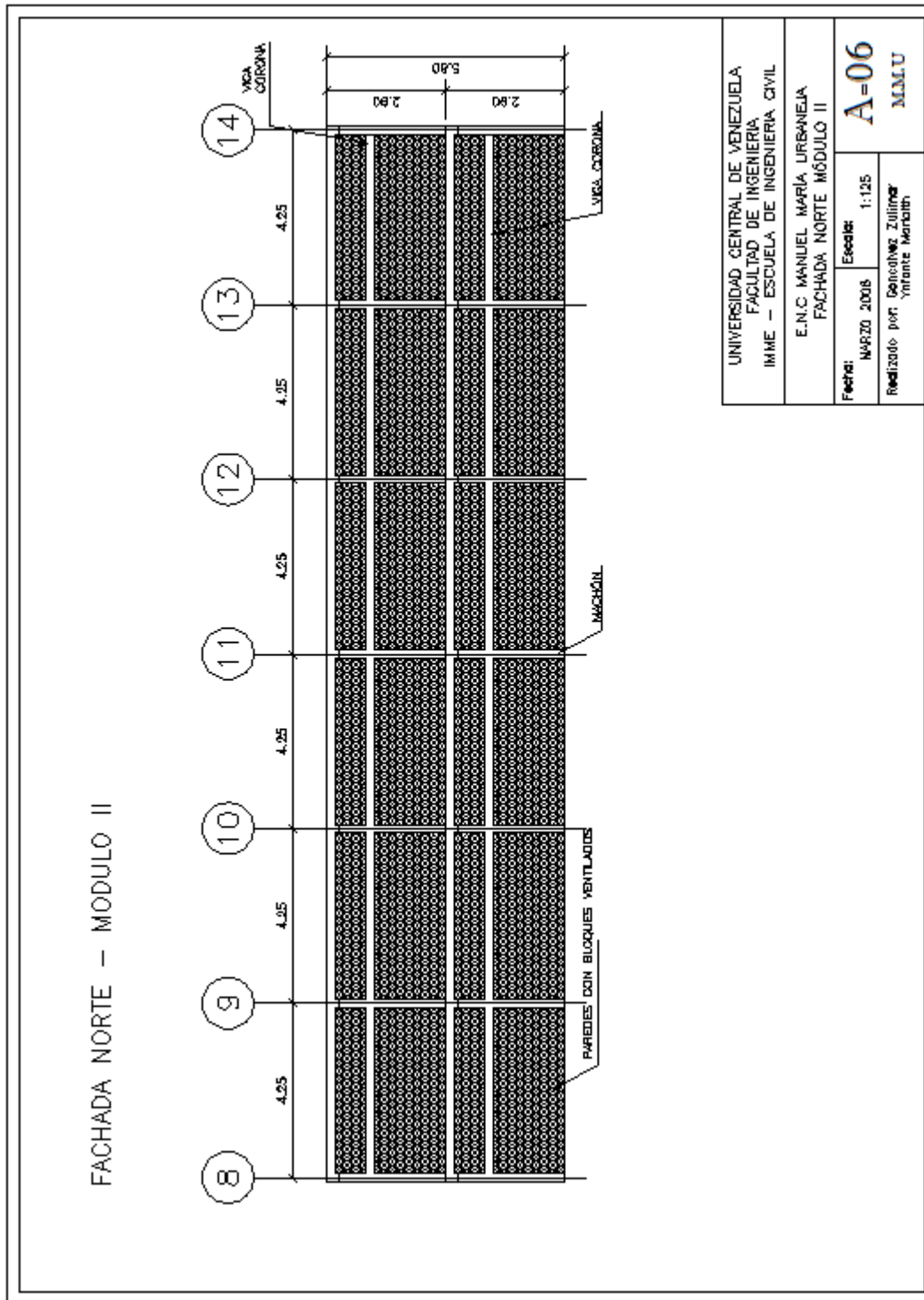


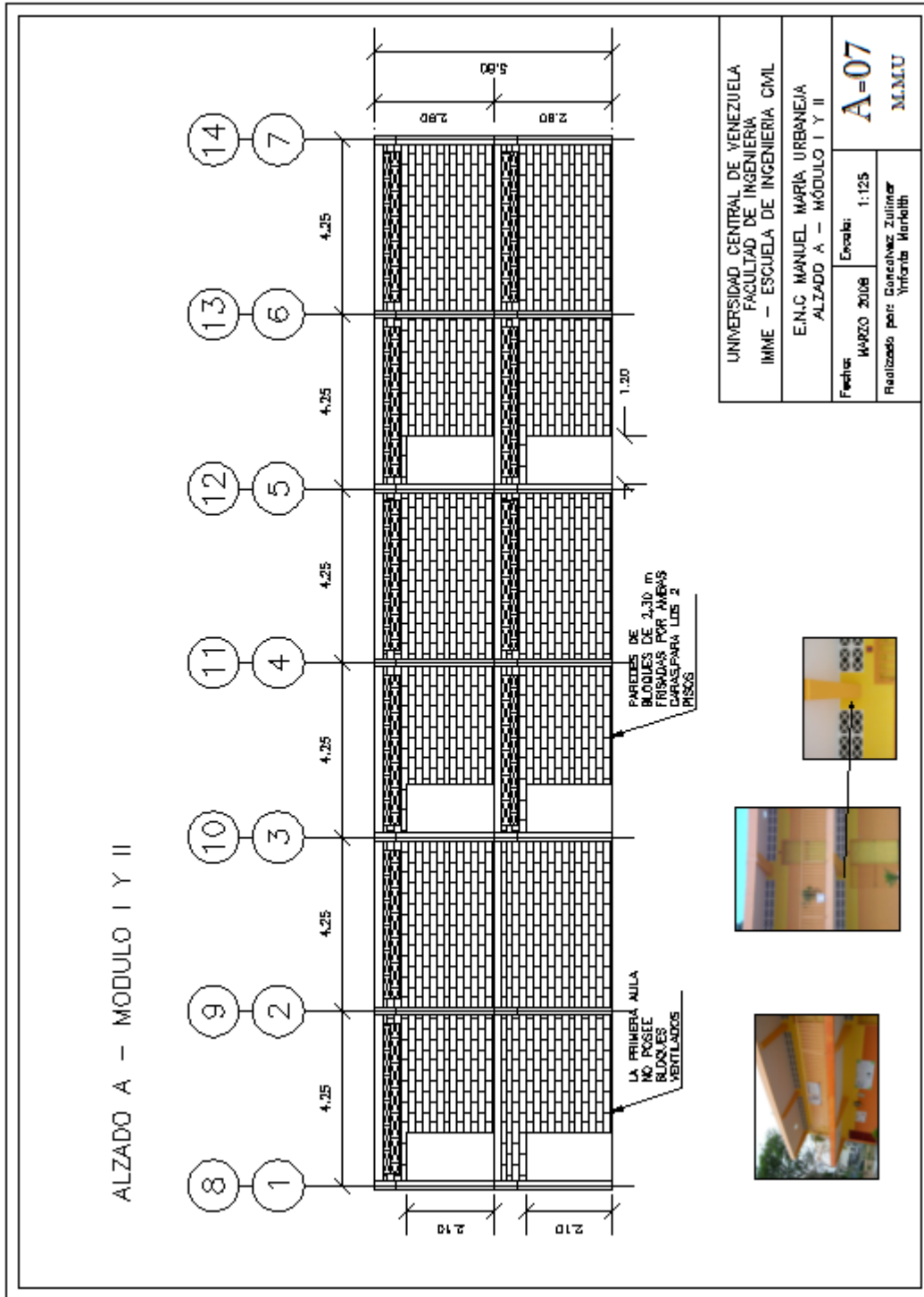


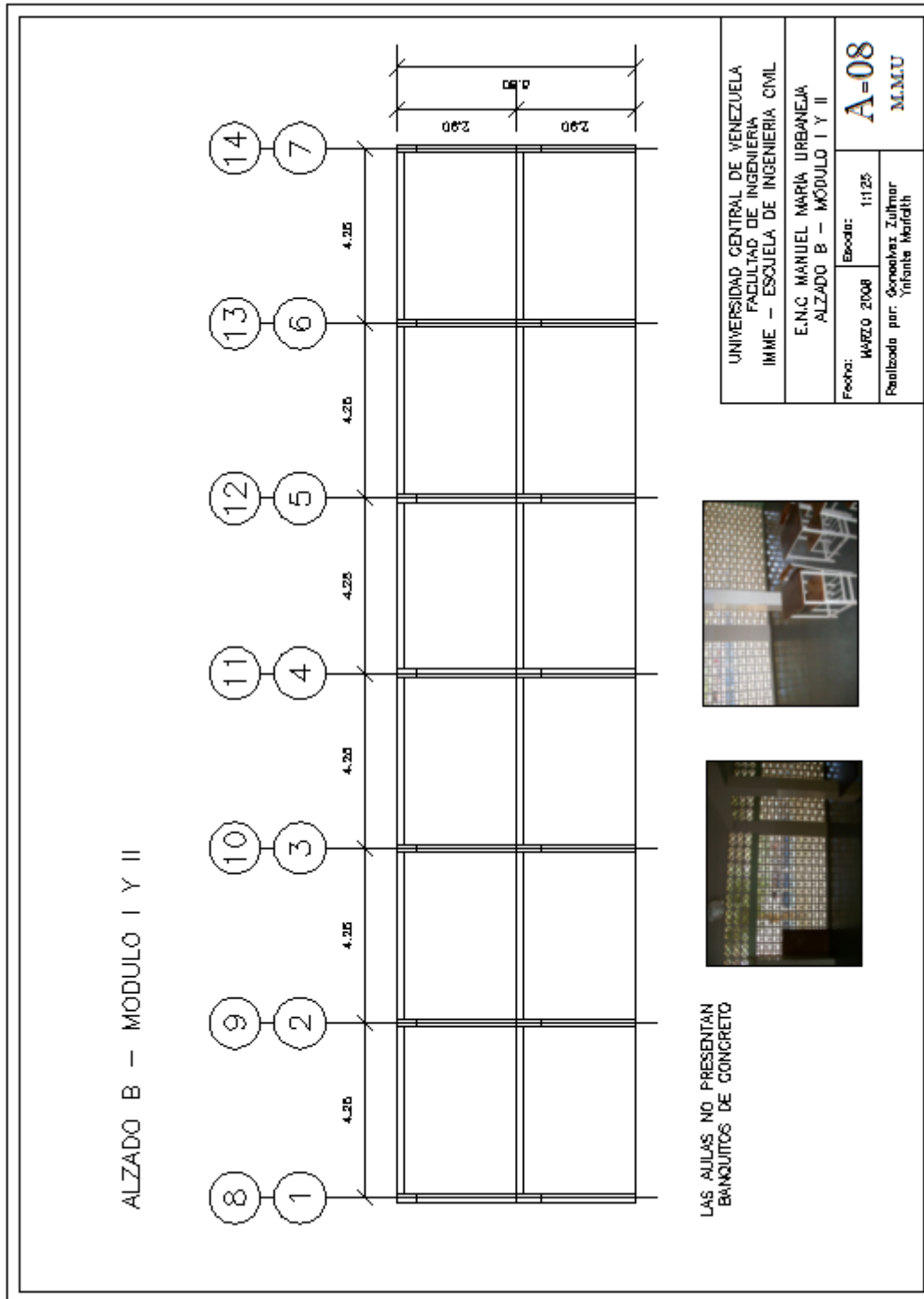


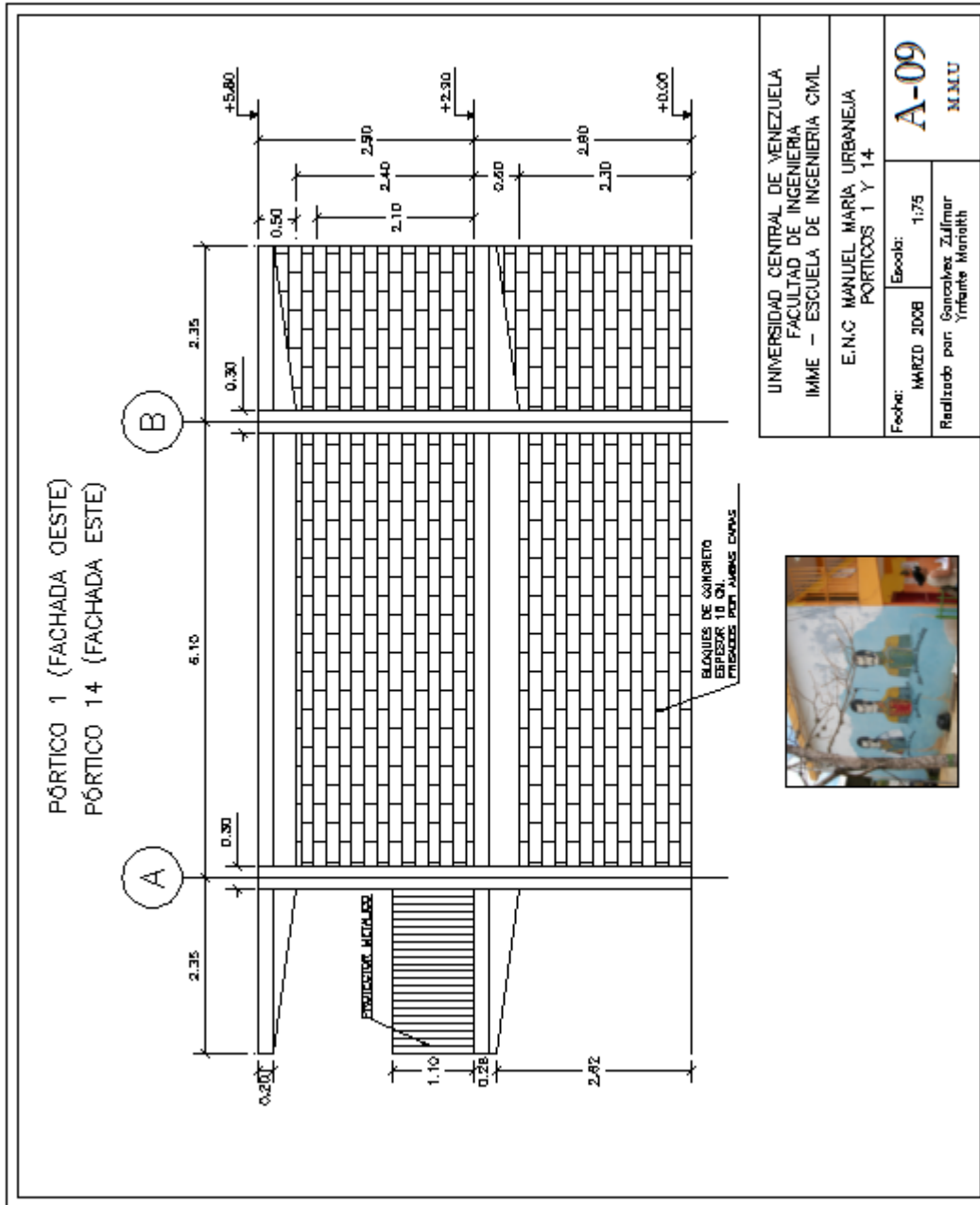


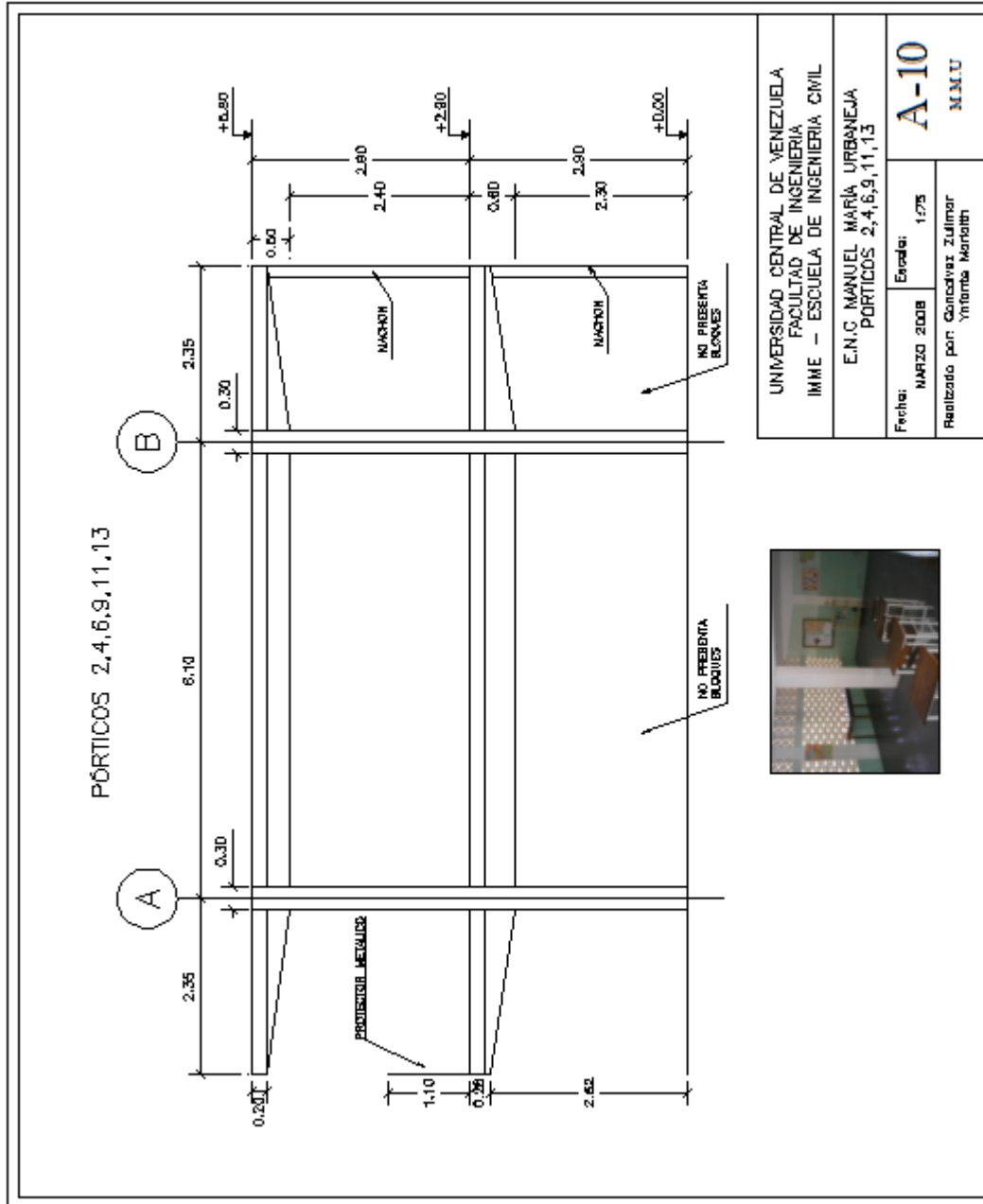


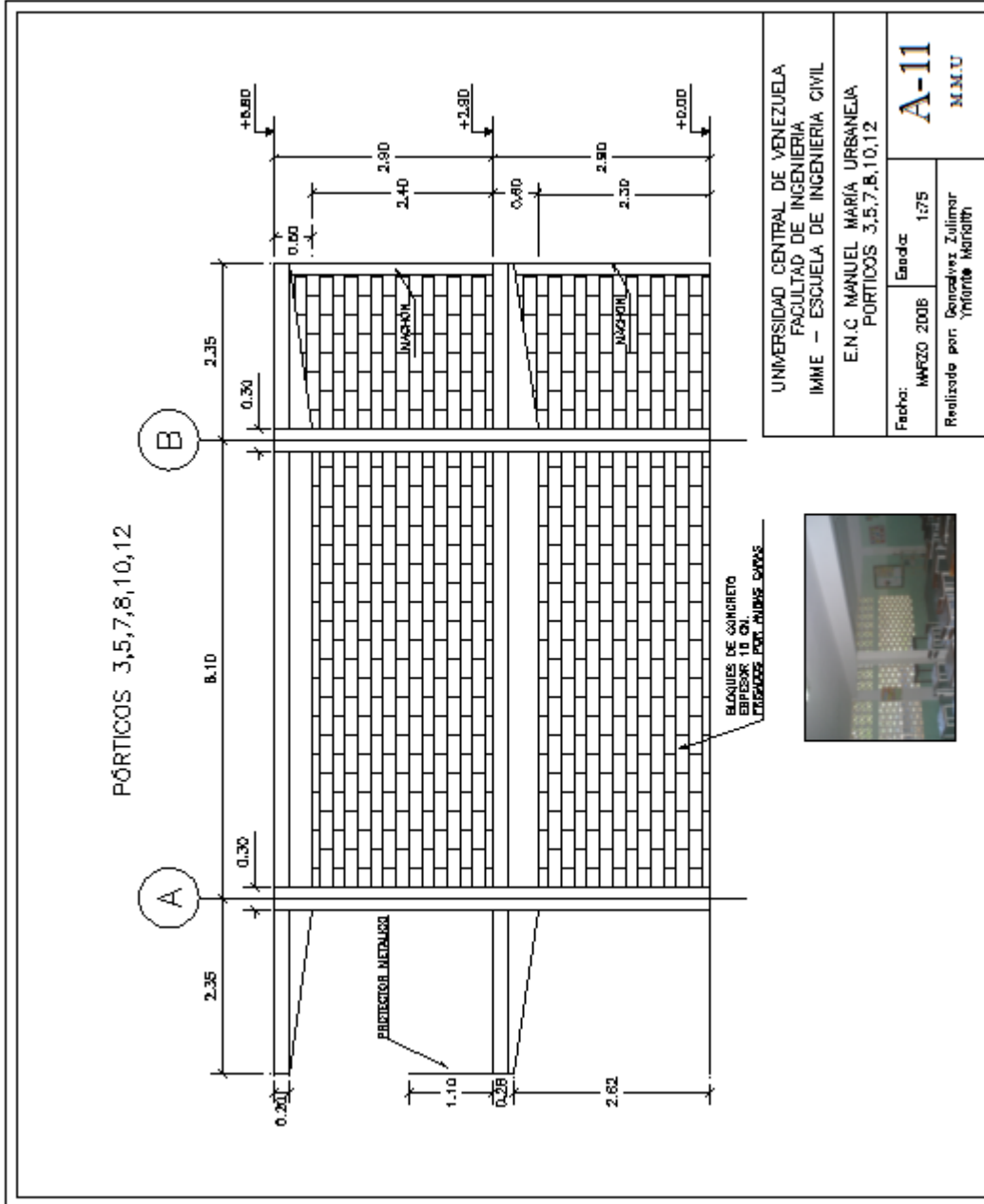




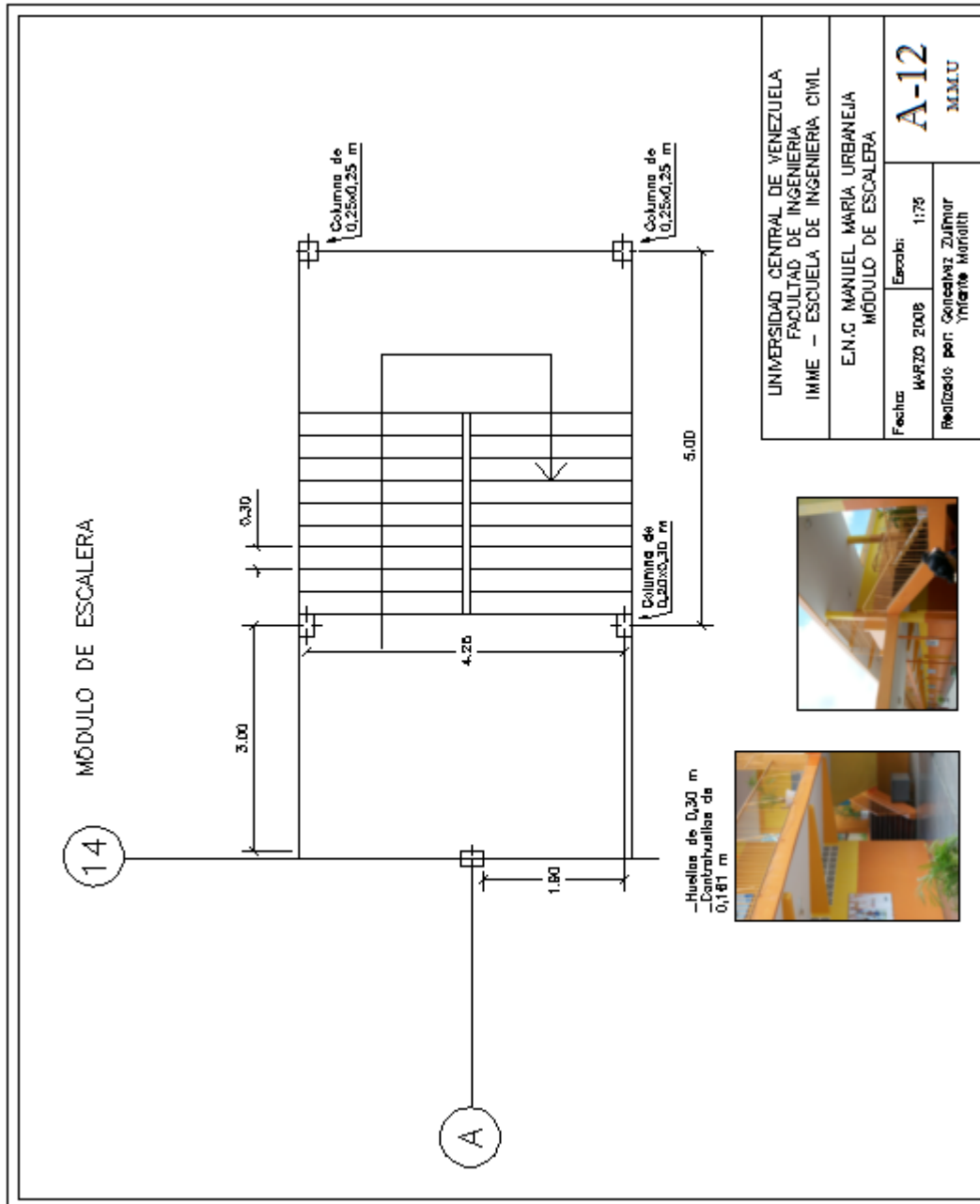


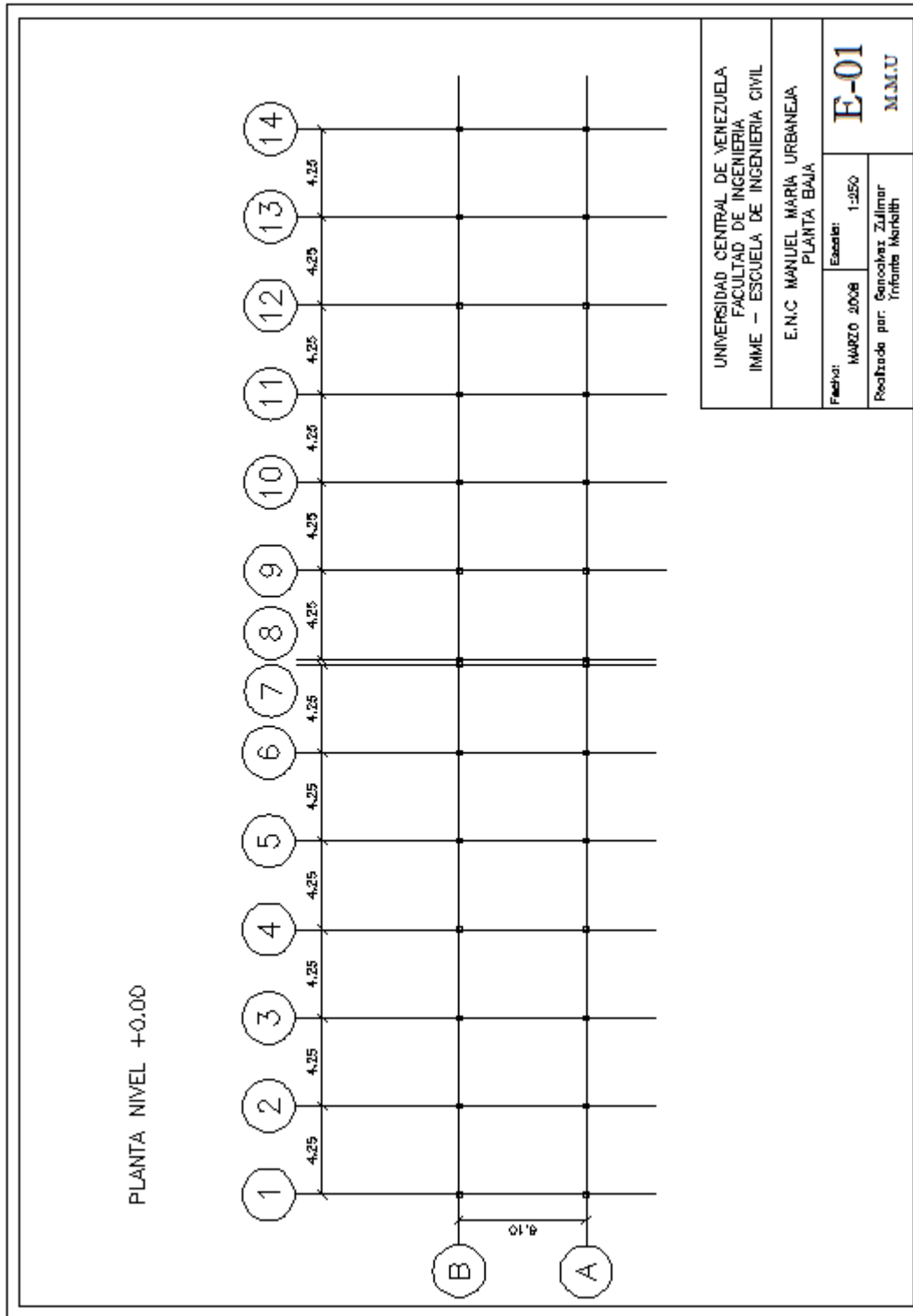


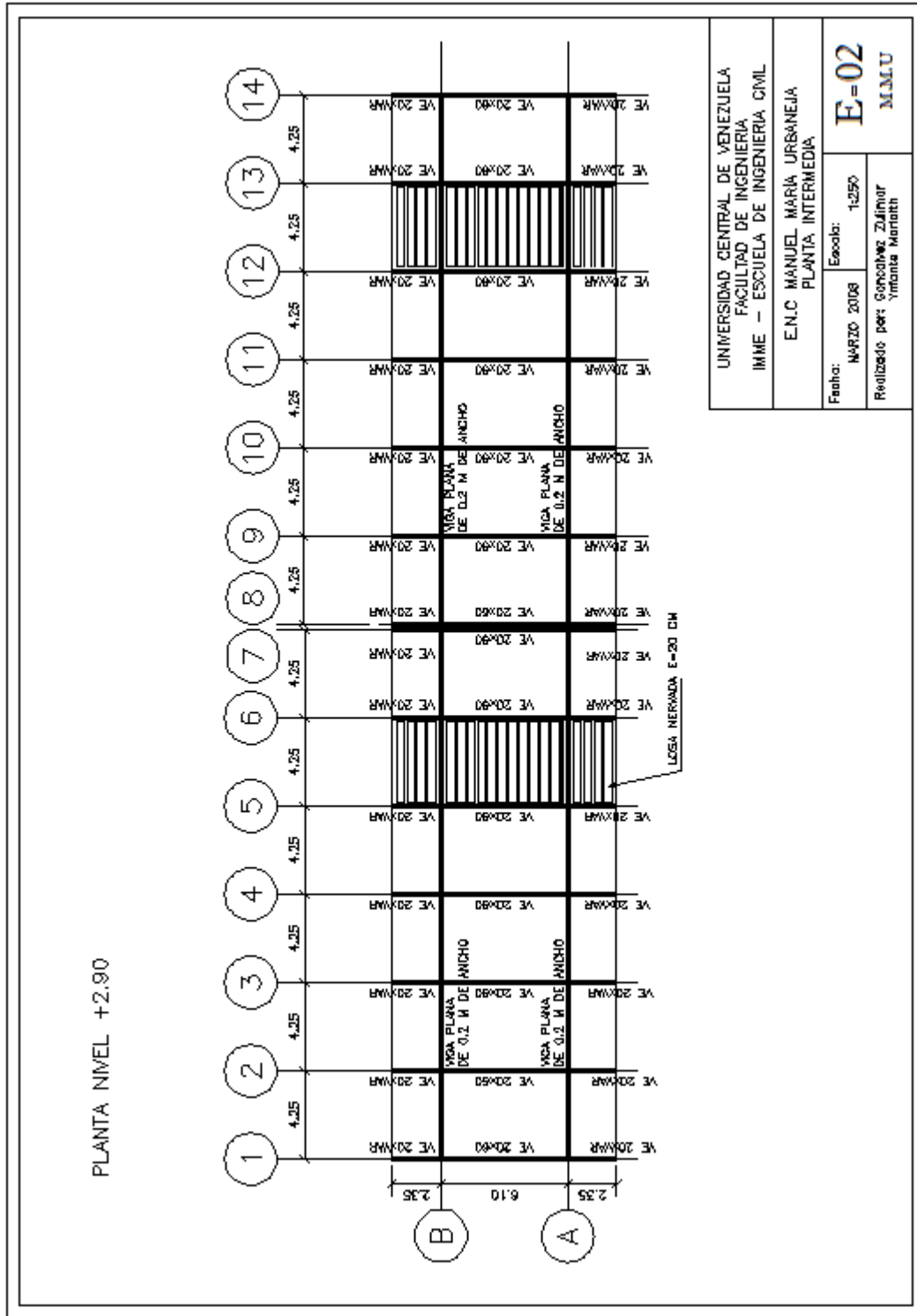




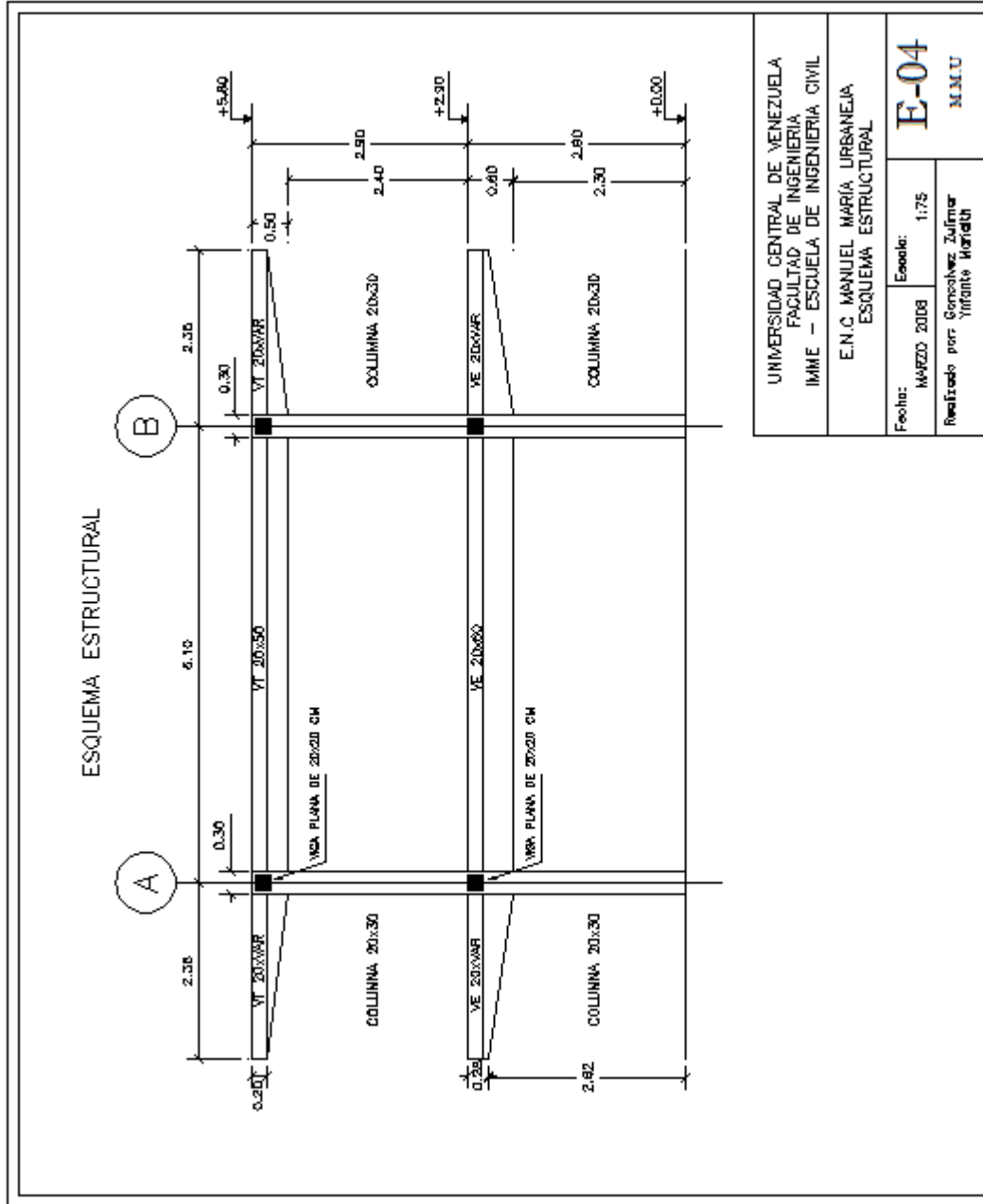
UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMIME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
E.N.C. MANUEL MARÍA URBANEJA PÓRTICOS 3,5,7,8,10,12	
Fecha: MARZO 2008	Escala: 1:75
Realizado por: González Zulimar Ynfante Marilith	
A-11 M.M.U	

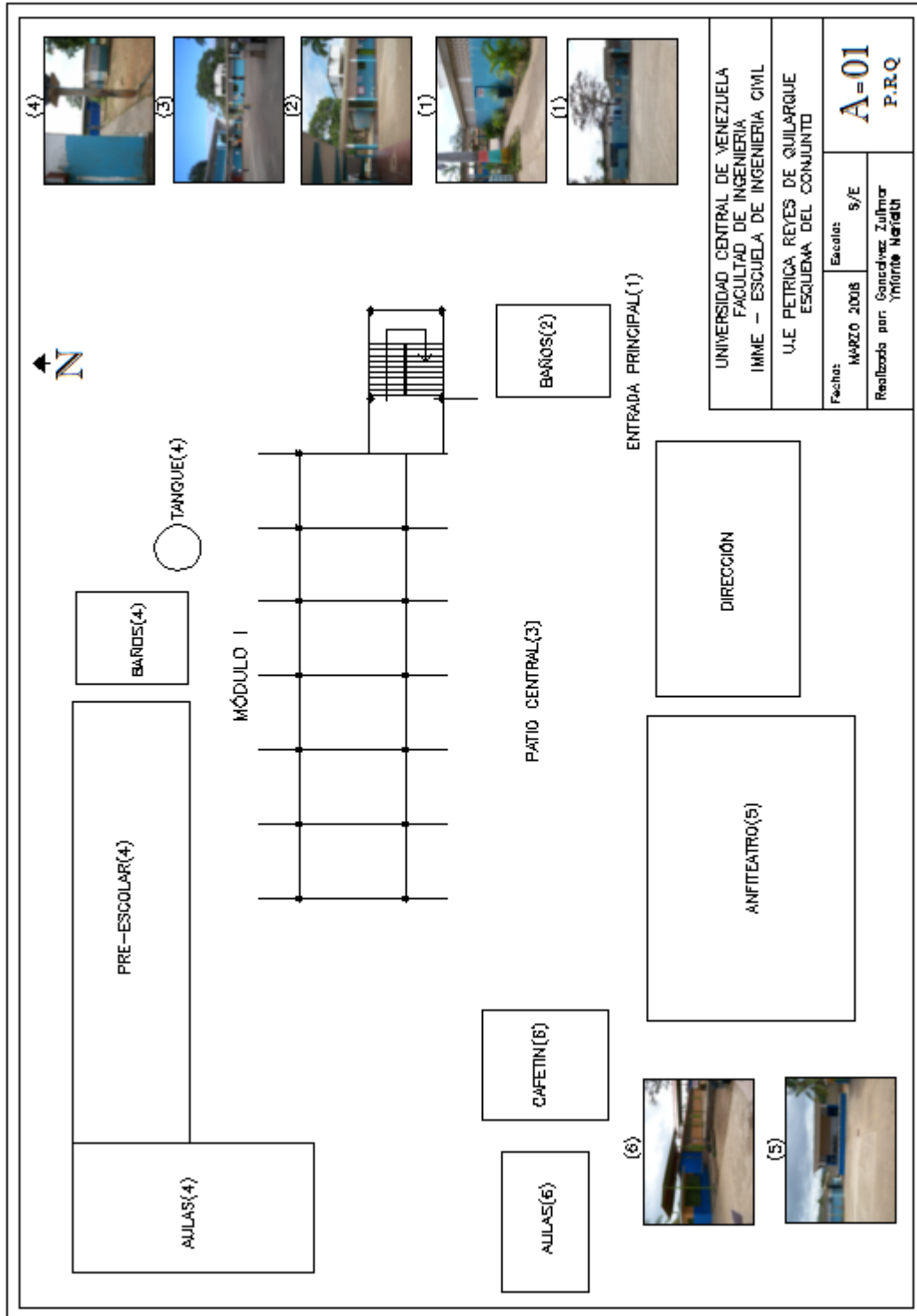


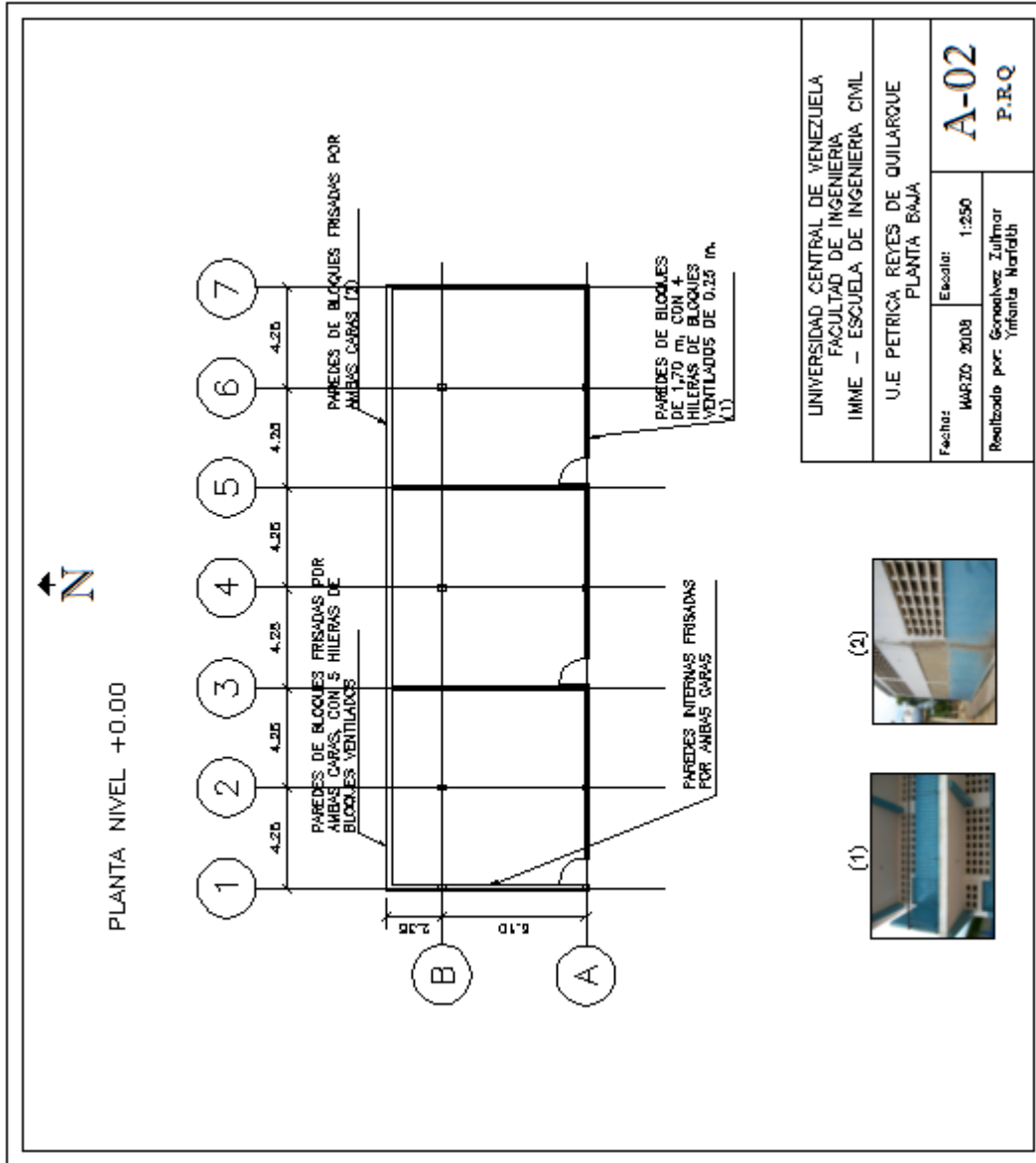


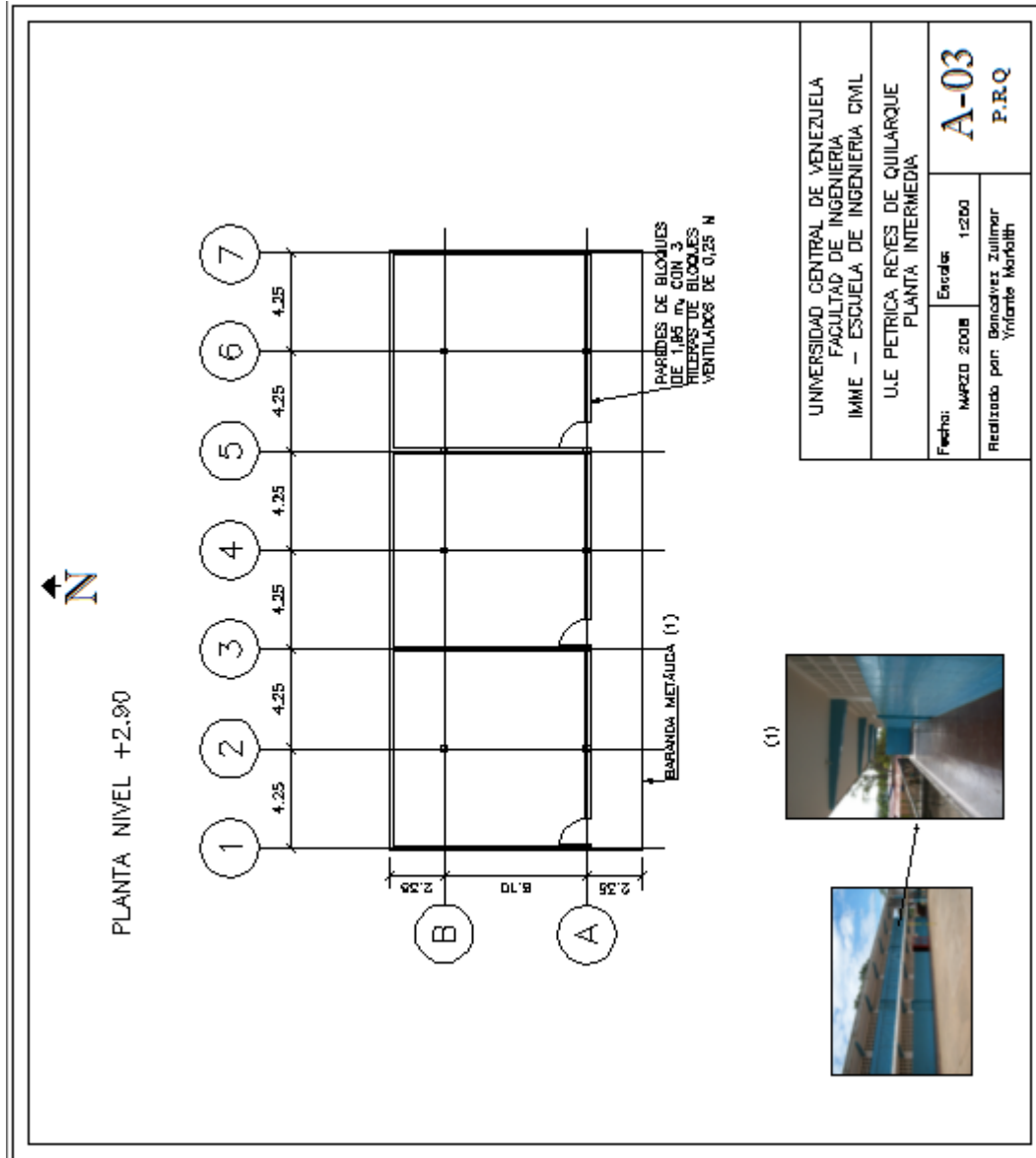


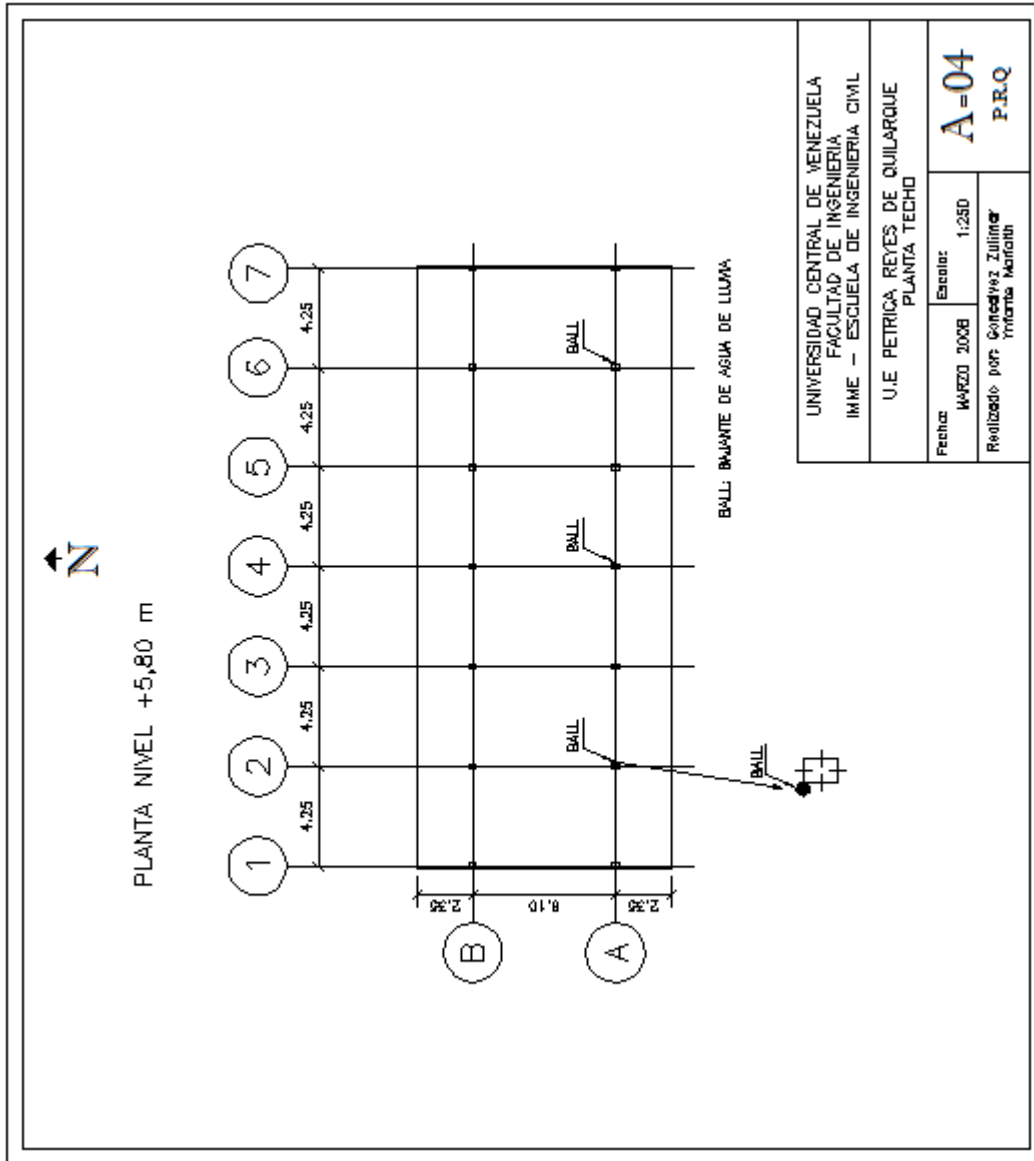
UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
E.N.C. MANUEL MARIA URBANEJA PLANTA INTERMEDIA	
Fecha:	Escuela:
MARZO 2008	1-250
Realizado por: Gonzalez Zahir Yimara Marroth	
E=02 M.M.U	

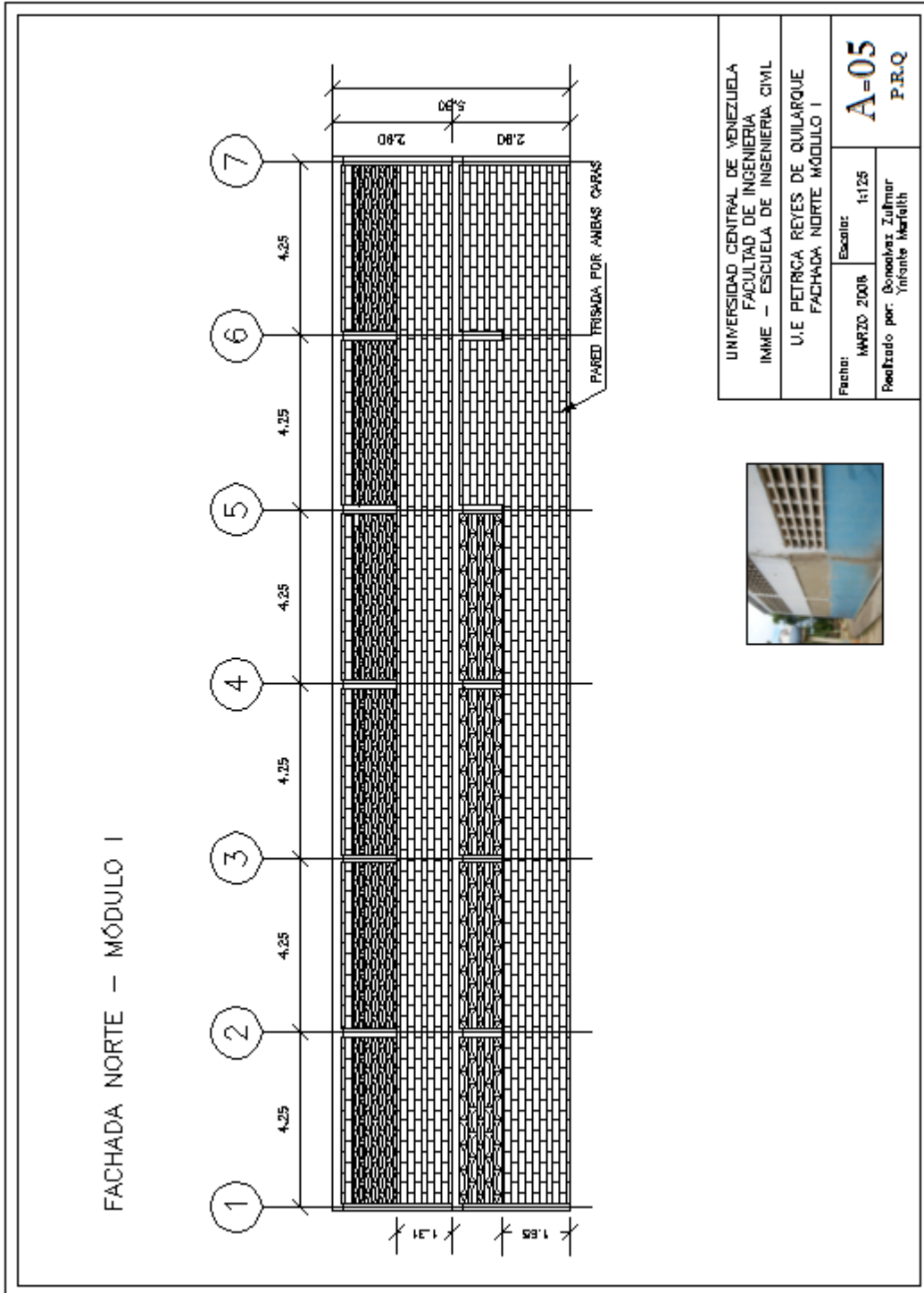


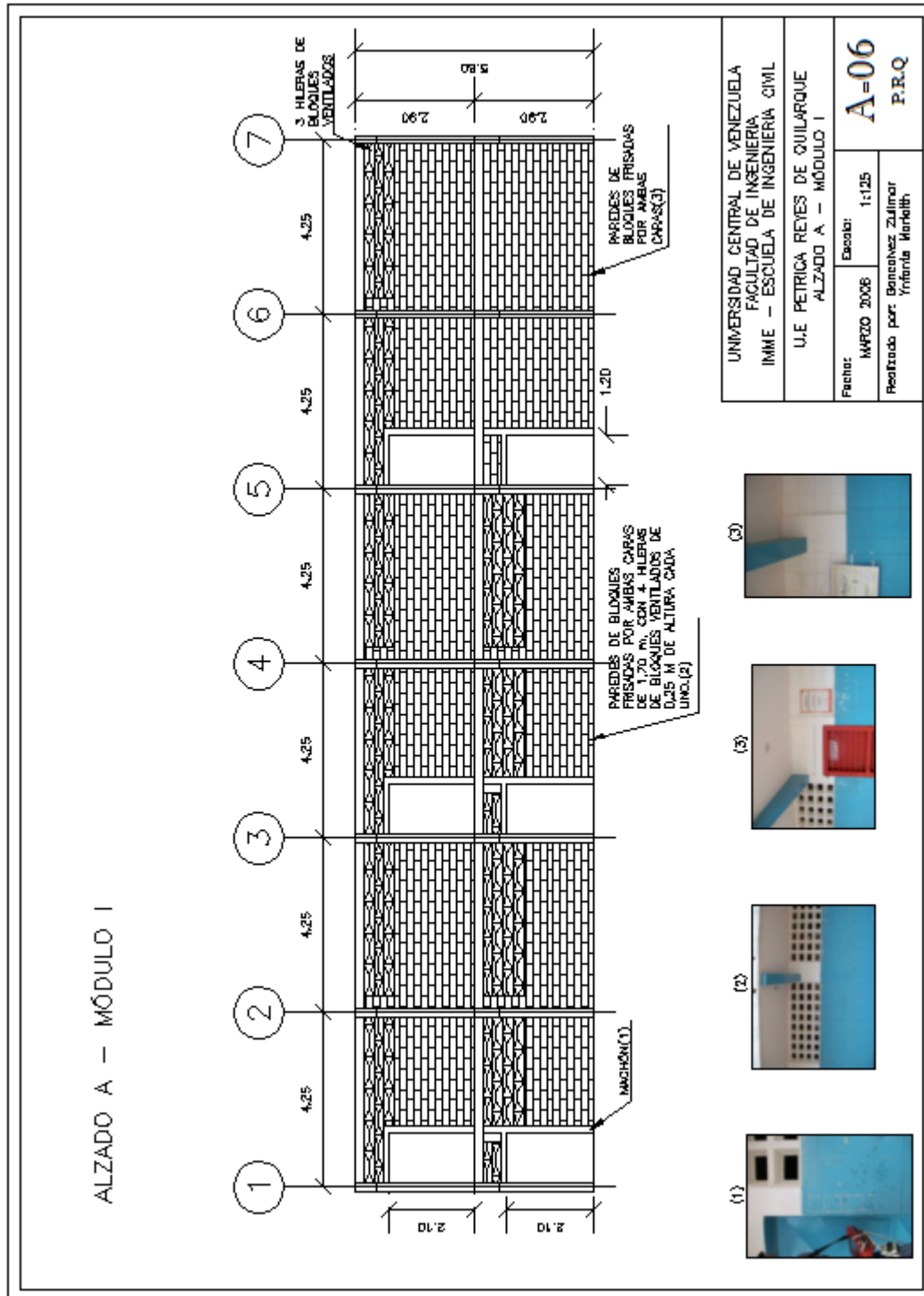


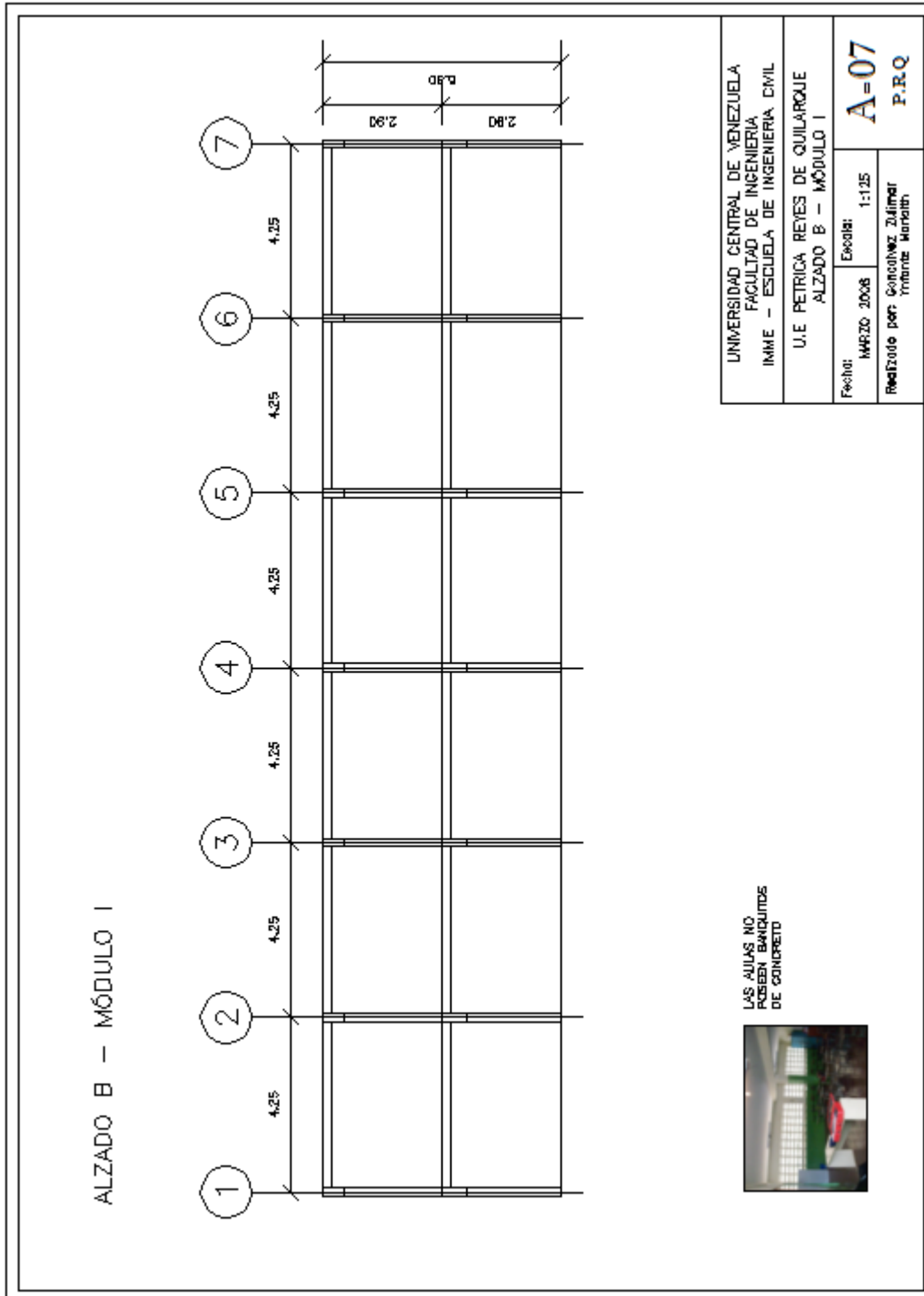


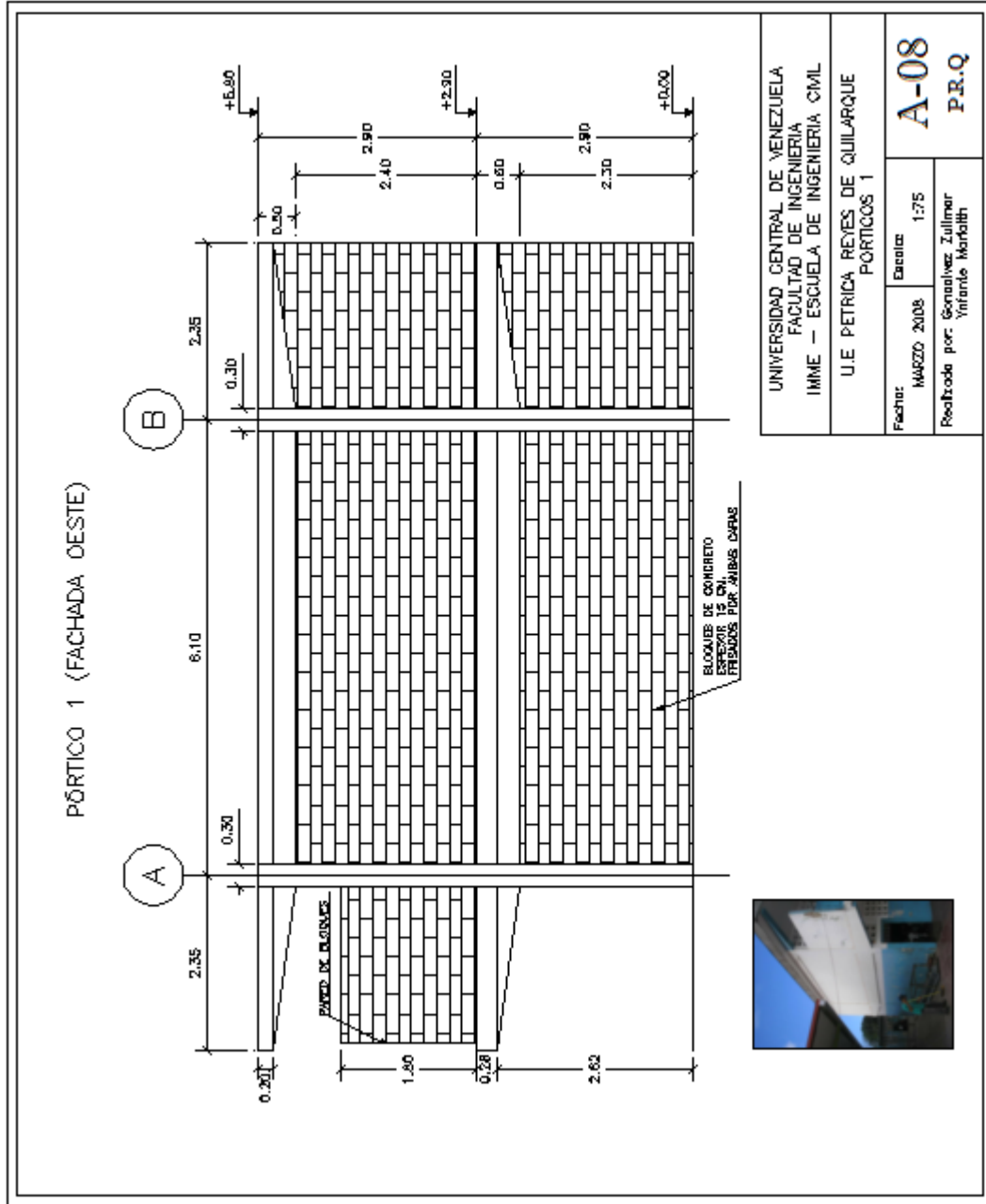


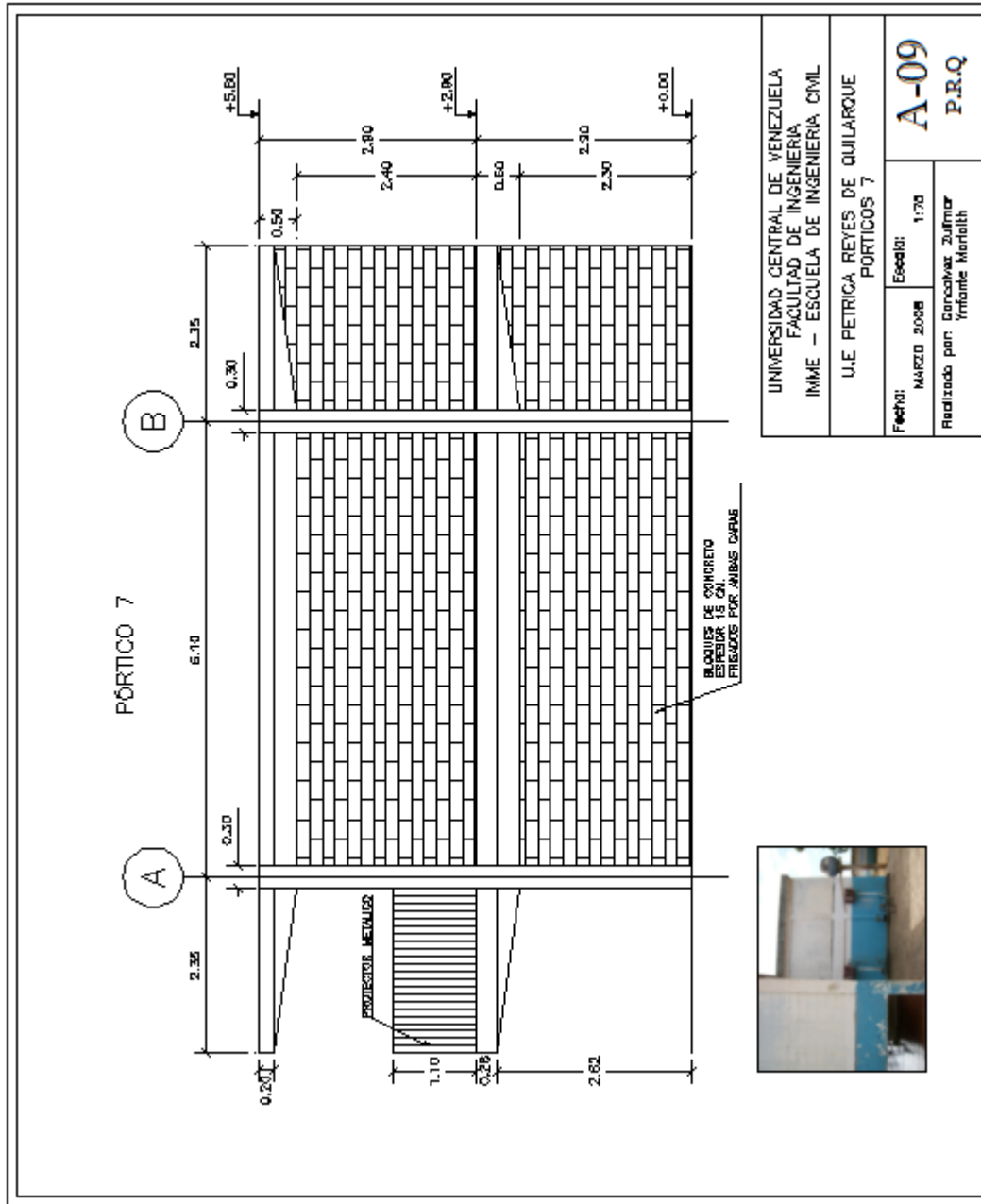


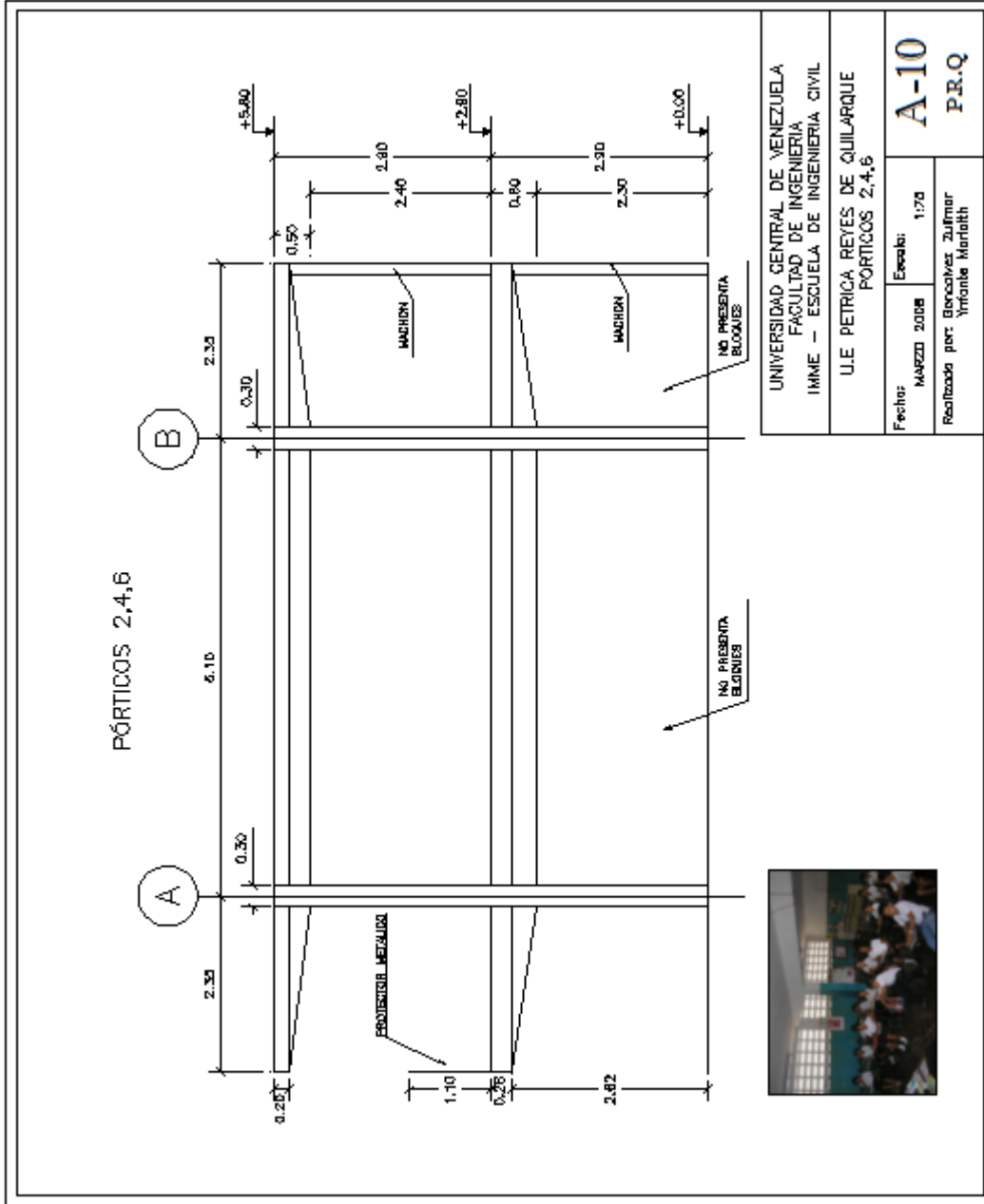


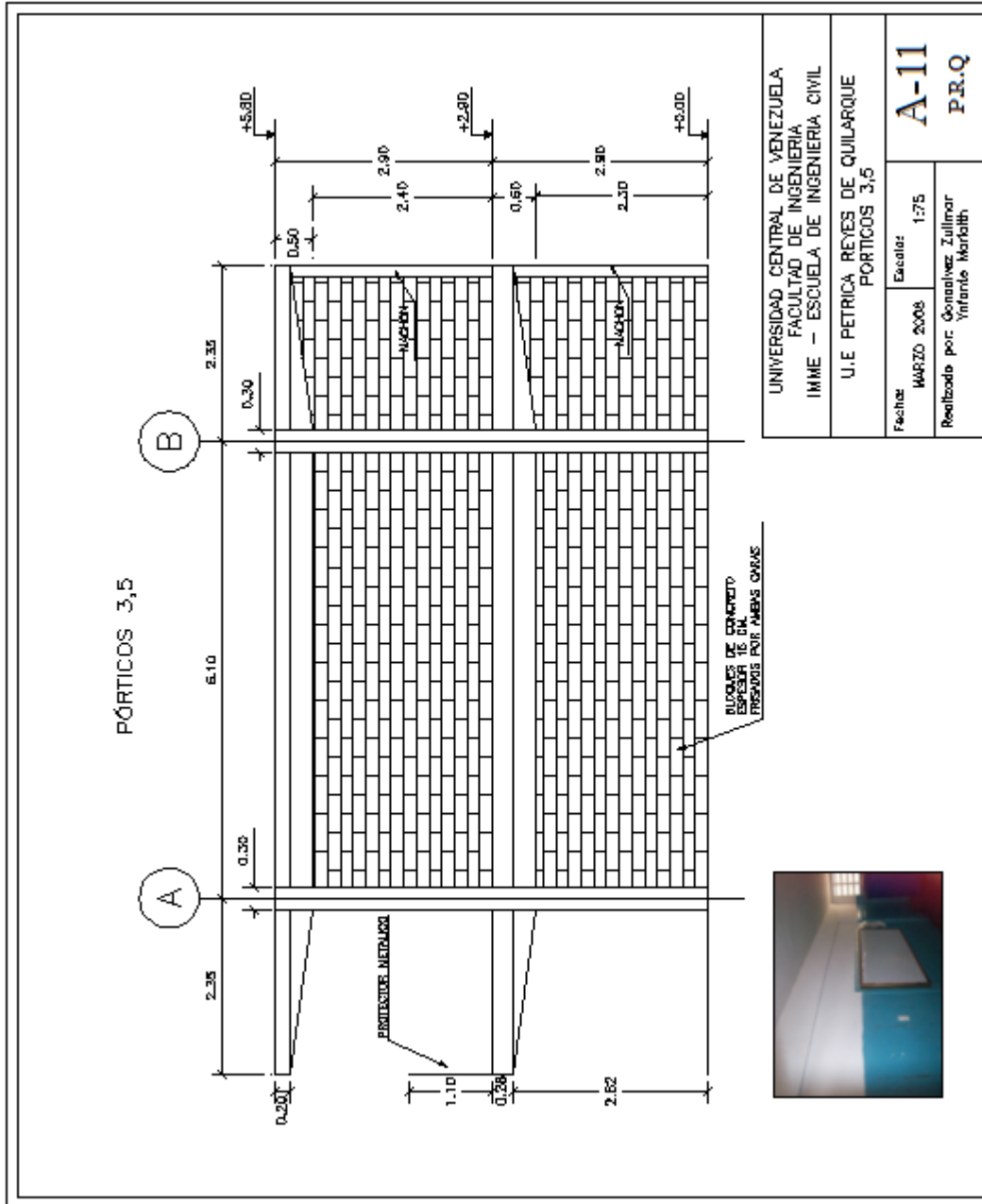


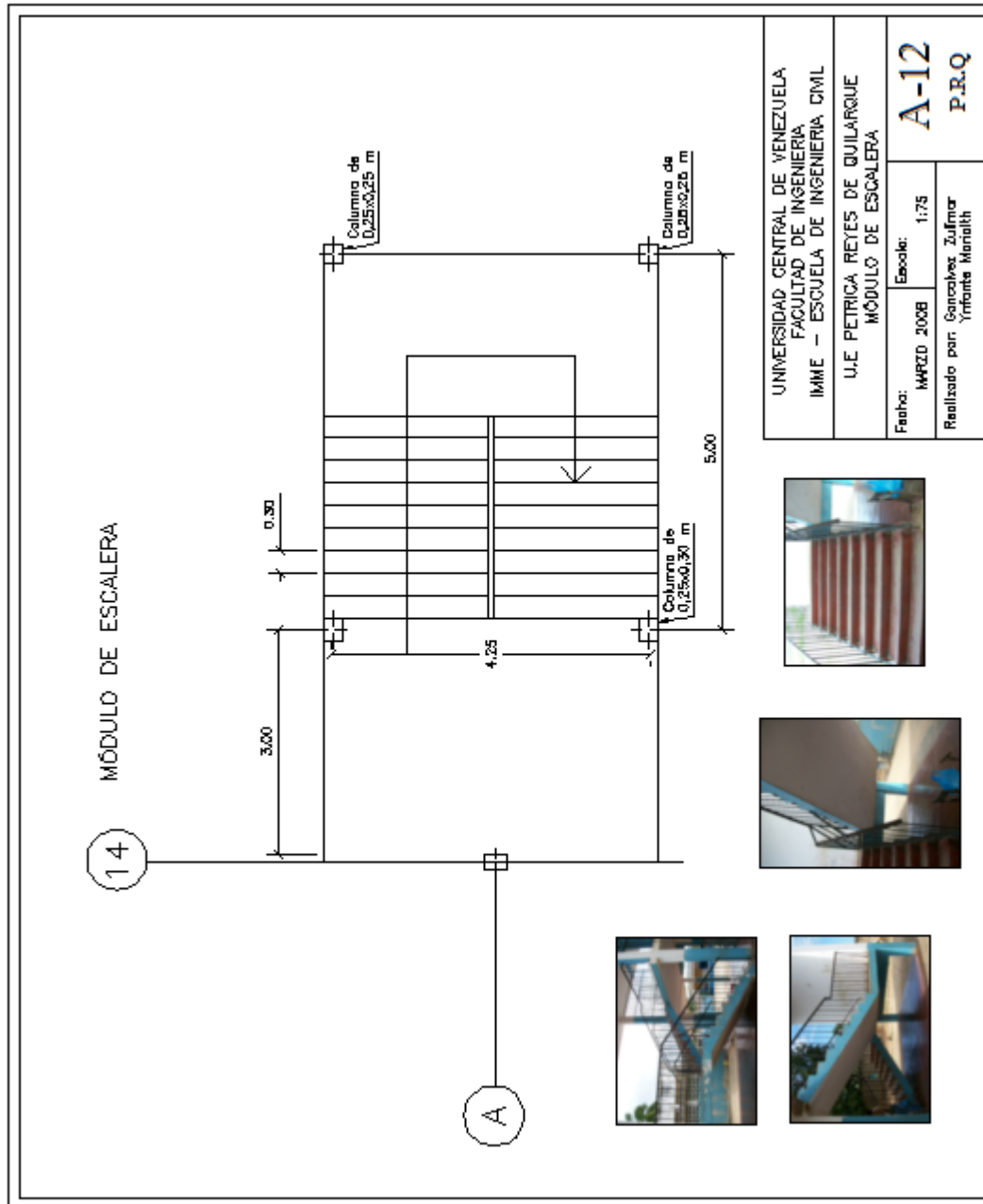


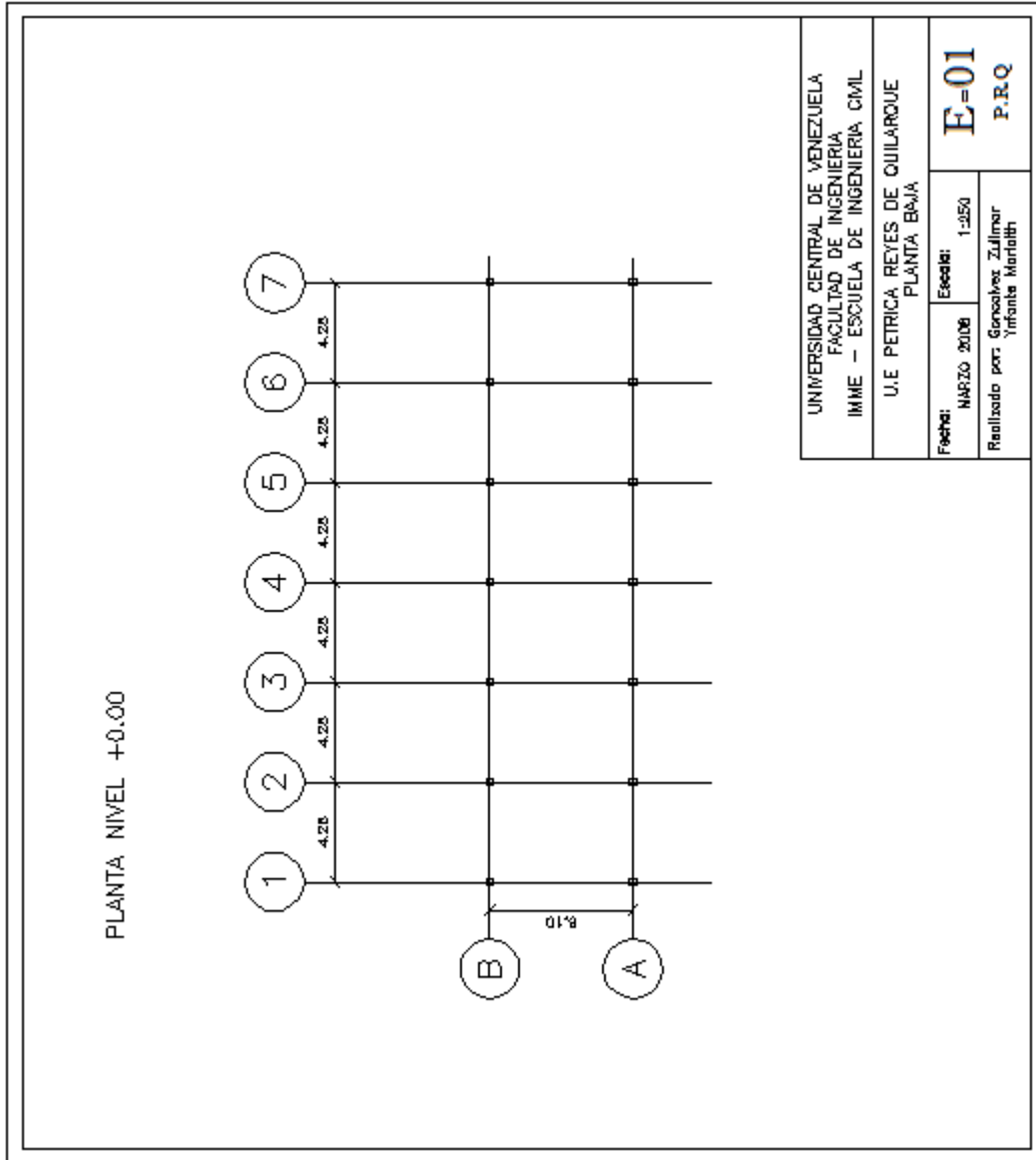


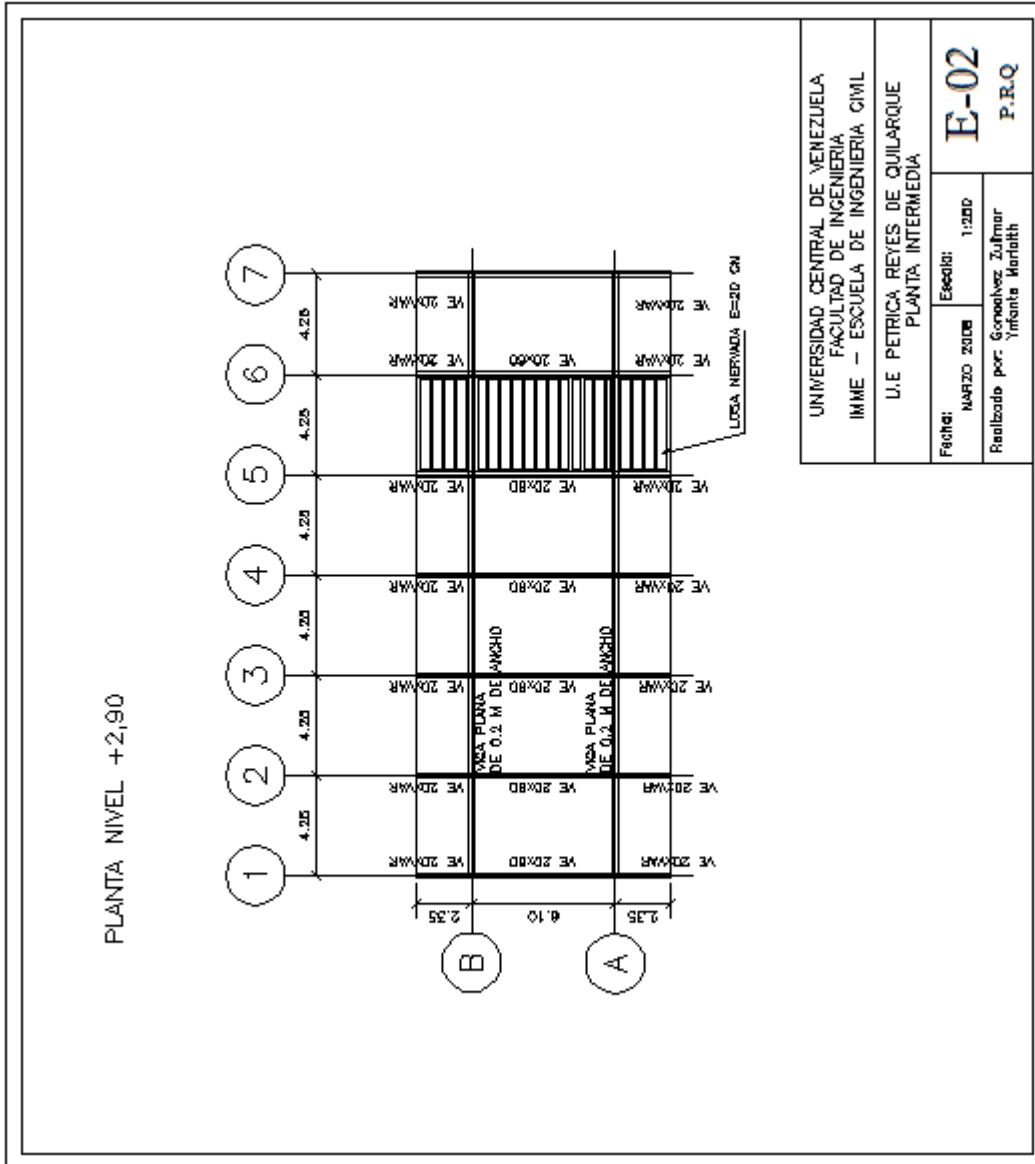


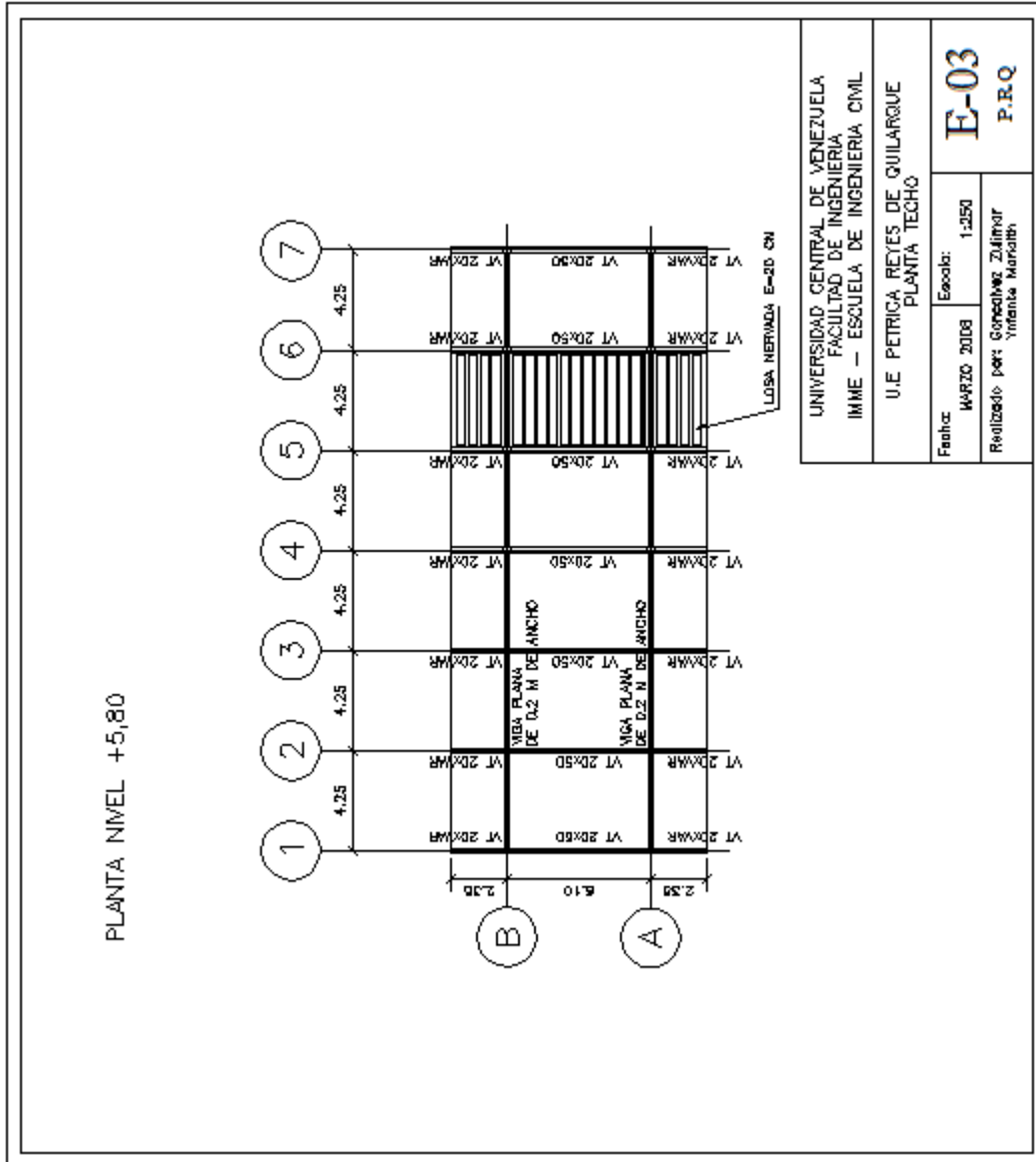


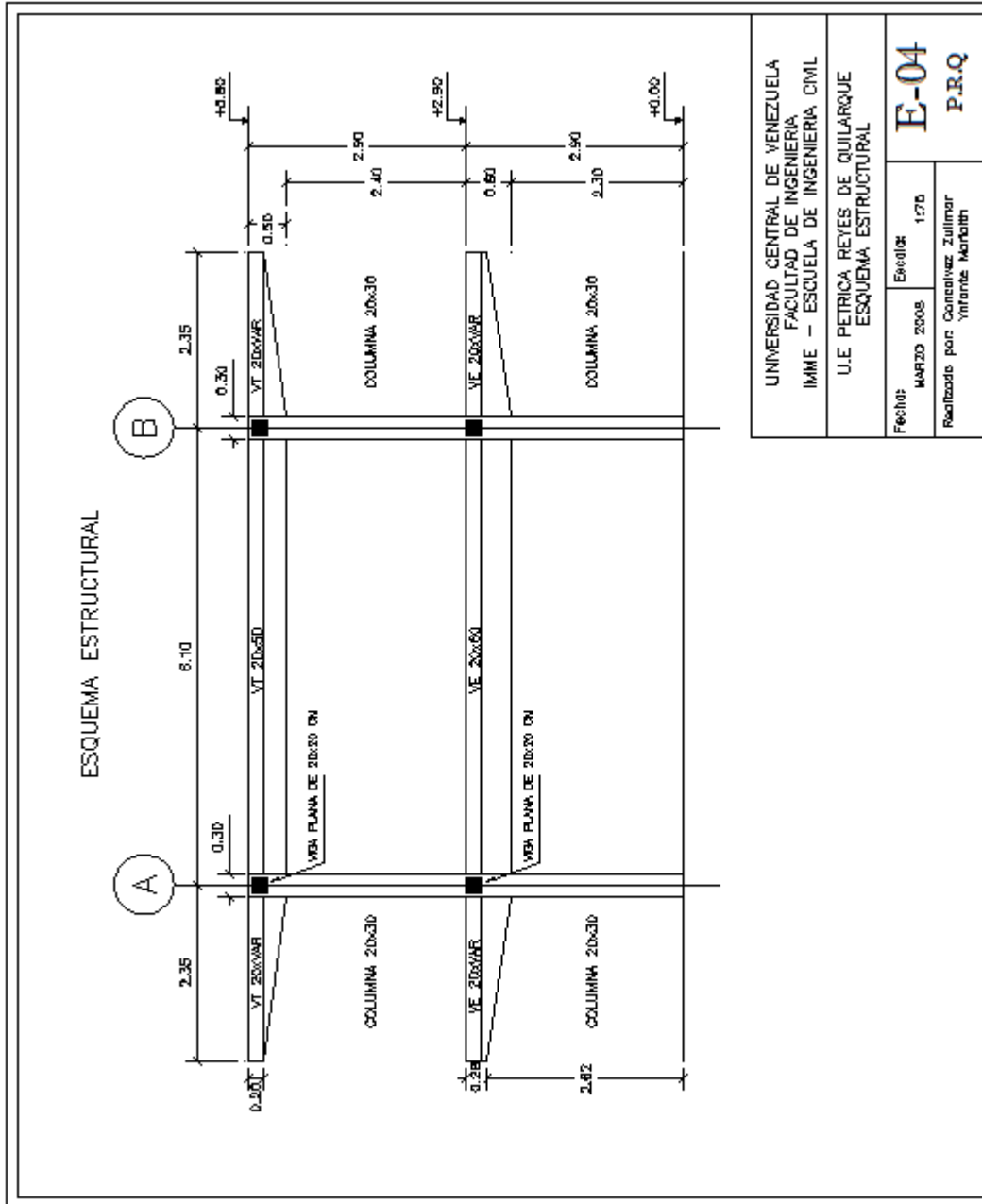












CAPÍTULO VI

ANÁLISIS SÍSMICO

Como se ha señalado con anterioridad, dos (2) de las edificaciones escolares (J.A.R.A. y M.M.U.), presentan dos (2) módulos alineados unidos por una junta de construcción, mientras que la tercera edificación (P.R.Q.) consta de un módulo. No obstante, para el análisis a realizar se tomará como referencia un módulo de la estructura, debido a que son idénticos e independientes el uno del otro.

VI.1 Selección del Nivel de Diseño

La determinación del Nivel de Diseño viene dado por un conjunto de requisitos normativos asociados a un determinado Factor de Respuesta, que se aplica en el Diseño de Miembros pertenecientes al Sistema Resistente a Sismos, tipificados en la Norma COVENIN 1756-98 (Rev.2001) “Edificaciones Sismorresistentes” [3]. Para las edificaciones escolares: J.A.R.A., M.M.U. y P.R.Q, objetos de estudio del presente Trabajo de Grado, se seleccionó el Nivel de Diseño 1 (ND1), que corresponde a sistemas estructurales portantes, dimensionados y detallados, en los cuales no se exigen que cumplan con la Norma COVENIN 1753-87 [1], específicamente en el Cap. 18 y en concordancia con lo establecido en la Norma COVENIN 1756-98 (Rev.2001) “Edificaciones Sismorresistentes” [3]. Tabla C-12.1: “Orientación para la Selección de los Niveles de Diseño Presentes” asignadas en función del año en que fue efectivamente construida. Estas edificaciones fueron construidas en el año 1958 por lo que se encuentran dentro del rango: Estructuras Aporticadas de Concreto Armado de más de 3 a 4 pisos, años comprendidos entre 1955 y 1967.

Cabe destacar, que los Niveles de Diseño 2 y 3 (ND2 y ND3 respectivamente) no se consideraron en el estudio de las instituciones J.A.R.A., M.M.U. y P.R.Q., debido a que en el Trabajo de Grado “Evaluación del Riesgo Sísmico en Escuelas Tipo Antiguo I,

especialmente la U. E. Luís Alejandro Alvarado, ubicada en Cagua, Estado Aragua” [5], se demostró que no cumple con las prescripciones establecidas en el Cap. 18 de la Norma COVENIN 1753-87 [1], las cuales coinciden tanto por su geometría idéntica como por la época de construcción.

VI.2 Selección del Factor de Reducción de Respuesta “R”

El Factor de Reducción de Respuesta R, divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el Espectro de Diseño.

El Cap. N° 12, art. 12.3.1 de la Norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001). “Edificaciones Sismorresistentes” [3], contempla que cuando no se satisfagan los requisitos normativos de incidencia sismorresistente, contenidas en las normas vigentes e incluidas en las Tabla N° 12.1, se utilizará el valor de $R=1$, en consecuencia, los modelos matemáticos se analizarán partiendo de un Factor de Reducción $R=1$.

VI.3 Análisis de Carga

En el análisis de carga a realizar de las edificaciones en estudio, se consideraran para cargas permanentes, los valores contemplados en la Tabla N° 4.3: “Pesos Unitarios Probables de Materiales de Construcción” y para las cargas variables se tomaron los valores de la Tabla N° 5.1: “Mínimas Cargas Distribuidas Variables sobre Entrepisos Kgf/m^2 ”. Ambos contemplados en la Norma COVENIN MINDUR (Provisional) 2002-88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones” [2]. Se utilizó además, como peso específico del concreto un valor de 2300 Kgf/m^3 , extraído del Trabajo Especial de Grado “Estudio de la Sensibilidad de las Causas que Provocaron el Colapso de la Escuela Valentín Valiente en el Sismo de Cariaco del 9 de Julio de 1997”. [6]

A continuación se detallaran las cargas permanentes y variables del modelo tomado como referencia las siguientes Tablas VI.3.1, VI.3.2, VI.3.3 y VI.3.4

Carga Permanente

ELEMENTO	J.A.R.A.	M.M.U.	P.R.Q.	UNIDADES
Losa nervada de espesor de 20 cm	270	270	270	kgf/m ²
Friso por debajo losa de espesor de 2cm	43	43	43	kgf/m ²
Acabado de granito de 5 cm de espesor	100	-	-	kgf/m ²
Acabado de cemento pulido con 5 cm de espesor	-	108	108	kgf/m ²
Σq	413	421	421	kgf/m²

Tabla VI.3.1 Nivel Entrepiso

Fuente: Elaboración propia

ELEMENTO	J.A.R.A.	M.M.U.	P.R.Q.	UNIDADES
Losa nervada de espesor de 20 cm	270	270	270	kgf/m ²
Friso por debajo losa de espesor de 2cm	43	43	43	kgf/m ²
Mortero para pendiente de 3 cm	65	65	65	kgf/m ²
2 capas de manto asfaltico de 4 cm de espesor	10	10	10	kgf/m ²
Σq	388	388	388	kgf/m²

Tabla VI.3.2 Nivel Techo

Fuente: Elaboración propia

ELEMENTO	PESO	UNIDADES
Bloques de concreto de 15 cm de espesor y friso en ambas caras	270	kgf/m ²
Bloques de concreto para ventilación	150	kgf/m ²

Tabla VI.3.3Otras Cargas

Fuente: Elaboración propia

Carga Variable

ÁREAS	PESO	UNIDADES
Aulas de clase	300	kgf/m ²
Pasillos	400	kgf/m ²
Escaleras	500	kgf/m ²

Tabla VI.3.4 Carga Variable
Fuente: Elaboración propia

VI.4 Centro de Masa

Una vez determinadas las cargas permanentes y variables a utilizar para el análisis de la estructura, se procedió a calcular el centro de masa para los dos (2) niveles de cada edificación considerando por separado las áreas de aulas y pasillo en el Nivel Entrepiso (NE), debido a que la carga variable es diferente en los dos (2) ambientes, añadiéndole además el cincuenta por ciento (50 %) de la carga correspondiente a cada área, mientras que para el Nivel Techo no se consideró esta carga por ser un techo sin acceso, ya que el porcentaje (%) de las acciones variables que establece la Norma COVENIN 2002 [2] es cero (0) %.

En la Tabla VI.4.1, se observa en forma resumida los valores necesarios para el cálculo del Centro de Masa (CM), donde se calculó el Peso Total (W) de la edificación por encima del Nivel Base de los elementos, la Carga permanente (CP) de columnas, vigas, losas, paredes, banquito y el peso de la Carga Variable (CV), considerando el porcentaje (%) de acciones variables en cada nivel. Además, se muestran las coordenadas por áreas del Centro de Masa (CM) y los Momentos obtenidos de multiplicar el Peso Total (W) de la edificación por sus respectivas coordenadas. Finalmente, se obtienen los C.M. de cada nivel dividiendo la sumatoria de los momentos obtenidos en cada coordenada entre la sumatoria del Peso Total (W).

Edificaciones	Niveles	Cargas	Áreas	Peso Wi (kgf)	C.G		Momentos (kg-m)		C.G Por nivel	
					Xi (m)	Yi (m)	Wi*Xi	Wi*Yi	X (m)	Y (m)
J.A.R.A.	N.E.	Cp	Aulas	151116	12.66	5.74	1913128.56	867405.84		
			Pasillos	22235	12.75	1.10	283496.25	24458.50		
		Cv	Aulas	32895	12.75	6.50	419411.25	213817.50		
			Pasillos	11220	12.75	1.10	143055.00	12342.00		
		Σ		217466	50.91	14.44	2759091.06	1118023.84		
									12.69	5.14
	N.T.	Cp		136010	12.64	5.59	1719166.40	760295.90		
								12.64	5.59	
M.M.U.	N.E.	Cp	Aulas	152730	12.72	6.34	1942725.60	968308.20		
			Pasillos	22663	12.75	1.10	288953.25	24929.30		
		Cv	Aulas	32895	12.75	6.50	419411.25	213817.50		
			Pasillos	11220	12.75	1.10	143055.00	12342.00		
		Σ		219508	50.97	15.04	2794145.10	1219397.00		
									12.73	5.56
	N.T.	Cp		136825	12.70	5.58	1737677.50	763483.50		
								12.64	5.59	
P.R.Q.	N.E.	Cp	Aulas	151294	12.63	6.38	1910843.22	965255.72		
			Pasillos	22663	12.75	1.10	288953.25	24929.30		
		Cv	Aulas	32895	12.75	6.50	419411.25	213817.50		
			Pasillos	11220	12.75	1.10	143055.00	12342.00		
		Σ		218072	50.88	15.08	2762262.72	1216344.52		
									12.67	5.58
	N.T.	Cp		138106	12.64	5.59	1745659.84	772012.54		
								12.70	5.58	

Tabla VI.4 .1 Centro de Masa
Fuente: Elaboración propia

A continuación se muestra en la Tabla VI.4.2, el Peso Total (W) de la edificación por encima del Nivel Base de la estructura por nivel extraído de la tabla anterior, la Masa Traslacional (M) que se obtiene al dividir el Peso Total (W) entre la Gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$) y la Masa Rotacional (J) que se calcula usando la ecuación simplificada de $J = \frac{m}{12} (bx^2 + by^2)$, siendo bx y by las dimensiones en planta del módulo en estudio.

	Nivel	Peso Total “W” (Kgf)	Masa traslacional “M” (m*Kgf)*s ² /m)	Masa rotacional “J”
J.A.R.A.	N.E.	217466.00	22167.79	1416687.91
	N.T.	136010.00	13864.42	886040.68
M.M.U.	N.E.	219508.00	22375.94	1429990.57
	N.T.	136825.00	13947.50	891350.02
P.R.Q.	N.E.	218072.00	22229.56	1420635.71
	N.T.	138106.00	14078.08	899695.13

Tabla VI.4.2 Pesos y Masas de las 3 Edificaciones Escolares Tipo Antiguo I
Fuente: Elaboración propia

VI.5 Cargas sobre Vigas

Para calcular las cargas que actúan sobre vigas, se utilizó el Método del Área Tributaria, asignándole a las vigas altas, el peso de losa por unidad de área establecida en las Tablas, VI. 3.1, VI.3.2 y VI.3.4. Al utilizar este método, se obtiene la carga por unidad lineal, que resulta de multiplicar el peso por el ancho tributario de las vigas.

En cuanto a las vigas altas y planas que presentaron paredes sobre ellas, se consideró un peso por unidad de área de 270 Kg/m^2 que multiplicado por la altura de las paredes se obtuvo igualmente la carga por unidad lineal.

VI.6 Espectro de Diseño

El Espectro de Diseño, está asociado a sismo de diseño, incorporando el Factor de Reducción de Respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos.

Para el análisis del Espectro de Diseño, es pertinente la aplicación de la Norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001). “Edificaciones Sismorresistentes” [3], en sus Cap. N° 4, 5, 6 y 7 que se detallan a continuación:

- Cap. N° 4: Especifica el Coeficiente de Aceleración Horizontal (A_0) y la Zonificación Sísmica, de acuerdo a lo establecido en las Tablas 4.1 “Valores de A_0 ” y 4.2 “Zonificación Sísmica”. Las edificaciones escolares en estudio: J.A.R.A., M.M.U. y P.R.Q., se encuentran ubicadas en el Municipio Bermúdez de la población de Carúpano, Edo. Sucre y le corresponde un Coeficiente de Aceleración Horizontal (A_0) de 0,40 para la Zona N° 7, considerada como de peligro sísmico elevado.
- Cap. N° 5: Relativo a las Formas Espectrales Tipificadas de los Terrenos de Fundación, en donde se consideran cuatro (4) formas espectrales tipificadas: S_1 , S_2 , S_3 y S_4 y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal: Y , que dependen de las características del perfil geotécnico del terreno de fundación. Por su inexistencia, se tomó una forma espectral intermedia: S_2 , con un factor de corrección $\phi = 0,90$.
- Cap. N° 6: Indica la clasificación de las edificaciones según su uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural. Las edificaciones escolares están incluidas dentro del Grupo A: Clasificación según el uso, art. 6.1. De acuerdo a la clasificación en el apartado 6.1.3. Factores de importancia, se toma como factor de importancia α : 1,30.
- Cap. N° 7: Establece el Coeficiente Sísmico y Espectros de Diseño, art. 7.2, Espectro de Diseño, detalla las ordenadas A_d de los espectros de diseño y se definen en función de su periodo T , de acuerdo a:

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

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad Ad = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R}$$

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

Donde:

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

α : Factor de importancia.

Ao: Coeficiente de aceleración horizontal.

φ : Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

β : Factor de magnificación promedio.

To: 0,40 T* Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (seg).

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

T⁺ ≥ To: Periodo 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.

Los valores de forma espectral al escoger el S₂ son:

$$T^* \text{ (seg)} = 0,7$$

$$\beta = 2,6$$

$$p = 1,0$$

Estos valores fueron tomados de la Tabla N° 7.1 “Valores de T^* , β , p ”. Establecidos en la Norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001). “Edificaciones Sismorresistentes” [3].

Del análisis anterior, tomando como base las ecuaciones indicadas en el Cap. N° 7, art. 7.2, se elaboró el Espectro de Diseño para el Factor de Reducción de Respuesta $R=1$

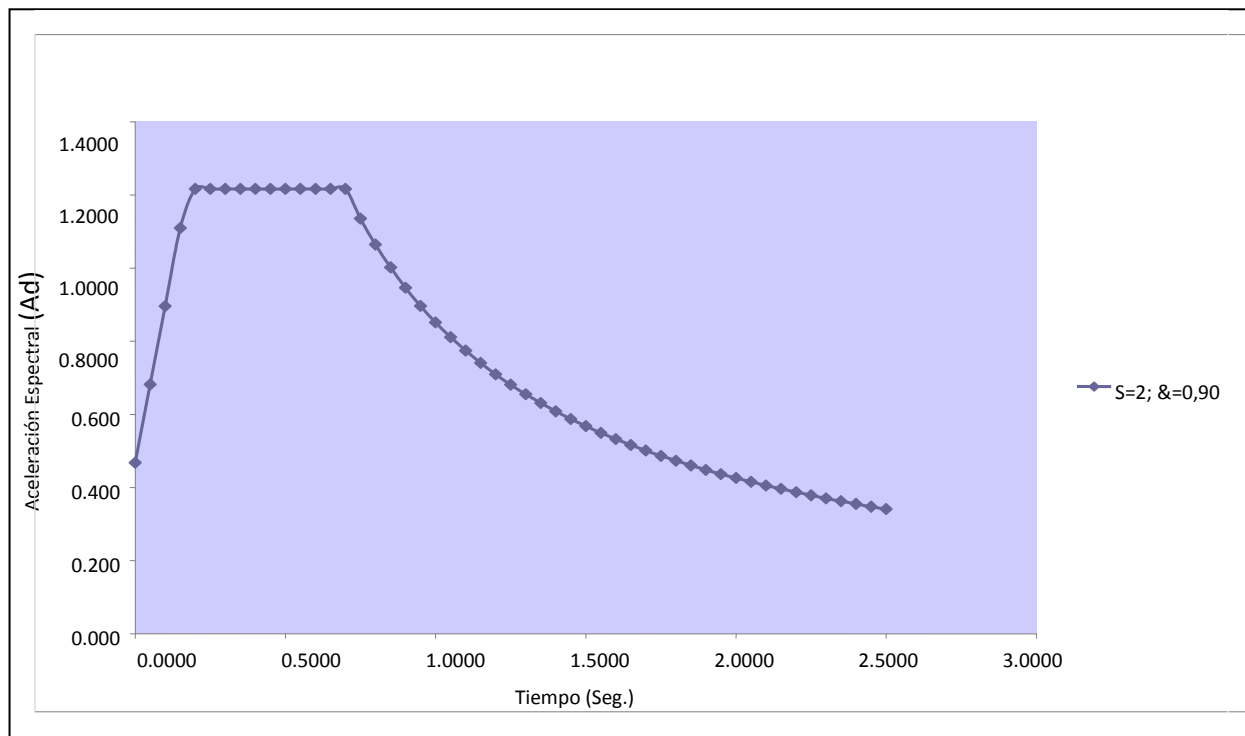


Gráfico VI.6.1 Espectro de Diseño $R=1$
Fuente: Elaboración propia

VI.7 Diagrama de Interacción

A fin de obtener el Diagrama de Interacción real de las columnas que conforman la estructura, se debe analizar la capacidad a flexión y la capacidad a corte, de cada una de ellas.

En el Diagrama de Interacción del gráfico N° VI.7.1, muestra M_x y M_y , donde M_x representa el momento obtenido alrededor del eje “x” en dirección “y”, mientras que M_y representa el momento obtenido alrededor del eje ”y” en la dirección “x” y cuatro (4) curvas de cortes, con el siguiente resultado:

- Dos (2) presentan una altura útil de columna de 2,30 m en las direcciones “x”, “y” a una separación de ligadura de 0.15m.
- Dos (2) presentan una altura útil de columna de 0,35 m en ambas direcciones a una separación de ligadura de 0.15m, produciendo un efecto de columna corta en la estructura.

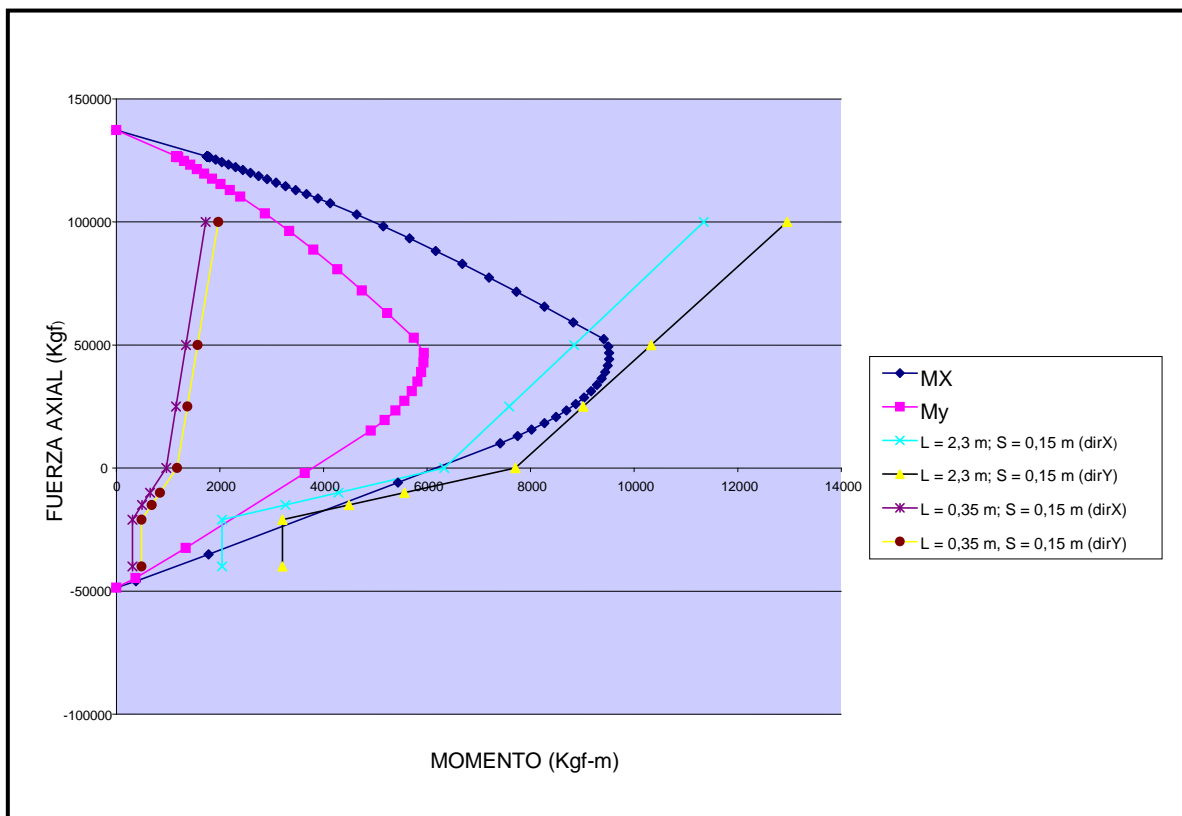


Gráfico VI.7.1 Diagrama de Interacción y Corte
Fuente: Elaboración propia

VI.8 Combinaciones de Cargas

VI.8.1 Estado de Agotamiento

Para obtener la Demanda de la edificación en estudio, se considerarán las combinaciones de las cargas contempladas en la Norma COVENIN 1753-87 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones” [1]. Cap. N° 9” Análisis y Diseño”, art.: 9.2. Parágrafo:

9.2.1: La Resistencia Requerida “U” para resistir la carga permanente CP y la variable CV será por lo menos igual a $U = 1,4 CP + 1,7 CV$

9.2.2: Cuando se toma en cuenta en el diseño la acción del sismo “S” se utilizaran las siguientes combinaciones para determinar la máxima resistencia requerida “U”.

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

$$U = 0,9 CP \pm 1,0 S$$

Es importante resaltar, que en el Trabajo Especial de Grado “Evaluación del Riesgo Sísmico en Escuelas Tipo Antiguo I, especialmente la U.E Luís Alejandro Alvarado, ubicada en Cagua, Estado Aragua” [5], se usó para la combinación de efectos de la estructura el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones correspondientes a cada dirección del sismo, mientras que para este Trabajo Especial de Grado, se tomó el valor absoluto de las solicitaciones debidas a sismo en una dirección más el 0.30 del Valor Absoluto de las solicitaciones debidas a sismo en la dirección ortogonal y viceversa. Además, se añadió el efecto de Torsión Adicional especificado en el art. 9.6.2. de la Norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001) “Edificaciones Sismorresistentes” [3], en el cual se le calculará para cada nivel el momento torsor en dirección “x”, “y”, obteniendo así

los torques de nivel en cada dirección para luego ser aplicados al centro de masa de la edificación.

En las combinaciones de cargas a utilizar, se considerará “S” como la suma del efecto de las componentes sísmicas horizontales más los efectos alternantes de la componente sísmica vertical, que viene dada por:

$$S = S_H \pm (0,2 \cdot \alpha \cdot \varphi \cdot B \cdot A_o) CP$$

Con los criterios antes mencionados y tomando como referencia las treinta y tres (33) combinaciones de cargas planteadas en el Trabajo de Maestría “Evaluación de los Métodos de Análisis Estático no Lineal para Determinar el Desempeño Sísmico en Estructuras Aperticadas de Concreto Armado” [4], se obtiene lo siguiente:

- 1) 1,4 CP+ 1,7 CV
- 2) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) + S_x + 0,30 S_y + (T_x+ 0,3 T_y) + S_z
- 3) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) + S_x + 0,30 S_y - (T_x+ 0,3 T_y) + S_z
- 4) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) + S_x - 0,30 S_y + (T_x+ 0,3 T_y) + S_z
- 5) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) + S_x - 0,30 S_y - (T_x+ 0,3 T_y) + S_z
- 6) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) - S_x + 0,30 S_y + (T_x+ 0,3 T_y) + S_z
- 7) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) - S_x + 0,30 S_y - (T_x+ 0,3 T_y) + S_z
- 8) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) - S_x - 0,30 S_y + (T_x+ 0,3 T_y) + S_z
- 9) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) - S_x - 0,30 S_y - (T_x+ 0,3 T_y) + S_z
- 10) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) + 0,30 S_x + S_y + (0,3 T_x+ T_y) + S_z
- 11) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) + 0,30 S_x + S_y - (0,30 T_x+ T_y) + S_z
- 12) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) + 0,30 S_x - S_y + (0,30 T_x+ T_y) + S_z
- 13) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) + 0,30 S_x - S_y - (0,30 T_x+ T_y) + S_z
- 14) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) - 0,30 S_x + S_y + (0,30 T_x+ T_y) + S_z
- 15) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) - 0,30 S_x + S_y - (0,30 T_x+ T_y) + S_z
- 16) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) - 0,30 S_x - S_y + (0,30 T_x+ T_y) + S_z
- 17) 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) - 0,30 S_x - S_y - (0,30 T_x+ T_y) + S_z

- 18) $0,9 CP + S_x + 0,30 S_y + (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 19) $0,9 CP + S_x + 0,30 S_y - (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 20) $0,9 CP + S_x - 0,30 S_y + (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 21) $0,9 CP + S_x - 0,30 S_y - (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 22) $0,9 CP - S_x + 0,30 S_y + (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 23) $0,9 CP - S_x + 0,30 S_y - (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 24) $0,9 CP - S_x - 0,30 S_y + (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 25) $0,9 CP - S_x - 0,30 S_y - (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 26) $0,9 CP + 0,30 S_x + S_y + (0,30 T_x + T_y) - S_z$
- 27) $0,9 CP + 0,30 S_x + S_y - (0,30 T_x + T_y) - S_z$
- 28) $0,9 CP + 0,30 S_x - S_y + (0,30 T_x + T_y) - S_z$
- 29) $0,9 CP + 0,30 S_x - S_y - (0,30 T_x + T_y) - S_z$
- 30) $0,9 CP - 0,30 S_x + S_y + (0,30 T_x + T_y) - S_z$
- 31) $0,9 CP - 0,30 S_x + S_y - (0,30 T_x + T_y) - S_z$
- 32) $0,9 CP - 0,30 S_x - S_y + (0,30 T_x + T_y) - S_z$
- 33) $0,9 CP - 0,30 S_x - S_y - (0,30 T_x + T_y) - S_z$

No se consideraron los casos que involucran $(T_x - 0,30 T_y)$, por cuanto el valor resultante va a estar siempre comprendido entre los casos $+(T_x + 0,30 T_y)$ y $-(T_x + 0,30 T_y)$. Igual razonamiento se realiza para los casos con $(0,30 T_x - T_y)$. El $S_z = \pm (0,2 \alpha \phi \beta A_0) CP$, únicamente afecta aumentándola o disminuyéndola, por lo tanto no es necesario incluir $\pm S_z$ en todos los casos. Es suficiente con agregar $(+ S_z)$ donde se tenga el mayor efecto de CP y agregar $(- S_z)$ donde se tenga la menor CP. [4].

VI.8.2 Estado de Servicio

Para el cálculo de la Capacidad se consideraron las combinaciones de cargas sin mayorar, obteniendo lo siguiente:

- 1) CP+ CV
- 2) $(CP + CV) + S_x + 0,30 S_y + (T_x + 0,3 T_y) + S_z$
- 3) $(CP + CV) + S_x + 0,30 S_y - (T_x + 0,3 T_y) + S_z$
- 4) $(CP + CV) + S_x - 0,30 S_y + (T_x + 0,3 T_y) + S_z$
- 5) $(CP + CV) + S_x - 0,30 S_y - (T_x + 0,3 T_y) + S_z$
- 6) $(CP + CV) - S_x + 0,30 S_y + (T_x + 0,3 T_y) + S_z$
- 7) $(CP + CV) - S_x + 0,30 S_y - (T_x + 0,3 T_y) + S_z$
- 8) $(CP + CV) - S_x - 0,30 S_y + (T_x + 0,3 T_y) + S_z$
- 9) $(CP + CV) - S_x - 0,30 S_y - (T_x + 0,3 T_y) + S_z$
- 10) $(CP + CV) + 0,30 S_x + S_y + (0,3 T_x + T_y) + S_z$
- 11) $(CP + CV) + 0,30 S_x + S_y - (0,30 T_x + T_y) + S_z$
- 12) $(CP + CV) + 0,30 S_x - S_y + (0,30 T_x + T_y) + S_z$
- 13) $(CP + CV) + 0,30 S_x - S_y - (0,30 T_x + T_y) + S_z$
- 14) $(CP + CV) - 0,30 S_x + S_y + (0,30 T_x + T_y) + S_z$
- 15) $(CP + CV) - 0,30 S_x + S_y - (0,30 T_x + T_y) + S_z$
- 16) $(CP + CV) - 0,30 S_x - S_y + (0,30 T_x + T_y) + S_z$
- 17) $(CP + CV) - 0,30 S_x - S_y - (0,30 T_x + T_y) + S_z$
- 18) $CP + S_x + 0,30 S_y + (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 19) $CP + S_x + 0,30 S_y - (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 20) $CP + S_x - 0,30 S_y + (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 21) $CP + S_x - 0,30 S_y - (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 22) $CP - S_x + 0,30 S_y + (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 23) $CP - S_x + 0,30 S_y - (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 24) $CP - S_x - 0,30 S_y + (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 25) $CP - S_x - 0,30 S_y - (T_x + 0,3 T_y) - S_z$
- 26) $CP + 0,30 S_x + S_y + (0,30 T_x + T_y) - S_z$
- 27) $CP + 0,30 S_x + S_y - (0,30 T_x + T_y) - S_z$
- 28) $CP + 0,30 S_x - S_y + (0,30 T_x + T_y) - S_z$
- 29) $CP + 0,30 S_x - S_y - (0,30 T_x + T_y) - S_z$
- 30) $CP - 0,30 S_x + S_y + (0,30 T_x + T_y) - S_z$

$$31) CP - 0,30 S_x + S_y - (0,30 T_x + T_y) - S_z$$

$$32) CP - 0,30 S_x - S_y + (0,30 T_x + T_y) - S_z$$

$$33) CP - 0,30 S_x - S_y - (0,30 T_x + T_y) - S_z$$

VI.9 Modelos

Una vez calculados los Valores de Peso, Masa Traslacional y Rotacional, los Centros de Masa por Nivel, las Cargas sobre Vigas y el Espectro de Diseño se procedió a introducir esos datos en el Programa Computacional SAP 2000, con el objetivo de desarrollar los modelos matemáticos. De igual manera, se definieron las propiedades de los materiales que conforman la estructura introduciendo los siguientes valores:

$$F_{yL} = 2400 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$F_{yT} = 2800 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2300 \text{ Kgf/m}^3$$

$$f_c' = 180 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$r_c = 2,5 \text{ cm}$$

$$\text{Módulo de elasticidad (E}_c) = 15100\sqrt{f_c'}$$

En este apartado, se analizarán tres (3) modelos matemáticos considerando uno de los módulos de la escuela J.A.R.A., ya que esta edificación fue la que presentó bancos de concreto en todas sus aulas y mayor deterioro en su estructura. No obstante, para el primer modelo se consideraron las tres (3) escuelas y se compararon sus periodos.

VI.9.1 Modelo 1

Se refiere al caso en donde las columnas y vigas de la estructura resisten las sollicitaciones producidas por el sismo. Para este Modelo se tomó la inercia gruesa de las vigas y columnas que conforman la estructura, aplicándolo a las tres (3) edificaciones

(J.A.R.A., M.M.U. y P.R.Q.), estableciendo así una comparación en lo que se refiere a los periodos de las estructuras.

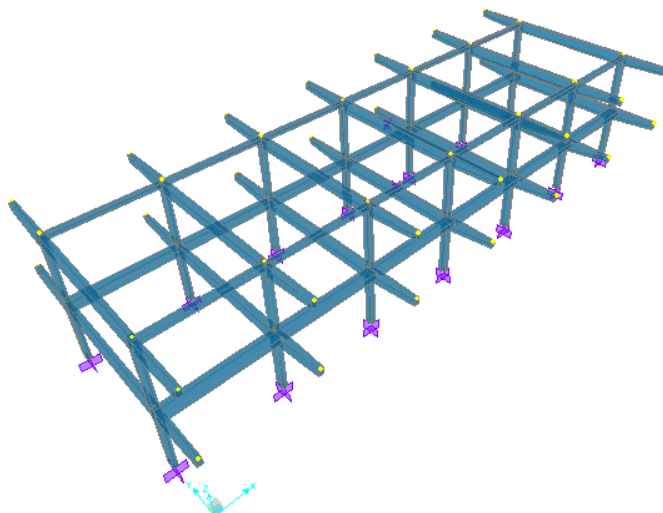


Fig. VI.9.1.1 Vista en 3D de la Edificación en el Modelo 1 (M1)
Fuente: Elaboración propia

VI.9.2 Modelo 2

En este Modelo las columnas y vigas de la edificación resisten en su totalidad las solicitaciones producidas por el sismo, igual que en el Modelo 1. Se trabajó en uno de los módulos de la edificación (J.A.R.A.) a diferencia del Modelo 1, tomando la inercia reducida y asignándole a las vigas un cuarenta por ciento de Inercia Gruesa (40 % I_g) y un sesenta por ciento de la Inercia Gruesa (60 % I_g) para las columnas [12].

VI.9.3 Modelo 3

Este Modelo contempla dos (2) sub-modelos, partiendo del modelo de inercia reducida:

VI.9.31 Modelo 3.a.- Considera las paredes que se encuentran adosadas y

enmarcadas en los pórticos de la estructura. Para este modelo se utilizó un módulo de elasticidad para la mampostería de 20000 Kg/cm^2

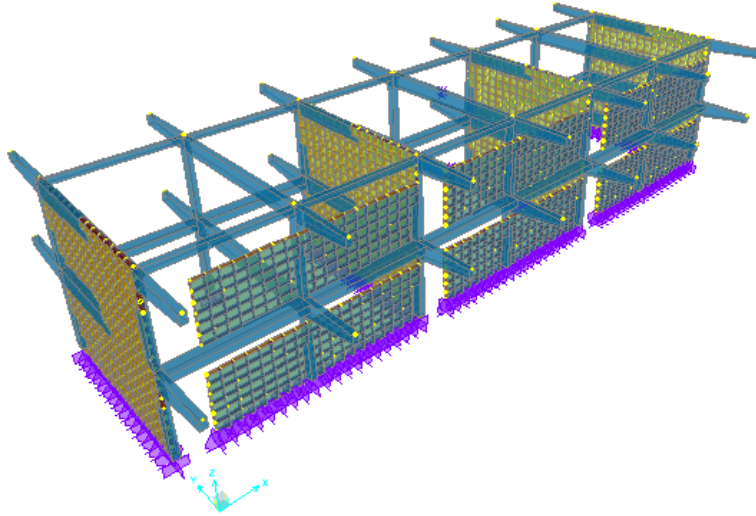


Fig. VI.9.2.1 Vista en 3D de la Edificación en el Modelo 3 (M3.a)
Fuente: Elaboración propia

VI.9.3.2 Modelo 3.b.- Además de considerar las paredes, se le agregó el módulo de la escalera.

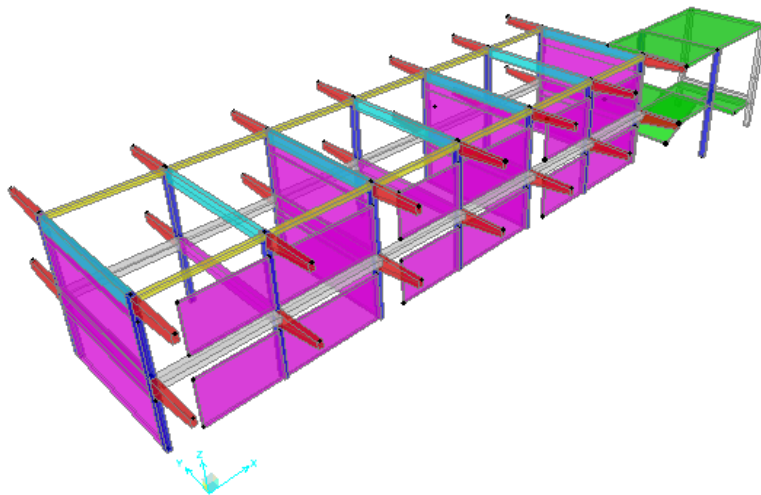


Fig. VI.9.3.1 Vista en 3D de la Edificación en el Modelo 3 (M3.b.)
Fuente: Elaboración propia

Con estos dos (2) Modelos, se pretende hacer una comparación entre los periodos de la edificación, pero finalmente se hará el análisis detallado del Modelo 3.b. al incluir el modulo de la escalera

En la Tabla VI.9.1.1 se observa que J.A.R.A, M.M.U. y P.R.Q. presentan periodos muy similares por lo tanto y lo antes expuesto, se hará el estudio de J.A.R.A. para los modelos restantes.

MODELO 1			
MODOS	J.A.R.A.	M.M.U.	P.R.Q.
1	0.828442	0.831431	0.833503
2	0.530923	0.532682	0.533909
3	0.484016	0.485331	0.486230
4	0.34308	0.345022	0.344654
5	0.208692	0.209516	0.209451

Tabla VI.9.1.1 Períodos de las Edificaciones Escolares
Fuente: Elaboración propia

En la Tabla VI.9.1.2 se muestran los periodos de las edificaciones para cuatro (4) modelos matemáticos y se observa que a diferencia del Modelo 1, en el Modelo 2 se incrementan los periodos, debido a la reducción de la inercia en las vigas y columnas, ya que esto hace que la estructura sea más flexible. En el Modelo 3.a se observa que los periodos disminuyeron debido a la inclusión de las paredes lo cual le aporta rigidez a la estructura. En el Modelo 3.b existe poca variación con respecto al Modelo 3.a al incluir el modulo de la escalera.

PERÍODOS (J.A.R.A.)				
MODOS	M1	M 2	M 3.a	M 3.b
1	0,828442	1.148906	0.315442	0.331435
2	0,530923	0.722029	0.15445	0.161759
3	0,484016	0.654852	0.137715	0.149852
4	0,34308	0.462152	0.111492	0.116416
5	0,208692	0.276636	0.055138	0.060523

Tabla VI.9.1.2 Períodos de Modelos Matemáticos
Fuente: Elaboración propia

Con respecto al Factor de Masa Participativa para cada uno de los modelos matemáticos se puede observar en la Tabla VI.9.1.3 que para el Modelo 1 se alcanza un valor del 92%, de participación de masa en el modo 2, en la dirección “y”, de igual manera para el Modelo 2 la participación de masa se alcanza en el modo 2 y en la dirección “y” pero con valor de 90.90% y para el Modelo 3 el Factor de Masa Participativa es de 98.70% en la dirección “x” para el modo 2. Es importante destacar que independientemente del modelo, para el modo 4 ya se alcanza más del 90% de la Masa Participativa.

MODELOS MATEMÁTICOS												
MODOS	M 1		M 2		M 3.b		M 1		M 2		M 3.b	
	%X	%Y	%X	%Y	%X	%Y	∑%X	∑%Y	∑%X	∑%Y	∑%X	∑%Y
1	88.40	0.00	86.20	0.00	78.30	0.08	88.40	0.00	86.20	0.00	78.30	0.08
2	0.00	92.00	0.00	90.90	20.40	0.80	88.40	92.00	86.20	90.90	98.70	0.88
3	0.06	0.29	0.07	0.27	0.88	82.70	88.50	92.30	86.30	91.10	99.60	83.60
4	11.50	0.00	13.70	0.00	0.40	9.80	100.00	92.30	100.00	91.10	100.00	93.30
5	0.00	7.60	0.00	8.80	0.00	5.80	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	99.20

Tabla VI.9.1.3 Masa Participativa para los tres (3) modelos
Fuente: Elaboración propia

VI.10 Verificación del Coeficiente Sísmico (V_o/W) y Cortante Basal (V_o)

De acuerdo a lo establecido en el art. 7.1 del Cáp. 7 de la Norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001) “Edificaciones Sismorresistentes” [3]:

El coeficiente sísmico definido como V_o/W no será menor que $(\alpha A_o) / R$, donde:

α = Factor de importancia.

A_0 = Coeficiente de la aceleración horizontal para cada zona.

R = Factor de reducción.

V_0 = Fuerza cortante a nivel de base, obtenida utilizando los procedimientos de análisis del Capítulo 9, incluidas las combinaciones establecidas en el Artículo 8.6.

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de base. Para la determinación del peso total W, a las acciones permanentes deberán sumarse los porcentajes de las acciones variables establecidas en la Norma COVENIN 2002 [2].

A continuación se presentará la tabla VI.10.1 donde se hará la verificación del Coeficiente Sísmico para los tres (3) Modelos, donde el “ V_0 ” es el Cortante Basal obtenido en cada modelo para las combinaciones presentadas en el punto VI.8.1 y “W” es el peso extraído de la Tabla VI.4.2.

	Dirección	Alfa* A_0 /R %	V_0 /Wtotal %	Alfa* A_0 /R> V_0 /Wtotal
Modelo 1	X	52	92	Cumple
	Y		113	
Modelo 2	X	52	66	Cumple
	Y		108	
Modelo 3	X	52	102	Cumple
	Y		105	

Tabla VI.10.1 Verificación del Coeficiente Sísmico
Fuente: Elaboración propia

Con respecto a la verificación de la Cortante Basal mínima se considera el art. 9.3.1 del Cap. 9 de la Norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001) “Edificaciones Sismorresistentes” [3] donde:

La fuerza cortante basal V_0 , en cada dirección de análisis, se determinará de acuerdo con la expresión:

$$V_0 = \mu A_d W$$

Donde:

A_d = Ordenada del espectro de diseño definida en el Artículo 7.2, para el período T dado en la Sección 9.3.2.

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de base.

μ = Mayor de los valores dados por:

$$\mu = 1.4 \left(\frac{N+9}{2N+12} \right)$$

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right)$$

Donde:

N = Número de niveles.

T = Período fundamental.

T^* = Período dado en la Tabla 7.1.

En lo sucesivo el valor $V_0 = \mu A_d W$ se denotará \bar{V}_0 para cada dirección “x” e “y”, este se debe comparar con el Cortante V_0 obtenido de la combinación modal para cada modelo y para ambas direcciones. Si el V_0 es menor \bar{V}_0 , los valores para el diseño deben multiplicarse por \bar{V}_0/V_0 , según lo establecido en el art. 9.6 de la Norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001) “Edificaciones Sismorresistentes” [3].

Para el caso de los tres (3) modelos se verificaron los valores de \bar{V}_0 y V_0 en las dos (2) direcciones (x e y) y se demostró que no cumplía con la condición $V_0 > \bar{V}_0$, por lo que se debe corregir el valor de la cortante en cada modelo. Tabla VI.10.2

	Dirección	Vo	-Vo	Vo>-Vo	-Vo/ Vo
Modelo 1	X	325782.54	412905.21	Corregir	1.27
	Y	398260.76			1.04
Modelo 2	X	234145.39	412905.21	Corregir	1.76
	Y	381781.24			1.08
Modelo 3	X	389220.85	412906.21	Corregir	1.06
	Y	371340.01			1.11

Tabla VI.10.2 Corrección del Cortante Basal

Fuente: Elaboración propia

Una vez corregidos los valores de la Cortante Basal en la dirección “x” e “y” para los tres (3) modelos se le asignó el efecto de torsión adicional en los CM de cada nivel de la estructura, obtenido de calcular el momento torsor por nivel y posteriormente los torques por nivel en cada dirección.

En las tabla VI.10.3 se presentaran los momentos torsores y los torques por cada nivel tanto en la dirección x e y para los tres (3) modelos

M1	Tx	Nivel	Vx	by	Mz	Torque
		Techo	235855.00	12.75	180429.08	180429.08
M1	Ty	Techo	220606.48	25.50	337527.91	337527.91
		Entrepiso	414093.75	25.50	633563.44	296035.52
M2	Tx	Nivel	Vx	by	Mz	Torque
		Techo	187671.02	12.75	143568.33	143568.33
M2	Ty	Entrepiso	245321.59	12.75	187671.02	44102.69
		Techo	224659.19	25.50	343728.56	343728.56
M3.b	Tx	Entrepiso	412136.93	25.50	630569.50	286840.94
		Techo	349981.35	12.75	267735.73	267735.73
M3.b	Ty	Entrepiso	617063.89	12.75	472053.88	204318.14
		Techo	26120.08	25.50	39963.72	39963.72
M3.b	Ty	Entrepiso	64162.72	25.50	98168.96	58205.24
		Techo	64162.72	25.50	98168.96	58205.24

Tabla VI.10.3 Momentos Torsores y Torques de Nivel

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS DE RESULTADO

En este capítulo, se presentaran en forma resumida y a través de tablas, los resultados obtenidos durante el análisis de los modelos matemáticos. Estos resultados se expresaran mediante del cálculo de valores limites, demanda y capacidad que posee la estructura en cada uno de los tres (3) modelos.

El cálculo de los valores limites se basó en la Norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001) “Edificaciones Sismorresistentes” [3], Cap.10, donde se establece que para el cálculo de los desplazamientos laterales totales de los valores límites se aplicará $\Delta_1: 0,8 R \cdot \Delta_{ei}$, sin embargo, al seleccionar el valor de reducción de respuesta $R= 1$, la fórmula se reduce a $\Delta_1= \Delta_{ei}$, donde Δ_{ei} es el desplazamiento lateral del nivel i para las fuerzas de diseño, luego se obtiene el valor de las derivas por nivel y se dividen entre la altura útil del Entrepiso para obtener finalmente los valores límites de la edificación, comprobando que no exceda el valor de doce por mil (12‰) contemplado en la Tabla 10.1 de la Norma COVENIN [3] por pertenecer al Grupo A de edificaciones.

Para obtener la Demanda (D) de la estructura se consideraron las treinta y tres (33) combinaciones de cargas mayoradas y se calculó la sumatoria del Cortante Basal de todas las columnas en las dos (2) direcciones “x” e “y”.

En cuanto a la Capacidad (C) de la estructura, se puede decir que se consideraron las treinta y tres (33) combinaciones de cargas sin mayorar (cargas de servicio) y se calcula tomando los valores de carga axial de las columnas, para luego evaluar en el Diagrama de Interacción y Corte correspondiente a la altura libre de la columna a fin de obtener el máximo momento posible y, por ende, el corte máximo de cada combinación.

Para obtener la relación Demanda/Capacidad (D/C) de cada uno de los modelos, se tomó el mayor valor de demanda en cada dirección y la capacidad fue tomada de las combinaciones, donde se produjo el máximo valor de demanda en cada dirección. El valor obtenido de este cociente se considerará el caso más desfavorable, ya que si es mayor a uno (1) la estructura no resiste las solicitaciones que pueda provocar el sismo de diseño.

VII.1 Modelo 1 (M1)

VII.1.1 Valores Límites

Para el cálculo de los Valores Límites se tomó el Centro de Masa (CM) y uno de los puntos más lejanos de la estructura con respecto a este. Para lograrlo se consideraron tres (3) valores límites en cada punto donde el primero (N.PB.–N.E.), corresponde al desplazamiento relativo entre el Nivel de Planta Baja (N.PB.) y Nivel de Entrepiso (N.E.), el segundo (N.E.–N.T.), entre el Nivel Entrepiso (N.E.) y el Nivel Techo (N.T.) y el último (N.PB. – N.T.), corresponde al Nivel Planta Baja (NPB) y Nivel Techo (NT).

En la Tabla VII.1.1.1 se muestran los Valores Límites en el Centro de Masa (CM) y en el punto A-7 (Columna A-7) de la edificación y se observa que estos valores superan el Valor Límite normativo de 12‰.

Valores límites	Modelo 1			
	CM		A - 7	
	Sx ‰	Sy ‰	Sx ‰	Sy ‰
N.PB. - N.E.	48.93	21.83	49.13	20.97
N.E. - N.T.	50.12	16.62	50.22	15.90
N.PB. - N.T.	49.52	19.23	49.68	18.43

Tabla VII.1.1.1 Valores Límites para el M 1.
Fuente: Elaboración propia.

VII.1.2 Demanda (D)

Considerando las treinta y tres (33) combinaciones de cargas mayoradas, se tomaron en la Tabla VII.1.2.1 sólo las combinaciones donde el Cortante es el máximo valor de la estructura para cada dirección “x” e “y”.

DEMANDA (MODELO 1)		
Combinación	V _x (Kgf)	V _y (Kgf)
2	414883.54	
10		417650.89

Tabla VII.1.2.1 Demanda de M1 en las combinaciones 2 y 10.
Fuente: Elaboración propia.

VII.1.3 Capacidad (C)

Como se mencionó anteriormente, para obtener la Capacidad de la estructura se obtienen las cargas axiales en la base de las columnas de la estructura y usando las treinta y tres (33) combinaciones de cargas sin mayorar, se introdujeron los valores en el Diagrama de Interacción y Corte, analizando las curvas M_x, M_y y las dos (2) curvas de corte con altura útil de 2.30 m para cada dirección, para así obtener finalmente el momento, el tipo de falla y, por ende, el valor de cortante para las combinaciones donde se obtuvo la mayor Demanda tanto en la dirección “x” como en la dirección “y”. Relacionado en la Tabla VII.1.3.1 y VIII.3.2

Combinación 2					
		Dirección X			
Columna	P	MY	Falla	L	Vx
A1	620.80	2000.00	Dúctil	2.30	1739.13
A2	-52224.41	5246.46	Dúctil	2.30	4562.14
A3	-55079.24	5246.46	Dúctil	2.30	4562.14
A4	-51994.07	5845.41	Dúctil	2.30	5082.97
A5	-51236.11	5246.26	Dúctil	2.30	4561.97
A6	-44480.22	5845.94	Dúctil	2.30	5083.43
A7	10177.98	3500.00	Dúctil	2.30	3043.48
B1	4923.90	3800.00	Dúctil	2.30	3304.35
B2	-41805.04	5845.94	Dúctil	2.30	5083.43
B3	-52228.33	5845.41	Dúctil	2.30	5082.97
B4	-51031.80	5845.41	Dúctil	2.30	5082.97
B5	-56577.26	5246.26	Dúctil	2.30	4561.97
B6	-50690.44	5845.41	Dúctil	2.30	5082.97
B7	-6554.19	5246.26	Dúctil	2.30	4561.97
					61395.84

Tabla VII.1.3.1 Cálculo de la Capacidad de la estructura para M1, tomando la Combinación 2.
Fuente: Elaboración propia.

Combinación 10					
		Dirección Y			
Columna	P	Mx	Falla	L	Vy
A1	-1568.03	4026.00	Dúctil	2.30	3500.87
A2	-35789.14	5936.00	Dúctil	2.30	5161.74
A3	-35451.34	5936.00	Dúctil	2.30	5161.74
A4	-31597.14	5936.00	Dúctil	2.30	5161.74
A5	-30612.71	5936.00	Dúctil	2.30	5161.74
A6	-25971.09	5936.00	Dúctil	2.30	5161.74
A7	10794.61	2261.00	Dúctil	2.30	1966.09
B1	10376.84	2261.00	Dúctil	2.30	1966.09
B2	-22679.57	5936.00	Dúctil	2.30	5161.74
B3	-31120.20	5936.00	Dúctil	2.30	5161.74
B4	-30634.87	5936.00	Dúctil	2.30	5161.74
B5	-37841.27	6368.00	Dúctil	2.30	5537.39
B6	-36359.06	5936.00	Dúctil	2.30	5161.74
B7	-7539.95	4026.00	Dúctil	2.30	3500.87
					62926.96

Tabla VII.1.3.2 Cálculo de la Capacidad de la estructura para M1, tomando la Combinación 10.
Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla VII.1.3.2 se muestran los valores del cortante en la dirección “x”, “y” de las cargas de servicios para las combinaciones en las cuales se obtuvo la mayor Demanda (D) en cada dirección.

CAPACIDAD (MODELO 1)		
Combinación	V _x (Kgf)	V _y (Kgf)
2	61395.84	
10		62926.96

Tabla VII.1.3.2 Capacidad de M1 en las combinaciones 2 y 10.
Fuente: Elaboración propia.

VII.1.4 Relación Demanda/Capacidad (D/C)

En cuanto a la relación Demanda/Capacidad (D/C) de este modelo, se observa en la Tabla VII.1.4.1 que el cociente obtenido de tomar la mayor Demanda con la Capacidad extraída de la combinación donde se obtuvo el máximo valor de demanda, es mayor a uno (1), por lo que la estructura no resiste las solicitaciones que pueden provocar un sismo establecido en la Norma COVENIN 1756-98 (Rev.2001) “Edificaciones Sismorresistentes” [3].

		DEMANDA	CAPACIDAD	DEMANDA / CAPACIDAD
Modelo 1	V _x (Kgf)	414883.54	61395.84	6.76
	V _y (Kgf)	417650.89	62926.96	6.64

Tabla VII.1.4.1 Relación Demanda/Capacidad de M1 en “x” e “y”.
Fuente: Elaboración propia.

VII.2 Modelo 2 (M2)

VII.2.1 Valores Límites

Usando la misma metodología que en el Modelo 1 (M1) se presentará a continuación la Tabla VII.2.1.1 donde se muestran los Valores Límites en el Centro de Masa (CM) y en el punto A-7 de la edificación, donde se observa que estos valores superan el valor límite normativo (12%).

Valores límites	Modelo 2			
	CM		A - 7	
	Sx ‰	Sy ‰	Sx ‰	Sy ‰
N.PB. - N.E.	88.75	39.16	89.31	37.65
N.E. - N.T.	103.15	33.06	103.53	31.68
N.PB. - N.T.	95.95	36.02	89.31	34.67

Tabla VII.2.1.1 Valores Límites para M 2.

Fuente: Elaboración propia.

VII.2.2 Demanda (D)

Al igual que en el Modelo 1 (M1) se consideraron las treinta y tres (33) combinaciones de cargas mayoradas, tomando sólo en la Tabla VII.2.2.1 las combinaciones donde el Cortante es el máximo valor de la estructura para cada dirección

DEMANDA (MODELO 2)		
Combinación	Vx (Kgf)	Vy (Kgf)
2	413327.83	
10		417117.60

Tabla VII.1.2.1 Demanda de M2 en las combinaciones 2 y 10.

Fuente: Elaboración propia.

VII.2.3 Capacidad (C)

Al igual que en el Modelo 1 (M1), el procedimiento utilizado para obtener la capacidad de la estructura consistió en tomar los valores de carga axial de todas las columnas para las 33 combinaciones de cargas sin mayorar, para luego introducirlos en el Diagrama de Interacción y Corte con el objeto de obtener el valor de momento máximo y determinar si la columna presenta una falla frágil o una falla dúctil. Tomando finalmente el cortante en las combinaciones donde se produjeron los mayores valores de Demanda para cada dirección. Referidos en la Tablas VII.1.3.1 y VII.3.1.2

Combinación 2		Dirección X			
Columna	P	MY	Falla	L	Vx
A1	-1398.55	3800.00	dúctil	2.30	3304.35
A2	-53612.52	5246.26	dúctil	2.30	4561.97
A3	-54986.41	5246.26	dúctil	2.30	4561.97
A4	-52040.69	5845.41	dúctil	2.30	5082.97
A5	-51149.55	5845.41	dúctil	2.30	5082.97
A6	-45992.71	5845.94	dúctil	2.30	5083.43
A7	8094.47	3400.00	dúctil	2.30	2956.52
B1	3303.58	3500.00	dúctil	2.30	3043.48
B2	-43214.78	5845.94	dúctil	2.30	5083.43
B3	-52048.81	5845.41	dúctil	2.30	5082.97
B4	-51119.75	5845.41	dúctil	2.30	5082.97
B5	-56331.69	5246.26	dúctil	2.30	4561.97
B6	-51890.75	5845.41	dúctil	2.30	5082.97
B7	-8054.91	4100.00	dúctil	2.30	3565.22
					62137.14

Tabla VII.2.3.1 Cálculo de la Capacidad de la estructura para M2, tomando la Combinación 2
Fuente: Elaboración propia.

Combinación 10					
		Dirección Y			
Columna	P	Mx	Falla	L	Vy
A1	-2504.25	7000.00	Dúctil	2.3	6086.96
A2	-36224.70	9433.72	Dúctil	2.3	8203.23
A3	-35679.74	9327.61	Dúctil	2.3	8110.97
A4	-31859.01	9002.61	Dúctil	2.3	7828.36
A5	-30894.53	9002.61	Dúctil	2.3	7828.36
A6	-26627.19	9002.61	Dúctil	2.3	7828.36
A7	9722.25	5000.00	Dúctil	2.3	4347.83
B1	9438.54	5600.00	Dúctil	2.3	4869.57
B2	-23445.20	9002.61	Dúctil	2.3	7828.36
B3	-31414.62	9002.61	Dúctil	2.3	7828.36
B4	-30938.07	9002.61	Dúctil	2.3	7828.36
B5	-38004.13	9433.72	Dúctil	2.3	8203.23
B6	-36725.92	9326.80	Dúctil	2.3	8110.26
B7	-8172.67	7200.00	Dúctil	2.3	6260.87
					101163.05

Tabla VII.2.3.2 Cálculo de la Capacidad de la estructura para M2, tomando la Combinación 10
Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla VII.2.3.3 se observa la sumatoria de las cortantes en la dirección “x”, “y” para las combinaciones de Cargas donde se produjeron los mayores valores de Demanda.

CAPACIDAD (MODELO 2)		
Combinación	Vx (Kgf)	Vy (Kgf)
2	62137.14	
10		101163.05

Tabla VII.2.3.3 Capacidad de M2 en las combinaciones 2 y 10.
Fuente: Elaboración propia.

VII.2.4 Relación Demanda /Capacidad (D/C)

En la Tabla VII.2.4.1 se observa que la relación Demanda/Capacidad (D/C) es mayor que uno (1) y esto implica que la estructura no es capaz de soportar las solicitaciones producidas por un evento sísmico.

		DEMANDA	CAPACIDAD	DEMANDA / CAPACIDAD
Modelo 2	Vx (Kgf)	413327.83	62137.14	6.65
	Vy (Kgf)	417117.60	101163.05	4.12

Tabla VII.2.4.1 Relación Demanda/Capacidad de M1 en "x" e "y".

Fuente: Elaboración propia.

VII.3 Modelo 3 (M3)

Es importante destacar que para el Modelo 3.b se partió del Modelo 3.a que incluye las paredes existentes que se encuentran adosadas y enmarcadas en los pórticos de la estructura pero se le agregó el módulo de la escalera, modificándose de esta manera los Centros de Masa (CM) de la estructura y asignándole el peso de la escalera al peso de la estructura, obteniendo finalmente los valores mostrados en la Tabla VII.3.1

Nivel	Peso "W" (Kgf)	Masa traslacional (M) (m*Kgf)*s ² /m	Masa traslacional (M) (m*Kgf)*s ² /m	CM	
				X	Y
N.E.	242947.00	24765.24	1582684.58	14.51	4.82
N.T.	151330.00	15426.10	985843.49	14.40	5.24

Tabla VII.3.1 Pesos, Masas y Centros de Masa – Modelo 3.

Fuente: Elaboración propia.

VII.3.1 Valores Límites

Al igual que en el Modelo 1 y 2 se tomaron los Valores Límites para este modelo, CM y A-7 de la estructura. En la Tabla VII.3.1.1 se observa que aunque los Valores Límites disminuyen considerablemente debido al aporte de rigidez que proporcionan las paredes y el módulo de la escalera cumpliendo con la normativa ya que no sobrepasan el valor 12‰, sin embargo, esto no es del todo cierto debido a que las paredes son elementos que no resisten fuerzas a tracción y ante la ocurrencia de un sismo estas, se ven comprometidas y comienzan a fisurarse a tal punto que se estaría llegando a un análisis similar al Modelo 2 (M 2).

Valores límites	Modelo 3			
	CM		A - 7	
	Sx ‰	Sy ‰	Sx ‰	Sy ‰
N.PB. - N.E.	7.90	1.34	7.74	0.19
N.E. - N.T.	10.00	1.09	9.82	1.14
N.PB. - N.T.	5.79	1.59	5.66	1.52

Tabla VII.3.1.1 Valores Límites para M3.
Fuente: Elaboración propia.

VIII.3.2 Demanda (D)

En este modelo se observa que las paredes restringen el movimiento de algunas columnas de la fachada Sur, originando un efecto de columna corta en la dirección “x” como en el Trabajo de Grado “Evaluación del Riesgo Sísmico en Escuelas Tipo Antiguo I, especialmente la U. E. Luís Alejandro Alvarado, ubicada en Cagua, Estado Aragua” se demostró que en el sentido “-x” la estructura presentaba una mayor demanda, en este Caso solo se consideró ese sentido “-x” by para la dirección “y” se procedió de la misma manera que los modelos anteriores.

En la Tabla VII.3.2.1 se muestra la sumatoria de la cortante en las direcciones “-x” e “y” para las combinaciones donde se produjo la mayor Demanda, considerando para las columnas cortas el punto limite donde terminan las paredes y comienzan las hileras de bloques ventilados, mientras que en las otras se tomaron los valores en la base de las columnas.

DEMANDA (MODELO 3)		
Combinación	Vx (Kgf)	Vy (Kgf)
2	423326	
10		425760

Tabla VII.3.2.1 Demanda de M3 en las combinaciones 2 y 10.
Fuente: Elaboración propia.

VII.3.3 Capacidad (C)

En este caso, se tomaron los valores de carga axial Permanente y Carga viva que arrojó el modelo 2, ya que se considero que las paredes no están vinculadas a los elementos estructurales. Con respecto a las sollicitaciones de Sismo “x”, Sismo“y”, Torsión “x” y Torsión “y” si se consideraron los valores que arrojó este modelo, debido al aporte de rigidez que las paredes le transmiten a la estructura.

Para el cálculo de la Capacidad de este modelo, en este caso se consideraron las cuatro (4) curvas de corte del grafico VI.7.1 del Diagrama de Interacción ya que las columnas A2, A3, A4, A5, A6 Y A7 de la edificación tienen una altura útil de 0.35 m. y las demás columnas son 2.30 m., considerando solo las combinaciones donde se produjeron los mayores valores de Demanda en cada dirección. Tablas VII.3.3.1 Y VII.3.3.2

Combinación 2		Dirección -X			
Columna	P	MY	Falla	L	Vx
A1	-7832.09	3900.00	Dúctil	2.30	3391.30
A2	-17750.48	1059.23	Frágil	0.35	6052.74
A3	-37426.07	1249.77	Frágil	0.35	7141.54
A4	-22223.73	1059.23	Frágil	0.35	6052.74
A5	-22673.72	1059.23	Frágil	0.35	6052.74
A6	-23670.14	1059.23	Frágil	0.35	6052.74
A7	33840.91	310.66	Frágil	0.35	1775.20
B1	-19334.51	5048.32	Dúctil	2.30	4389.84
B2	-63046.42	5246.26	Dúctil	2.30	4561.97
B3	-43179.74	5845.94	Dúctil	2.30	5083.43
B4	-59951.61	5246.26	Dúctil	2.30	4561.97
B5	-37137.71	5845.94	Dúctil	2.30	5083.43
B6	-58883.25	5246.26	Dúctil	2.30	4561.97
B7	4179.26	3700.00	Dúctil	2.30	3217.39
					67979.00

Tabla VII.3.3.1 Cálculo de la Capacidad de la estructura para M3, tomando la Combinación 2.
Fuente: Elaboración propia.

Combinación 10		Dirección Y			
Columna	P	Mx	Falla	L	Vy
A1	-3985.06	5900.00	Dúctil	2.30	5130.43
A2	-44291.23	1472.01	Frágil	0.35	8411.49
A3	-36909.01	1472.01	Frágil	0.35	8411.49
A4	-44115.05	1472.01	Frágil	0.35	8411.49
A5	-24678.24	1272.39	Frágil	0.35	7270.80
A6	-43411.24	1472.01	Frágil	0.35	8411.49
A7	21673.84	488.18	Frágil	0.35	2789.60
B1	-19251.33	7975.64	Dúctil	2.30	6935.34
B2	-62876.80	7744.51	Dúctil	2.30	6734.36
B3	-22641.22	8592.84	Dúctil	2.30	7472.03
B4	-59335.61	7744.51	Dúctil	2.30	6734.36
B5	-12096.29	7975.64	Dúctil	2.30	6935.34
B6	-58334.93	9119.12	Dúctil	2.30	7929.67
B7	33349.92	2800.00	Dúctil	2.30	2434.78
					94012.66

Tabla VII.3.3.2 Cálculo de la Capacidad de la estructura para M3, tomando la Combinación 10.
Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla VII.3.3.3 se observa la sumatoria de las cortantes en la dirección “x”, “y” para las combinaciones de Cargas donde se produjeron los mayores valores de Demanda.

CAPACIDAD (MODELO 3)		
Combinación	Vx (Kgf)	Vy (Kgf)
2	67979.00	
10		94012.66

Tabla VII.3.3.3 Capacidad del M3 en las combinaciones 2 y 10
Fuente: Elaboración propia.

VII.3.4 Relación Demanda/Capacidad (D/C)

Al igual que en los modelos anteriores se observa que en la tabla VII.3.4.1 la relación demanda/capacidad de este modelo supera la unidad (1) por lo que la estructura no es capaz de soportar las solicitaciones provocadas por un sismo de diseño.

		DEMANDA	CAPACIDAD	DEMANDA / CAPACIDAD
Modelo 3	Vx (Kgf)	423326,00	67979,00	6,23
	Vy (Kgf)	425760,00	94012,66	4,53

Tabla VII.3.4.1 Relación Demanda/Capacidad de M3 en “x” e “y”.
Fuente: Elaboración propia.

VII.3.5 Caso particular. Capacidad para la Escuela Nacional Concentrada Manuel María Urbaneja (M.M.U.)

Es importante realizar un análisis detallado de la Capacidad a Corte en la dirección “-x” de las columnas de la Fachada Sur de (M.M.U), debido a que existe una separación mínima entre la viga por debajo de losa y la altura a la que comienzan los bloques de

ventilación, por lo que se debe estudiar como un caso particular la posibilidad de que se origine una falla a corte de la sección. Figura VII.3.5.1

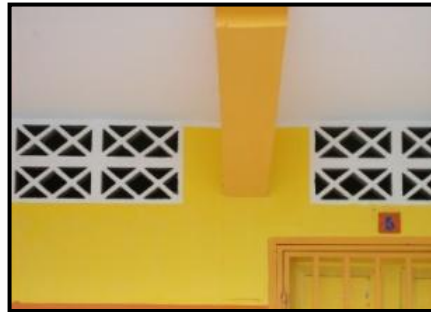


Figura VII.3.5.1 Separación mínima de columna.
Fuente: Elaboración propia.

Las columnas que presentan este efecto en la Fachada Sur de la edificación son las A-2, A-3, A-4, A-5, A-6 y A-7, por lo tanto, para las columnas restantes se tomará la Capacidad a Corte calculada en el Modelo 3.b especificado en la Tabla VII.1.3.1

La Capacidad a corte de las columnas ya mencionadas, se calculará como $V = V_s + V_c$ (Cap.II. II.5), en este sentido en la Tabla VI.I.3.5.1 se presenta la Capacidad para M.M.U.

Con respecto a la Demanda, se tomaran los mismos valores que en la J.A.R.A. y en la Tabla VI.I.3.5.2 se muestra la relación Demanda/Capacidad (D/C) para la dirección “-x” de esta edificación.

Combinación 2		Dirección -X			
Columna	P	MY	Falla	L	Vx
A1	-7832.09	3900.00	Dúctil	2.30	3391.30
A2	-17750.48	1059.23	Frágil	-	6281.40
A3	-37426.07	-	Frágil	-	7138.33
A4	-22223.73	-	Frágil	-	6476.23
A5	-22673.72	-	Frágil	-	6495.82
A6	-23670.14	-	Frágil	-	6539.22
A7	33840.91	-	Frágil	-	1775.20
B1	-19334.51	5048.32	Dúctil	2.30	4389.84
B2	-63046.42	5246.26	Dúctil	2.30	4561.97
B3	-43179.74	5845.94	Dúctil	2.30	5083.43
B4	-59951.61	5246.26	Dúctil	2.30	4561.97
B5	-37137.71	5845.94	Dúctil	2.30	5083.43
B6	-58883.25	5246.26	Dúctil	2.30	4561.97
B7	4179.26	3700.00	Dúctil	2.30	3217.39
					69557.49

Tabla VII.3.5.2 Cálculo de la Capacidad de la estructura para M.M.U
Fuente: Elaboración propia.

Con este análisis se observó que aunque se hayan estudiado algunos elementos como una falla a corte de la sección para esta edificación, la Relación Demanda/Capacidad no tuvo una variación significativa con respecto a la edificación J.A.R.A.

		DEMANDA	CAPACIDAD	DEMANDA / CAPACIDAD
Modelo M.M.U	Vx (Kgf)	423326,00	69557,49	6,09
	Vy (Kgf)	425760,00	94012,66	4,53

Tabla VII.3.5.3 Relación Demanda/Capacidad de M.M.U.
Fuente: Elaboración propia.

VII.4 Propuesta de reforzamiento

Una Propuesta de reforzamiento de las edificaciones escolares Tipo Antiguo I, debe incluir los siguientes aspectos fundamentales, entre otros:

- El cumplimiento de las prescripciones contempladas en las Normas de Diseño vigentes, de acuerdo al tipo de reforzamiento. Para el uso de elementos de concreto armado se debe cumplir con las exigencias enmarcadas en la Norma COVENIN 1753-87. “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones: Análisis y Diseño” [1], específicamente en el Cap. 18.
- El sistema de Reforzamiento debe estar en capacidad de resistir el Sismo de Diseño contemplado en la Norma COVENIN 1753-98 (Rev.2001). “Edificaciones Sismorresistentes” [3], sin exceder los Valores Límites permitidos.
- En vista de que los Valores Límites aumentaron en forma considerable incumpliendo con el Valor Normativo de 12‰ exigido en la Norma COVENIN 1756-98 (Rev.2001). “Edificaciones Sismorresistentes” [3], se deben contemplar otros elementos que controlen los desplazamientos de la estructura.
- Como los resultados arrojados en la relación Demanda/Capacidad (D/C) superaron la unidad en las dos direcciones de la edificación, se debe tener en cuenta que capaz de soportar las solicitaciones provocadas por un sismo y, por lo tanto, colocar elementos que resistan la Demanda generada por el sismo de diseño.
- Al no cumplir la con la Norma COVENIN 1753-87. “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones: Análisis y Diseño” [1], específicamente en el Cap. 18 y al no existir una cultura sismorresistente entre los profesionales de la ingeniería y los usuarios de estas instituciones, no se le debe asignar a la estructura responsabilidades ante cargas sísmicas, en consecuencia, la propuesta de Reforzamiento debe estar en capacidad de absorber en su totalidad las

acciones de un sismo y así la estructura puede seguir soportando la carga gravitatoria.

- El nuevo Sistema de Reforzamiento puede considerar un Factor de Reducción de Respuesta $R=1$ u otro valor donde no se permita que la estructura existente tenga incursiones en el rango no lineal.

En la Figuras VII.4.2 y VII.4.3 se muestra un posible Sistema de Reforzamiento elaborado por la Ingeniera Aura Fernández, donde se propone colocar elementos nuevos hacia los extremos del edificio, que incluye muros de concreto armado en la dirección corta, específicamente en los pórticos extremos de cada modulo, entre los ejes A y B, rellenando todo el vano completo y en la dirección larga igualmente se incluyen muros de concreto armado hacia los extremos de los módulos para así restringir el largo del vano A y B para esa dirección. En esta Propuesta se pretende prolongar hasta el Nivel Techo los muros en las dos direcciones, existiendo la posibilidad de generar una propuesta en estructura metálica o mixta.

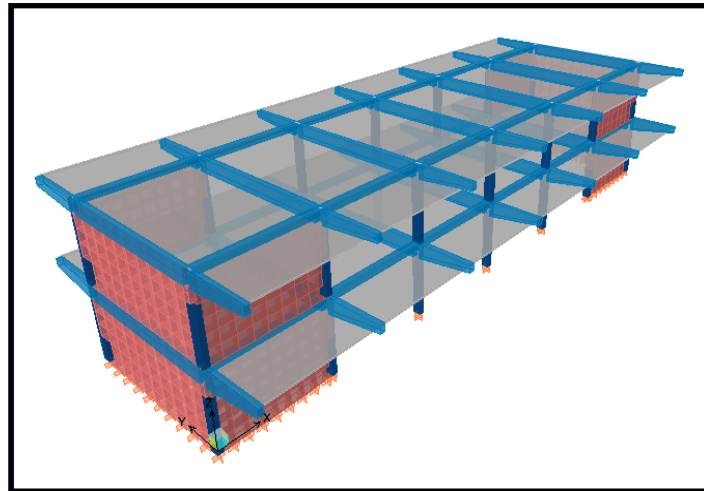


Figura VII.4.I Vista en 3D de la Propuesta de Reforzamiento
Fuente: Ing. Aura Fernández

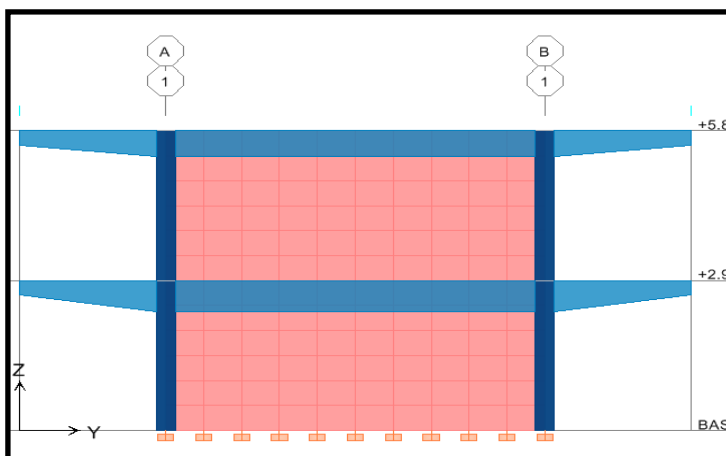


Figura VII.4.2 Alzado de la Propuesta de Reforzamiento en la dirección corta “y” de la edificación
Fuente: Ing. Aura Fernández

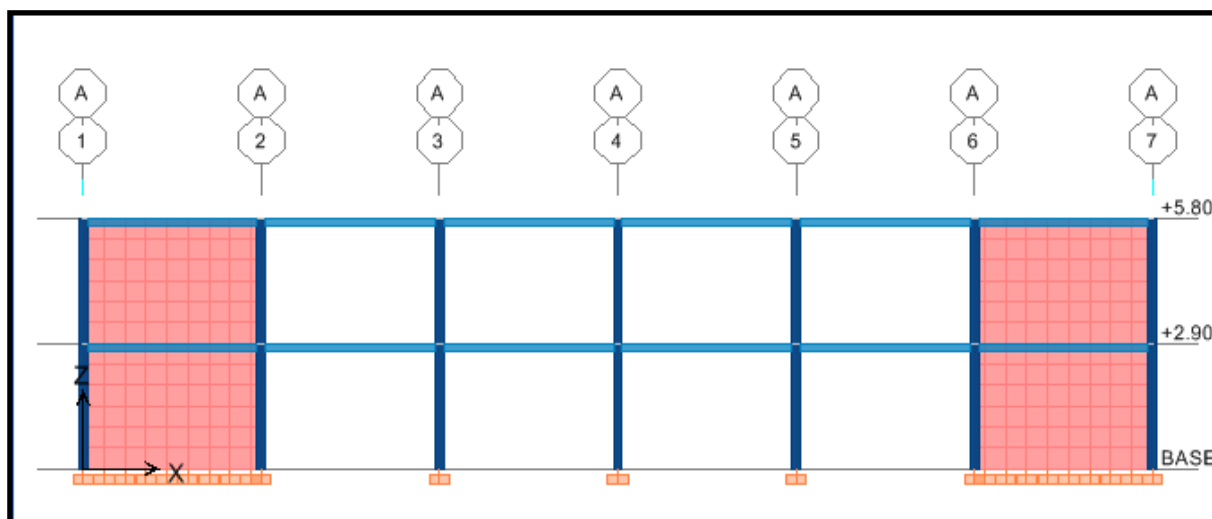


Figura VII.4.2 Alzado de la Propuesta de Reforzamiento en la dirección corta “x” de la edificación
Fuente: Ing. Aura Fernández

CAPÍTULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

VIII. 1 Conclusiones

Las conclusiones fundamentales en el desarrollo de este Trabajo Especial de Grado son las siguientes:

- De las inspecciones realizadas a las tres (3) edificaciones escolares Tipo Antiguo I: Unidad Educativa Jesús Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A.), Escuela Nacional Concentrada Manuel María Urbaneja (M.M.U.) y Unidad Educativa Petrica Reyes de Quilisque (P.R.Q.) se pudo constatar que presentan las mismas dimensiones de elementos estructurales, altura de entrepiso, ancho de vanos y disposición de aceros. Las diferencias existentes en su mayoría son de carácter arquitectónico. Adicionalmente se comprobó a través del uso del detector de metales que todas las edificaciones poseen vigas planas de 20x20 cm. en la dirección longitudinal.
- La resistencia de concreto (f_c) utilizado para los modelos matemáticos fue de 180Kg/cm² debido a que coincide con el valor de resistencia utilizado en la época de construcción de estas edificaciones escolares.
- Los resultados obtenidos en los Valores Límites, Cortante y relación Demanda/Capacidad (D/C) aumentaron de manera considerable debido a la corrección de la Cortante Basal.
- La incorporación del Efecto de Torsión Adicional y el Sismo Vertical en las combinaciones de cargas no afectó en el cálculo de la Demanda ya que si se consideran o no estas solicitaciones, los resultados no variaron debido a la simetría y regularidad que posee la estructura.

- El Modelo 2 (M2) arrojó resultados de Períodos y Valores Límites más elevados en comparación con los otros modelos (M1 y M3) al aplicarle la Inercia Reducida en las vigas y las columnas de la estructura haciéndola más flexible.
- Al incluir la mampostería disminuyó el Período y los Valores Límites de la estructura debido a la rigidez que aportan las paredes, sin embargo, la mampostería no es capaz de resistir fuerzas a tracción ante la ocurrencia de un sismo.
- Al incluir el módulo de la escalera se observó que no arrojó cambios importantes en las propiedades dinámicas de la estructura.
- Los Valores Límites obtenidos en dos de los tres (3) modelos superaron el Valor Límite Normativo de 12‰.
- El análisis de la Relación Demanda/Capacidad para los tres (3) modelos resultó mayor que la unidad, en consecuencia, se puede concluir que la estructura no está en capacidad de resistir el sismo de diseño contemplado en la Norma COVENIN (1756-2001) de “Edificaciones Sismorresistentes”.
- Las deficiencias estructurales que presentan las edificaciones escolares son de carácter conceptual debido a que las Normas de Diseño de 1947 y 1955 utilizadas durante la época de construcción eran insuficientes para contrarrestar las sollicitaciones provocadas por un sismo.

VIII.2 Recomendaciones

El estudio de las edificaciones escolares enmarcadas dentro del Trabajo Especial de Grado permite realizar las siguientes recomendaciones:

- Planificar acciones pertinentes a fin de reforzar las edificaciones escolares ubicadas en zonas de mayor amenaza sísmica para reducir los riesgos hasta llevarlos al cumplimiento de los niveles y exigencias contemplados en las Normas vigentes.
- Auspiciar una campaña informativa de concientización a las autoridades competentes y a los usuarios sobre los riesgos a los que están expuestas estas edificaciones.
- Impartir programas de entrenamiento para profesionales y técnicos en el área Sismorresistente con la finalidad de lograr una buena aplicación de las Normas de Diseño.
- Estar vigilantes para que en las nuevas edificaciones escolares se apliquen correctamente las Normas de Diseño Sismorresistente a fin de contrarrestar las acciones sísmicas.
- Aplicar estos análisis a otras edificaciones escolares que no pertenezcan a la clasificación del modelo estructural Tipo Antiguo I.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1.- COVENIN. Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones: Análisis y Diseño. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Norma COVENIN. MINDUR 1753-87. Caracas.1987
- 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 Sismorresistente. Norma 1756-98 (Rev. 2001). MCT – MINDUR – FUNVISIS. Caracas. 2001
- 4.- Del Re, G. (2006). Evaluación de los Métodos de Análisis Estático No Lineal para determinar el desempeño sísmico en estructuras aporricadas de Concreto Armado. Trabajo Especial de Grado. Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela (U. C. V.). Caracas
- 5.- Ebres, D. y Olivo, M. (2008). Evaluación del Riesgo Sísmico en Escuelas Tipo Antiguo I, especialmente la U. E. Luís Alejandro Alvarado, ubicada en Cagua, Estado Aragua. Trabajo Especial de Grado. Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela (U. C. V.). Caracas
- 6.- Fernández, N. y Viana, P. (1998). Estudio de la sensibilidad de las cusas que provocaron el colapso de la Escuela Valentín Valiente en el sismo de Cariaco del 9 de Julio de 1997. Trabajo Especial de Grado. Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela (U. C. V.). Caracas
- 7.- Funvisis (2008). *¿Venezuela es un país sísmico?* Artículo en línea. Disponible: http://www.funvisis.org.ve/pais_sismico.php. [Consulta: Marzo 03, 2008]

- 8.- González, O. y Robles, F. (2005) Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. 4^a ed. México. Edit. Limusa

- 9.- Gutiérrez A (2007). Evolución y Perspectiva de la normativa sismorresistente. Artículo publicado en el Seminario Técnico de la Evolución de la Ingeniería Sismorresistente desde 1967, Siderúrgica del Turbio (Sidetur). Caracas-Venezuela

- 10.- Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (I. M. M. E.) Evaluación Sismorresistente de las Edificaciones derrumbadas durante el Sismo de Cariaco del 09-07-1997. Informe N° 209209 del 20-08-98. Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela (U. C. V.). 1998

- 11.- López, O., Hernández, J., Del Re, G. y Puig, I. (2004). Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela. Boletín Técnico IMME. 42(3)

- 12.- Paulay, T. Priesley, M. (1992). Seismic Design F. Reinforced Concrete and Masonry Buildings.