



Universidad Católica Andrés Bello
Vicerrectorado Académico
Dirección General de los Estudios de Postgrado
Área: Ingeniería
Programa: Ingeniería Estructural

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DEL
MÓDULO I DEL HOSPITAL CENTRAL “JOSÉ GREGORIO HERNÁNDEZ” DE
PUERTO AYACUCHO, ESTADO AMAZONAS.**

Trabajo Especial de Grado presentado como requisito parcial para optar al Título de
Especialista en Ingeniería Estructural

Autora:

YVONNE YVETTE SEIJAS CORRALES

Asesor:

ING. Denis Rodríguez

Puerto Ayacucho, Marzo de 2.012

DEDICATORIA

A José Francisco, por apoyarme en este sueño,

A mi mamá, incondicional amiga,

A mis hijos, José Raúl y Andrea,

A todos mis seres queridos.

AGRADECIMIENTOS

“Cuando bebas agua recuerda la fuente” (Proverbio Chino).

Al Profesor Denis Rodríguez por guiarme y ayudarme en la obtención de esta meta.

A los Profesores que me brindaron su orientación con profesionalismo ético.

Seijas C., Yvonne Y.

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DEL MÓDULO I DEL HOSPITAL CENTRAL “JOSÉ GREGORIO HERNÁNDEZ” DE PUERTO AYACUCHO, ESTADO AMAZONAS.

Palabras claves: Edificaciones hospitalarias, diseño sismorresistente, refuerzo estructural.

El presente trabajo contempla la evaluación del comportamiento sismorresistente de una edificación hospitalaria diseñada en un sistema aporticado Viga-columna de concreto armado en los dos sentidos ortogonales, con losa mixta acero-concreto de encofrado colaborante tipo losacero en sus cuatro niveles, sobre vigas secundarias metálicas VP serie estándar y fundada sobre pilotes individuales de concreto colados in situ de 0,80 m de diámetro.

Para el análisis del edificio se desarrolló un modelo tridimensional, tanto para cargas de gravedad como de sismo.

La evaluación de la edificación se basa en el marco de las normas vigentes COVENIN 1756 y 1753 para la zona 1 con un factor de reducción igual a 3,5 obteniéndose resultados de derivas de $5,2 \text{ ‰}$ como máximo en el modelo, muy inferiores al límite máximo normativo de 12 ‰ .

Para el reforzamiento estructural se optó por las alternativas más económicas, que requieren de mano de obra menos especializadas, más seguras en cuanto a la contribución e interacción entre la estructura original y la de refuerzo y, finalmente, que no introduzca cambios bruscos de rigidez, resistencia y ductilidad.

No se requiere el reforzamiento del sistema de fundaciones.

ÍNDICE DE CONTENIDO

	Pág.
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	v
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO	
I EL PROBLEMA	
Planteamiento del Problema	4
Objetivos de la Investigación.....	7
Justificación del Estudio.....	7
Alcance	8
Limitaciones	9
II MARCO METODOLÓGICO	
Tipo.....	10
Diseño de la Investigación.....	10
Población y Muestra	11
Técnicas e instrumentos para la recolección de datos.....	11
Técnicas para el análisis de los datos	11
Fases de Investigación.....	12
Operacionalización de Objetivos.....	13
III MARCO TEÓRICO	
Antecedentes	15
Bases teóricas.....	15
Bases legales	18
Glosario de términos	19
IV EVALUACION CUALITATIVA DEL MODULO I.....	21
V EVALUACION CUANTITATIVA DEL MODULO I.....	31
Períodos y Masas participativas.....	38

	Máximas Derivas Normalizadas por piso.....	39
	Relación Demanda /Capacidad.....	41
	Relación columna fuerte- viga débil.....	41
	Fundaciones.....	41
	Acero de refuerzo transversal.....	44
	Correas de transferencia de carga de losas de entrepiso.....	44
VI	ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE REFUERZO	
	Muros de relleno de pórticos.....	46
	Encamisado	46
	Refuerzo metálico en columnas.....	48
	Encamisado de columnas con polímeros reforzados (CFRP).....	50
	Encamisado de concreto en vigas por momentos positivos.....	51
	Refuerzo de vigas por momentos negativos.....	52
	Refuerzo de vigas con perfiles metálicos.....	52
	Refuerzo de vigas a cortante.....	52
	Refuerzo de perfiles metálicos sometidos a flexión(vigas y correas).....	54
	Uso de productos epóxicos.....	54
VII	DISEÑO DEL PROYECTO DE ADECUACIÓN SISMORRESISTENTE	
	Análisis Sismorresistente de la Estructura Reforzada.....	56
	Períodos y Masas participativas.....	57
	Máximas Derivas Normalizadas por piso.....	57
	Relación Demanda /Capacidad.....	58
	Relación columna fuerte/viga débil.....	58
	Reforzamiento de viga para momentos negativos.....	59
	Reforzamiento por corte de las vigas.....	60
	Correas de transferencia de carga de losas de entrepiso.....	60
VIII	CONCLUSIONES.....	77
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	78

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Módulo I (izquierda) y Módulo II (derecha) del Hospital Central “ José Gregorio Hernández”	3
Figura 2. Modelo en 3D del Proyecto Completo de Hospital Central “José Gregorio Hernández. Puerto Ayacucho. Edo. Amazonas.....	3
Figura 3. Módulo I, Hospital Central “José Gregorio Hernández”. Fachada principal.....	5
Figura 4. Módulo I, Hospital Central “José Gregorio Hernández”. Fachada Posterior.....	6
Figura 5. Modelo en 3D de parte Proyecto “José Gregorio Hernández.....	6
Figura 6. Planta Baja .Módulo I y II. Hospital José Gregorio Hernández.....	22
Figura 7. Nivel 2 Módulo I y II. Hospital Central José Gregorio Hernández.....	23
Figura 8. Corte frontal. Módulo I.....	24
Figura 9. Alzado Norte. Módulo I.....	24
Figura 10. Detalle de cabezal y pilote.....	25
Figura 11. Módulo I en 3D.....	25
Figura 12. Pórtico 1	33
Figura 13. Pórtico 2.....	33
Figura 14. Pórtico 3	34
Figura 15. Pórtico 3.....	34
Figura 16. Pórtico A.....	35
Figura 17. Pórtico B.....	35
Figura 18. Pórtico C	36
Figura 19. Pórtico D.....	36
Figura 20. Pórtico E	37
Figura 21. Curvas de fragilidad de deriva máxima de piso para estructuras de 4-6 Pisos.....	40
Figura 22. Aspecto típico de una columna durante el proceso de ejecución de un refuerzo con encamisado de concreto armado.....	48
Figura 23. Refuerzo de columna de concreto mediante encamisado de concreto.....	48

Figura 24. Columna encamisada con refuerzo metálico.....	50
Figura 25. Columna encamisada con polímeros reforzados con fibras de carbono CFRP.....	51
Figura 26. Vigas encamisadas con concreto para momentos positivos.....	51
Figura 27. Refuerzo de viga para momentos negativos.....	52
Figura 28: (a) Refuerzo con estribos; (b) Colocación de bandas de acero en vigas.....	53
Figura 29. Esquema de refuerzo a corte.....	53
Figura 30. Nivel 1. Reforzamiento Perfil Vp300.....	62
Figura 31. Nivel 2. Reforzamiento Perfil Vp300.....	62
Figura 32. Nivel 3. Reforzamiento Perfil Vp300.....	63
Figura 33. Nivel 4. Reforzamiento Perfil Vp300.....	63
Figura 34. Nivel 4. Reforzamiento Perfil Vp300.....	64
Figura 35. Escalera Nivel 1. Reforzamiento VP140 y VP300.	64
Figura 36. Escalera Nivel 2. Reforzamiento VP140 y VP300.	65
Figura 37. Escalera Nivel 3. Reforzamiento VP140 y VP300.	65
Figura 38. Escalera Nivel 4. Reforzamiento VP140 y VP300.	66
Figura 39. Nivel 1. Reforzamiento VP140.	66
Figura 40. Nivel 2. Reforzamiento Vpr140.	67
Figura 41. Nivel 3. Reforzamiento Vpr140...	67
Figura 42. Nivel 4. Reforzamiento Vpr140.	68
Figura 43. Nivel 4. Reforzamiento Vpr120.	68
Figura 44. Nivel 4. Reforzamiento Vpr 250.	69
Figura 45. Nivel Sala de Máquinas. Reforzamiento Vpr 250.	69
Figura 46. Pórtico 1-Reforzamiento de Columnas.	70
Figura 47. Pórtico 2- Reforzamiento de Columnas.	70
Figura 48. Pórtico 3.- Reforzamiento de Columnas.	71
Figura 49. Pórtico 4.- Reforzamiento de Columnas.	71
Figura 50. Secciones Reforzadas de Columnas Tipo CRE1-60x80 y CRE2- 60x80....	72
Figura 51. Sección Reforzada de Columna Tipo CRI1-70x90.	73
Figura 52. Sección Reforzada de Viga Pórtico D.....	73
Figura 53. Secciones Reforzadas de Correas Perfiles Metálicos Vp 140.....	74
Figura 54. Secciones Reforzadas de Correas Perfiles Metálicos Vp 250 y 300.....	75

Figura 55. Secciones Reforzadas de Correas Perfiles Metálicos Vp 300.....76

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Operacionalización de objetivos.....	13
Tabla 2. Matriz de Evaluación Cualitativa de Vulnerabilidad.....	28
Tabla 3. Factor de amplificación F1 del Índice de daño	29
Tabla 4. Factor de amplificación F2 del Índice de daño	29
Tabla 5. Rango de variación de Índice de daño.....	30
Tabla 6. Períodos y Masas Participativas.....	39
Tabla 7. Derivas Máximas Normalizadas por Piso ($\delta_i / (h_i - h_{i-1})$).....	39
Tabla 8. Niveles de daño	40
Tabla 9. Relación Demanda/Capacidad de los pilotes.....	44
Tabla 10. Períodos y Masas Participativas Estructura Reforzada.....	57
Tabla 11. Derivas Máximas Normalizadas por Piso ($\delta_i / (h_i - h_{i-1})$).....	58
Tabla 12. Relación Demanda/Capacidad de columnas, Estructura Reforzada.....	58
Tabla 13. Relación Columna fuerte/viga débil. Estructura Reforzada.....	59
Tabla 14. Tipo de Columnas Reforzadas Módulo I.....	59
Tabla 15. Perfiles Metálicos reforzados.....	61

INTRODUCCIÓN

La efectividad de la respuesta sísmica de las edificaciones hospitalarias parte del hecho de que éstas deben mantenerse en todo instante en funcionamiento, sin perder su capacidad de prestar atención, lo cual implica no solo que se cumpla lo propuesto por las normas sísmicas, cuyos objetivos principales son: que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso, sino que además, por sus características ocupacionales, es de vital importancia la preservación funcional de la edificación, por la alta dependencia de sus servicios, cuya demanda se incrementa abruptamente en la crisis.

Es por ello que debe prestarse especial atención a todos los requerimientos que garanticen el mantenimiento de las condiciones mínimas de funcionalidad y utilidad ante un sismo, protegiendo los servicios críticos tales como electricidad, aguas servidas y potables, comunicaciones y equipos especiales.

Por otra parte debe considerarse el impacto urbano, económico y social que significa el colapso de una edificación médico asistencial, al adicionarse como un gasto más su recuperación.

Sobre la base de las consideraciones anteriores, en el presente trabajo se plantea la revisión de la capacidad sismorresistente del Módulo I, del Hospital Central de Puerto Ayacucho, capital del estado Amazonas, único en construcción y próximo a culminarse (después de no menos de siete años en construcción). Este hospital, clasificado de acuerdo a las características del proyecto y los servicios que prestará, como un hospital Tipo III, será el primero en su tipo en todo el estado y el de mayor importancia.

El complejo hospitalario, de acuerdo a los planos, está conformado por tres grandes Bloques, cada uno de los cuales a su vez lo integran varios Módulos, independientes unos de otros, separados por juntas de dilatación.

El Bloque 1 está constituido, de acuerdo a la nomenclatura de los planos, por los Módulos IA, I, II y IIA respectivamente, todos separados por juntas de dilatación de 10 cm de espesor. Los Módulos IA y IIA en fase de culminación, ubicados en los extremos, de los y son de un solo nivel formado un sistema aporticado vigas- columnas en concreto armado y techo liviano climatizado y fundaciones aisladas rectangulares. Los Módulos I y II están en fase de equipamiento, ambos están diseñados en un sistema aporticado Viga-

columna de concreto armado en los dos sentidos ortogonales, con losa mixta acero-concreto de encofrado colaborante tipo losacero en sus cuatro niveles, apoyado sobre vigas secundarias metálicas VP serie estándar. Ambos Módulos apoyados sobre pilotes individuales de concreto colados in situ de 0,80 m de diámetro como sistema de fundaciones.

El Bloque 2, formado por los Módulos III, IIIA, IV, V, y VI, de los cuales solo se inició la construcción de los Módulos III y IIIA, el resto de los Módulos se encuentran paralizados hace más de cuatro años solo a nivel estructura. La superestructura está formada por un sistema aporticado vigas-columna las interiores rectangulares y las exteriores circulares y las losas de piso mixta acero-concreto de encofrado colaborante tipo losacero. Los módulos 4, 5, 6 están contemplados en estructuras totalmente metálicas, de acuerdo a los planos

El Bloque 3 no se ha iniciado aún la construcción, pero de acuerdo a los planos, su construcción está proyectada en pórticos de vigas y columnas metálicas en VP serie estándar y losas compuestas concreto-acero de encofrado colaborante tipo losacero. Para la culminación del Bloque 2 e inicio del Bloque 3 se requiere de la consecución de nuevos recursos presupuestarios por parte de la gobernación del estado, quien es el ente contratante de la obra.

El estudio comprende, desde la evaluación de la vulnerabilidad cualitativa del módulo I, evaluación cuantitativa a través de su modelaje y análisis de acuerdo a las Normas COVENIN 1756-2001, hasta la determinación de su adecuación para el reforzamiento sismorresistente, considerando la mejor alternativa de acuerdo a su la facilidad de ejecución y bajo costo, si fuere requerido.



Figura 1. Bloque 1; Módulos I y II (izquierda) y Bloque 2 (derecha) del Hospital Central “José Gregorio Hernández”

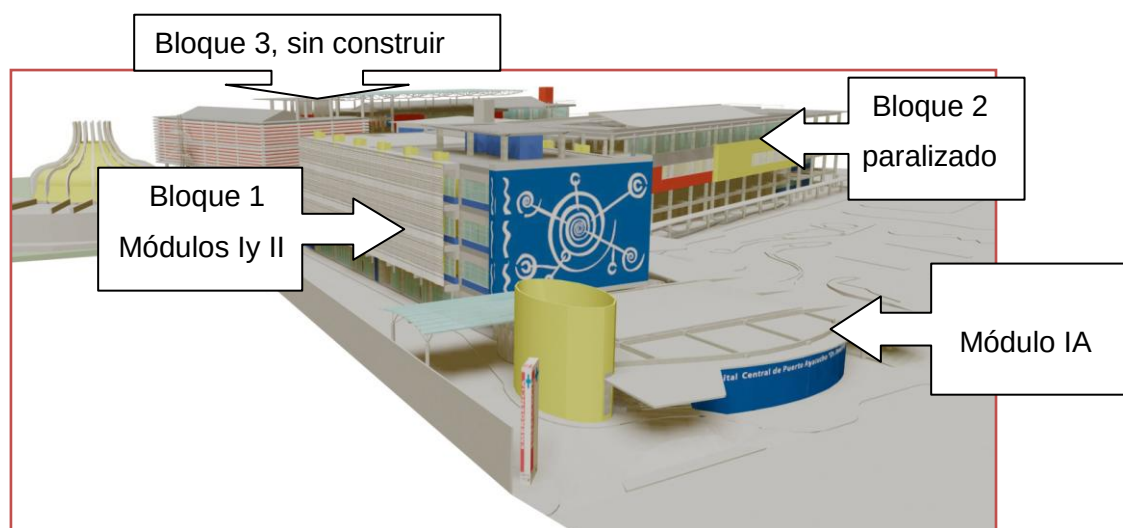


Figura 2. Modelo en 3D del Proyecto Completo de Hospital Central “José Gregorio Hernández. Puerto Ayacucho. Edo. Amazonas.

CAPITULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema

El estado Amazonas está ubicado al sur de Venezuela y su capital es Puerto Ayacucho.

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica de la Norma COVENIN 1756-2.001, seis de los siete municipios que conforman el estado Amazonas se encuentran ubicados en zona sísmica 0, con excepción del Municipio Atures que se encuentra en zona sísmica 1, en consecuencia están sujetos a una amenaza sísmica baja.

A los fines de mejorar, modernizar y adaptar la red hospitalaria del estado, la Gobernación del Estado Amazonas concibió la construcción de un complejo hospitalario del tipo III (actualmente en fase de acabados y equipamiento), denominado Hospital Central de Puerto Ayacucho “Dr. José Gregorio Hernández”, con el objetivo de cubrir las necesidades en salud de la población.

De acuerdo a los planos arquitectónicos este proyecto consta de tres Bloques conformado por una estructura mixta de concreto y losa tipo losacero. El Bloque 1- Módulo I cuya construcción fue iniciada en enero del 2.005 y actualmente en etapa de culminación; el BLOQUE 2, que se halla a nivel de estructuras y está paralizada desde hace aproximadamente tres años, por falta de recursos económicos y; el módulo III, del cual solo existen los planos.

En este mismo orden de ideas y a pesar de que la primera etapa del Hospital Central de Puerto Ayacucho (prevista para la construcción del Bloque 1), fue adjudicada por licitación debido al monto de la obra, luego de su contratación y en la fase previa al inicio de los trabajos, hubo discrepancias entre el ente contratante, empresa constructora y la empresa de inspección, debido a que los planos presentaban múltiples deficiencias e incongruencias técnicas, lo que ameritó la postergación del inicio de la obra, de tal forma de hacer las modificaciones al proyecto.

Ante la situación planteada se contrata una empresa especialmente para la elaboración del proyecto, el cual se entregó al ente contratante el 30 de Agosto del 2.009, sin embargo la obra se había iniciado en enero del 2.005, tras llegar a un acuerdo la

empresa constructora y el ente contratante , basándose en los planos y especificaciones dados para la licitación, a los cuales se le introdujeron algunas modificaciones de forma de iniciar los trabajos, por lo que para la fecha de entrega del proyecto definitivo la obra alcanzaba un importante avance físico.

En consecuencia, entre muchas preguntas, caben las siguientes:

¿Se corresponde la obra ejecutada (Módulo I) con los planos y especificaciones del proyecto definitivo?

¿Se consideraron las acciones mínimas para que este Módulo resista a la acción de un sismo, por menor que este sea, partiendo del hecho que se trata de una edificación esencial?

¿Requiere esta edificación de algún tipo de adecuación sismo-resiste?

En caso de requerirse la adecuación sismo-resistente ¿Cuál sería la más recomendable considerando las variables costo- facilidad de ejecución?



Figura 3. Módulo I y II, Hospital Central "José Gregorio Hernández". Fachada principal



Figura 4. Módulo I y II, Hospital Central “José Gregorio Hernández”. Fachada Posterior

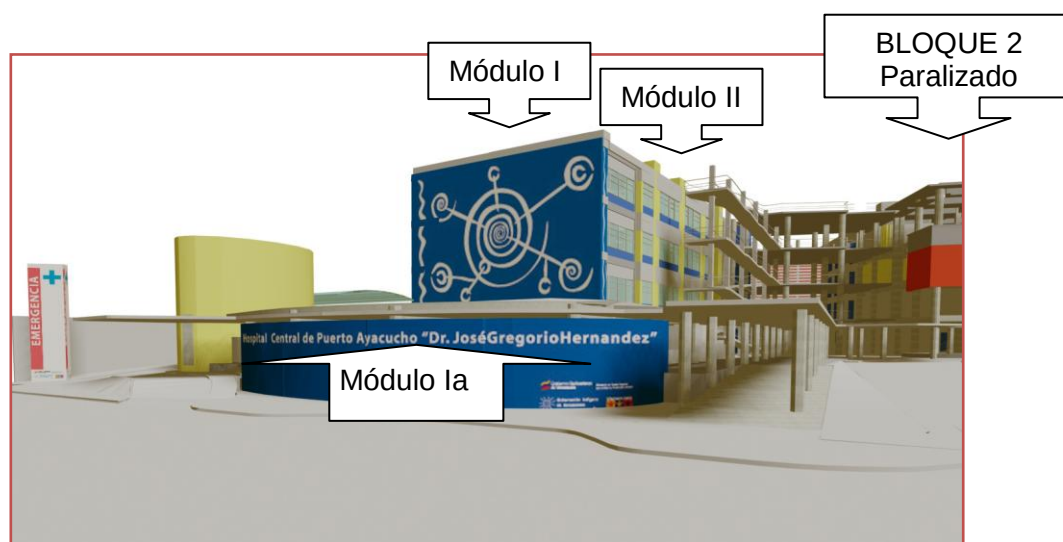


Figura 5. Modelo en 3D de parte Proyecto “José Gregorio Hernández. Puerto Ayacucho. Edo. Amazonas

Se pretende, con el desarrollo de este estudio, darle respuestas a estas interrogantes, a través del logro de los siguientes objetivos.

Objetivos de la Investigación

Objetivo General

Evaluar el comportamiento sismo-resistente del Módulo I del Hospital Central “José Gregorio Hernández” de la ciudad de Puerto Ayacucho, Estado Amazonas, aplicando los criterios establecidos en la Norma COVENIN 1756-2001.

Objetivos Específicos

- Estimar la vulnerabilidad cualitativa del Módulo I del Hospital Central “José Gregorio Hernández” de Puerto Ayacucho Estado Amazonas.
- Estimar la vulnerabilidad cuantitativa de la estructura del Módulo I del Hospital Central de acuerdo a los criterios establecidos en la Norma COVENIN 1756-2001.
- Estudiar alternativas de refuerzo para adecuar la estructura del Módulo I Hospital Central de Puerto Ayacucho según las Normas COVENIN 1756-2001, en caso de requerirse y con fundamento a los resultados obtenidos en los objetivos anteriores.
- Diseñar el Proyecto de adecuación sismo-resistente de la estructura del Módulo I, de acuerdo a las Normas COVENIN 1756-2001 y 1753-2006, si fuera el caso.

Justificación del estudio

La construcción del Hospital Central de Puerto Ayacucho ha sido causas de múltiples y encontradas opiniones. Por una parte están los aspectos técnicos ya mencionados y por la otra, las diferencias políticas que existen entre el ente contratante y organismos gubernamentales con injerencia en el sector salud y de contraloría, creándose una matriz de incertidumbre alrededor del hospital, sin que exista a la fecha una respuesta técnicamente válida que apoye o desmienta las distintas posiciones.

Por otra parte muchos Hospitales en Venezuela tienen proyectos arquitectónicos atractivos, pero su diseño estructural no prevé el desempeño sismo-resistente ante las fuerzas inducidas por un sismo a la geometría de la estructura.

Los hospitales son edificaciones fundamentales cuya primera prioridad al momento de un movimiento sísmico es salvar vidas y proporcionar asistencia a los heridos, por lo que deben seguir prestando sus servicios durante e inmediatamente después de la ocurrencia del evento.

Al Módulo I del Hospital Central, como toda edificación esencial que alberga servicios básicos especiales, de acuerdo con la tabla 6.2 de la Norma COVENIN 1756-2001, se le debe evaluar el comportamiento ante las acciones sísmicas, más aún, conociendo que en las últimas décadas los terremotos han producido daños catastróficos en las edificaciones hospitalarias, no pudiendo dar respuesta a la crisis, sino por el contrario se convierten en parte del problema, a pesar de que estos eventos han permitido obtener importante información para mitigar sus posibles daños. Sin embargo numerosos arquitectos e ingenieros no utilizan esta información adecuadamente o simplemente la ignoran. Los terremotos de San Fernando, California (1971), Colombia (1983), México (1985), Chile (1985), El Salvador, (1986) Costa Rica (1990 y 1991) son claro ejemplo de ello y representaron para estos países un atraso económico por los elevados costos de reposición tanto de las estructuras como de los equipos médicos que allí se encontraban.

En consecuencia, es esencial determinar la capacidad real de la construcción y a su vez crear conciencia en estos organismos de prevenir e intervenir la vulnerabilidad de los hospitales, con el fin de que estas, como instituciones de singular importancia, puedan funcionar cabalmente después de la ocurrencia de situación de emergencia en nuestro caso un sismo.

Alcance de la investigación

La presente investigación comprende el estudio detallado del Módulo I, del Hospital Central de Puerto Ayacucho revisión de los planos para compararlos con la obra ejecutada, estudio de la vulnerabilidad física (cualitativa y cuantitativa) de la instalación de acuerdo a los criterios indicados por la Norma COVENIN 1756-2001, la modelación de la estructura real con el Programa ETABS non linear v.9.7.4, para determinar su comportamiento sismorresistente, estudio de las probables alternativas de refuerzo y la elaboración del proyecto de refuerzo si fuere el caso.

Limitaciones

La recopilación de documentos técnicos referentes al proyecto se dificultó enormemente, pues se considera información confidencial por parte del ente contratante (Gobernación de Amazonas), quien a través de su oficina de Proyectos negó en todo momento el acceso a ella. Los planos estructurales utilizados en esta investigación fueron facilitados por la Alcaldía del Municipio Atures, donde reposaban las copias entregadas para la tramitación del permiso de construcción, por ser el organismo encargado de otorgarlo, si hubo cambios estructurales no tuvimos acceso ellos. Los planos arquitectónicos sufrieron algunas modificaciones respecto a la construcción real, según se constató en los planos arquitectónicos definitivos obtenidos de otra fuente.

La confrontación en sitio de la obra ejecutada correspondiente al módulo I con los planos existentes fue casi imposible a consecuencia de la desconfianza que existe por parte del ente contratante que la obra sea examinada por personas ajenas a su entorno.

Por las mismas circunstancias fue aún más difícil la verificación de las dimensiones y áreas de concreto y acero indicadas en los planos y mucho menos la ejecución de ensayos destructivos o no destructivos para verificar la resistencia de los materiales utilizados.

CAPÍTULO II

MARCO METODOLÓGICO

Esta etapa del proceso de investigación conllevó al diseño de los procedimientos y métodos que se utilizaron para estudiar el problema.

El estudio desarrollado se efectuó utilizando la Investigación Evaluativa, ya que este tipo de investigación está dirigida a reunir sistemáticamente información, pruebas y testimonios para evaluar y traducir dicha información a expresiones valorativas, compararlas con los criterios preestablecidos para finalmente sacar conclusiones, lo cual concuerda exactamente los objetivos que se han propuesto.

El fin fundamental de la aplicación de la Investigación evaluativa es determinar la toma de decisiones frente a si continuar con la estructura que presentan los fenómenos o suspender su ejecución, o si conviene modificar esa estructura para el logro de los objetivos propuestos.

Yáber, G y Valarino, E (2003), describen la investigación evaluativa así: “La investigación evaluativa: tiene como propósito la sistemática determinación de la calidad o valor de programas, proyectos, planes, intervenciones”.

Diseño de la investigación

El diseño de esta investigación es de campo, descriptiva, no experimental y documental.

De campo porque no hay manipulación de variables, solo se observa su relación en su contexto natural.

Descriptiva porque comprende el registro, análisis e interpretación del fenómeno en estudio y trabaja sobre realidades de hecho

No experimental porque no se construye una situación específica, solo se observa la que existe en su contexto real.

Documental porque la investigación se fundamenta en trabajos previos, información y datos divulgados por medios impresos, audiovisuales o electrónicos y su originalidad se refleja en el enfoque de acuerdo al pensamiento del autor de la investigación.

Población y muestra de la investigación

Siendo la población el conjunto de todos los elementos de la misma especie que presentan una característica determinada y la muestra un subconjunto de esa población. Entonces es nuestra investigación y de acuerdo a las definiciones anteriores, concluimos que la población y la muestra coinciden, pues el Hospital Central de Puerto Ayacucho y a la vez su módulo I, es el único en su tipo en el Estado Amazonas y más específicamente en Puerto Ayacucho .

Técnicas e Instrumentos para la Recolección de Datos

Técnicas

Falcón y Herrera se refieren al respecto que: "se entiende como técnica, el procedimiento o forma particular de obtener datos o información".(p.12)

Instrumento de Recolección de Datos

Según los autores antes mencionados "son dispositivos o formatos (en papel o digital), que se utiliza para obtener, registrar o almacenar información". (p.12)

En correspondencia con los objetivos del presente estudio que se planteó el reforzamiento estructural del Módulo I del Hospital Central de Puerto Ayacucho, se emplearon como técnicas e instrumentos de recolección de datos: la observación en sus modalidades directa e indirecta, y la entrevista, ésta última orientada por una guía con la utilización de técnicas de indagación que permitió al entrevistado responder las preguntas, y el empleo de instrumentos como: anotaciones, cámaras.

Técnicas para el análisis de los datos

La forma para procesar la información recopilada en esta investigación fue: cualitativa y cuantitativa.

La técnica de análisis cuantitativo, para obtención de la vulnerabilidad sísmica y la aplicación de los programas de análisis y cálculo estructural a los datos y la técnica de análisis cualitativo, para la selección y ordenamiento de datos obtenidos a través de la bibliografía, documentos exploraciones.

Fases de la Investigación

En consideración a los objetivos propuestos el estudio constó de varias etapas las cuales se describen a continuación:

Etapas 1: Esta etapa comprendió la búsqueda de planos de arquitectura y estructurales del Hospital Central de Puerto Ayacucho, compilación, observación, exploración y revisión bibliográfica de los documentos especializados como de los instrumentos normativos, con el objeto de reunir todo lo concerniente al contenido de vulnerabilidad sísmica de edificaciones, peligro sísmico, evaluación sismorresistente de las edificaciones de concreto y alternativas de reforzamiento estructural.

Etapas 2: Esta etapa correspondió a la contrastación del proyecto original con la obra ejecutada del Módulo I del Hospital Central de Puerto Ayacucho, obtención de su vulnerabilidad cualitativa y cuantitativa sobre la base de la Norma COVENIN 1756-2001 y uso de programas electrónicos.

Etapas 3: Esta etapa se relacionó con el análisis formal de las diversas alternativas de reforzamiento sismorresistente apropiado a las edificaciones de concreto armado.

Etapas 4: Esta etapa correspondió al desarrollo de las técnicas y procedimientos escogidos para el reforzamiento estructural del Módulo I del Hospital Central de Puerto Ayacucho y el análisis y cálculo de la estructura reforzada con la utilización de programas computarizados, y elaboración de planos y detalles definitivos del reforzamiento estructural.

Operacionalización de objetivos

Objetivo general

Evaluar el comportamiento sismorresistente del Módulo I del Hospital Central “José Gregorio Hernández” de la ciudad de Puerto Ayacucho, Estado Amazonas, aplicando los criterios establecidos en la Norma COVENIN 1756-2001.

Tabla 1. Operacionalización de objetivos

OBJETIVO ESPECÍFICO	VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADORES
Estimar la vulnerabilidad Cualitativa del Módulo I de Hospital Central de Puerto Ayacucho	Vulnerabilidad Cualitativa	Comprende los fundamentos necesarios para determinar la vulnerabilidad cualitativa del Módulo I	Edad de la construcción, detallado, sistema resistente, distribución de masas y rigideces, irregularidades Configuración en planta y elevación. Sistema de infraestructura. Distribución de elementos no estructurales. Edificaciones colindantes. Mantenimiento.
Estimar la vulnerabilidad cuantitativa del Módulo I del Hospital Central de Puerto Ayacucho.	Vulnerabilidad cuantitativa	Comprende los fundamentos necesarios para definir y determinar la vulnerabilidad cuantitativa del Módulo I según la Norma COVENIN 1756-2001.	Peligro Sísmico Clasificación Espectral y factor de corrección ϕ Clasificación de edificio según el uso, nivel de diseño, Espectro de diseño Coeficiente sísmico Método de análisis.
Estudiar alternativas de refuerzo para adecuar la estructura del Módulo I Hospital Central de Puerto Ayacucho según las Normas COVENIN 1756-2001, en caso de requerirse y con fundamento a los resultados obtenidos en los objetivos anteriores	Basamentos y Principios	Abarca los principios esenciales para determinar alternativas de reforzamiento estructural del Módulo I	Rigidez Disipación de energía Capacidad Factibilidad Técnica Grado de alteración del módulo Disponibilidad del material Tiempo Costos Simplicidad

Diseñar el Proyecto de adecuación sismorresistente de la estructura del Módulo I, de acuerdo a las Normas COVENIN 1756-2001 y FONDONORMA 1753-2006, si fuera el caso.	Diseño Estructural	Comprende los fundamentos necesarios para validar los elementos del logro de los objetivos y requisitos del producto final del proyecto.	Análisis y diseño de la estructura reforzada Detallado Diseño de la unión entre el elemento de refuerzo y la estructura original Afectaciones durante el proceso de reforzamiento y durabilidad Planos y memoria de cálculos
--	---------------------------	---	---

CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO

Antecedentes del estudio

En Venezuela y a nivel mundial existen múltiples investigaciones documentadas dedicadas al estudio y evaluación del comportamiento sismo-resistente de las edificaciones hospitalarias. En el caso específico de Venezuela los Ingenieros José Grases, A Malaver, M Rondón, J. Manzanares C. Herrera y Z. Villegas, han aplicado sus conocimientos sismológicos a la evaluación sismo-resistente de los hospitales Dr. Antonio Patricio Alcalá, Dr. Enrique Tejeras, Dr. Prince Lara entre 1993 y 1994, y previo a estos estudios se le habían practicado evaluaciones a los Hospitales Universitario de Los Andes Mérida, en 1988 y el Hospital General de Santa Bárbara del Zulia, en 1993

A Nivel Internacional, el programa de emergencias de la Organización Panamericana de la Salud y la Escuela Politécnica Nacional de Ecuador, le han dedicado estudios destinados a analizar y minimizar la vulnerabilidad de las edificaciones hospitalarias existentes y las a ejecutarse en el futuro. Por su parte las experiencias vividas en Costa Rica y Centro América en los años 70 y 80 indujeron a la Universidad de Costa Rica a realizar estudios de vulnerabilidad sísmica en hospitales entre 1984 y 1987 y a su refuerzo entre 1989 y 1991.

Bases Teóricas

Cuando se refiere un sismo, es obvio que la posibilidad de daño es más alta en la medida que éste sea más grande, cuanto más cerca esté de un centro poblado y cuanto más bajo sea el nivel de preparación para hacerle frente a la crisis sísmica, o bien expresado en lenguaje sismológico, cuanto mayor sea la amenaza, la vulnerabilidad y el valor de los elementos expuestos.

En el caso de edificaciones esenciales, como lo son los hospitales, el conocer su vulnerabilidad sísmica es primordial pues en ellos se centra todo el despliegue de cualquier plan de emergencia y de atención a la crisis sísmica.

Para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica de estas edificaciones es menester hacer una evaluación, entendida esta como “una actividad dirigida al establecimiento de un juicio de valor global, sobre el comportamiento de un objeto en particular en relación a un conjunto de condiciones externas particulares que lo afectan o pueden afectar”, L.T.Guevara, B. Jones y O. D. Cardona (1996).

Al realizar la evaluación se debe tener conocimiento del grado de amenaza, es decir, “el peligro latente o factor de riesgo externo de un sistema expuesto que se puede expresar, matemáticamente como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un suceso con una cierta intensidad, en un sitio específico y en un período de tiempo determinado”, Alex, H Barbat y LLuis Pujades (2004).

Por otra parte la vulnerabilidad según Alex, H Barbat y LLuis Pujades (2004), “puede entenderse como un factor de riesgo interno correspondiente a su predisposición intrínseca de ser susceptible a sufrir un daño, expresado como la factibilidad de que el sistema expuesto sea afectado por el fenómeno que caracteriza la amenaza”(p.231).

A su vez para la determinación de la vulnerabilidad estructural existen métodos de análisis cualitativos y cuantitativos con diferentes grados de complejidad, en concordancia con el objetivo que se persigue al determinarla.

Los métodos cualitativos se basan en las características generales de la estructura para calificarla. Generalmente están asociados a índices globales que han sido calibrados con la experiencia siniestral de estructuras existentes, que permiten identificar el riesgo en términos generales y en ciertos casos el nivel de daño”.

Estos métodos comparan las características de la edificación existente con los lineamientos generales del comportamiento esperado y asumen como principios generales de diseño a valorar la edad de la edificación, resistencia de los materiales, configuración en planta y elevación, separación de edificaciones colindantes, presencia de elementos rígidos no considerados en el análisis, técnicas constructivas, detallados que por lo general se relacionan con las fallas más frecuentes que sobrevienen en un sismo, que de acuerdo a ” Aguiar R., Yáñez E., Villamarín J. (2007) son:

- Falla por golpeteo: se da cuando entre dos estructuras adyacentes no tienen la separación adecuada y es crítico cuando estos edificios son de diferente altura y las losas de entrepiso no están a la misma altura. El edificio más alto se desplaza más y golpea al más pequeño que está muy próximo, generando daño, que muchas veces ha llevado al colapso

- Piso blando: se da en edificios en los cuales, la primera planta ha sido destinada para parqueadero y en los pisos superiores son los apartamentos...Para que una estructura sea sismo resistente el piso inferior debe tener mayor rigidez que el piso superior pero en los edificios con piso blando no sucede esto ya que la primera planta está libre de paredes.
- Columna corta: “ se denomina de esa manera debido a que la mampostería al estar confinada a las columnas, crea una columna corta, que falla por corte”
- Edificio abierto: Son estructuras esquineras, con dos lados adosados a las construcciones adyacentes y los otros dos lados que dan a la calle. En estas condiciones se tienen dos pórticos muy fuertes, que son los que están adosados y dos pórticos muy débiles que dan a la calle; generando problemas de torsión y gran daño en los pórticos débiles.

Los métodos cuantitativos, por su parte son, habitualmente, extensiones de los procedimientos de análisis y diseño antisísmico recomendados por las normas y cuyo fin último es cuantificar la relación de capacidad sísmica de la edificación estudiada. Consta de estudios más detallados, como la amenaza sísmica y por ende la determinación de los parámetros con los cuales se puede hacer la evaluación sismorresistente de la estructura. Además incluyen el estudio de suelos, modelaje y análisis de su estructura en su estado real.

En el caso de que el estudio de la vulnerabilidad de la edificación sea alta, se analizan diferentes alternativas de reforzamiento de la estructura a fin de lograr adecuarla a las normas existentes en el país, atendiendo criterios como simetría en planta y elevación, sistemas continuos e hiperestáticos, evitar cambios bruscos de resistencia, detallado adecuado, facilidad de ejecución, estéticos, disponibilidad de materiales, factibilidad económica, invasividad, funcionalidad.

Una vez definido el tipo de reforzamiento a utilizar para dotar a la edificación de las propiedades requeridas y corrección de deficiencias estructurales evidenciadas en la evaluación cualitativa y/o cuantitativa y analizada la estructura reforzada, se elaboran los planos definitivos y detallados del proyecto de refuerzo estructural.

Bases Legales

El presente estudio se fundamenta sobre las siguientes normas venezolanas

- **COVENIN 1756-2001.** Edificaciones Sismorresistentes, Parte 1 y 2, Requisitos y Comentarios, aprobada por el Ministerio de Industria y Comercio. Esta norma considera los requerimientos para el diseño sismorresistente de edificaciones y se complementa con otras normas y especificaciones para la evaluación sísmica de de equipos e instalaciones.
- **FONDONORMA 1753-2.006.** Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. y está basada en el Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05) del Instituto Americano del Concreto. Esta norma contiene los requisitos de diseño sismorresistentes reflejados en el Capítulo 18.
- **COVENIN 1618-1998** “Estructuras De Acero para Edificaciones Método de los Estados Límites. Basada sobre los documentos del AISC, y adaptada totalmente a la realidad venezolana donde el diseño sismorresistente es lo común y el diseño no sismorresistente la excepción”.
- **COVENIN 2002-1988** “Criterios y Acciones Mínimas”.

Glosario de términos

A los fines de facilitar la comprensión de este estudio, a continuación se define el significado de algunos términos utilizados, tomados, en su mayoría, de la Norma COVENIN 1756-2001.

1. **acciones sísmicas:** acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos trasnacionales y los rotacionales respecto al eje vertical.
2. **aceleración de diseño:** valor de la aceleración del terreno para el diseño sismorresistente de obras de ingeniería; generalmente asociado a una cierta probabilidad de excedencia durante la vida útil de la obra considerada.
3. **adecuación de una edificación:** Es el conjunto de medidas que se toman en relación con una edificación, conducentes a hacer que su patrón de comportamiento esperado, sea adecuado para responder a un patrón de sollicitación especificado.
4. **adecuación estructural:** Es aquel tipo de adecuación que se refiere al comportamiento estructural y que, por lo tanto, atiende a los requisitos de resistencia, rigidez y ductilidad que debe cumplir la obra en cuestión, tomando en cuenta simultáneamente los exigidos por los otros tipos de adecuación.
5. **coeficiente sísmico:** cociente entre la fuerza cortante horizontal de diseño que actúa en el nivel de base y el peso total por encima del mismo.
6. **densidad en planta:** se define como el área total de todos los elementos estructurales verticales (columnas, muros, diagonales) dividida entre el área bruta del piso.
7. **deriva de Piso:** diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos.
8. **deriva Normalizada:** cociente de la deriva de piso y la altura libre o separación dos pisos consecutivos
9. **ductilidad:** capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente.
10. **entrepiso blando:** configuración caracterizada por una marcada diferencia de rigideces entre niveles adyacentes.

11. **entrepiso débil:** Configuración caracterizada por una marcada diferencia de resistencias entre niveles adyacentes.
12. **espectro de diseño:** : Espectro que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado
13. **espectro de respuesta:** Representa la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del período.
14. **factor de corrección φ :** factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal, dependiente del perfil geotécnico del terreno de fundación.
15. **índice de daño:** Medida del porcentaje de daños estructurales que probablemente ocasionará en una edificación un sismo de magnitud alta
16. **patrón de comportamiento esperado:** En relación con una obra, es el conjunto de de respuestas predeterminadas según los niveles de exigencias especificidades en normas o establecidas por prácticas aceptadas por autoridades en las materias respectivas, que se supone debe presentar dicha obra en caso de que sea sometida durante su construcción, puesta en servicio o vida útil prevista, al efecto individual o combinado de ciertas condiciones definidas también por normas o prácticas de similar aceptación”.
17. **probabilidad de excedencia:** probabilidad de que un determinado valor de aceleración o intensidad del movimiento del terreno, o que ciertos efectos o consecuencias económicas producidas por un sismo, sean excedidas durante un período de exposición dado.
18. **redundancia:** se refiere a la existencia de abundantes líneas resistentes continuas y monolíticas, proporciona un alto grado de hiperestaticidad que cumple con el requisito básico para la supervivencia de la edificación, ya que posee múltiples mecanismos de defensa que garantizan la redistribución de esfuerzos una vez que algunos miembros hayan fallado.
19. **reforzamiento:** actividad que conlleva a una modificación tendiente a adicionarle mayor capacidad resistente para mejorar el comportamiento de un sistema o elemento estructural.

CAPITULO IV

EVALUACION CUALITATIVA DEL MODULO I.

Para esta evaluación se necesitó de datos abundantes y confiables. Fundamentándose básicamente en la observación de los diversos elementos estructurales y no estructurales del Módulo I y en la experiencias previas del comportamiento característico, durante un sismo, de edificaciones de su misma tipología, comparándose desde luego con los requerimientos para el diseño sismorresistente de edificaciones.

Los criterios utilizados para obtener la vulnerabilidad del Módulo I fueron los señalados en la referencia Rodríguez, D [2010] , quien a su vez se respaldó en la referencia Rodríguez y León[1992] , en los cuales se consideran aspectos endógenos o propios de la estructura y factores exógenos, tales como:

Endógenos

1. Edad de la edificación
2. Diseño, detallado y construcción de la edificación.
3. Técnicas constructivas y controles de calidad en la ejecución.
4. Sistema resistente a cargas laterales de la estructura.
5. Configuración en planta y elevación de la edificación.
6. Presencia de elementos rígidos no considerados en el análisis.
7. Distribución de masas y rigideces.

Exógenos

8. Construcciones adyacentes.

Una vez compilada toda esta información se identifican las deficiencias potenciales del Módulo I en una matriz de Evaluación Cualitativa (Tabla N°2), dándole valores numéricos a cada componente significativo a criterio propio y ponderado en función de su importancia relativa (no se ameritó para su estimación de cálculos complicados), lográndose describir los niveles de vulnerabilidad parciales, de cuya suma se obtuvo la Vulnerabilidad del Módulo I.

Figura 6. Planta Baja .Módulo I y II. Hospital José Gregorio Hernández.

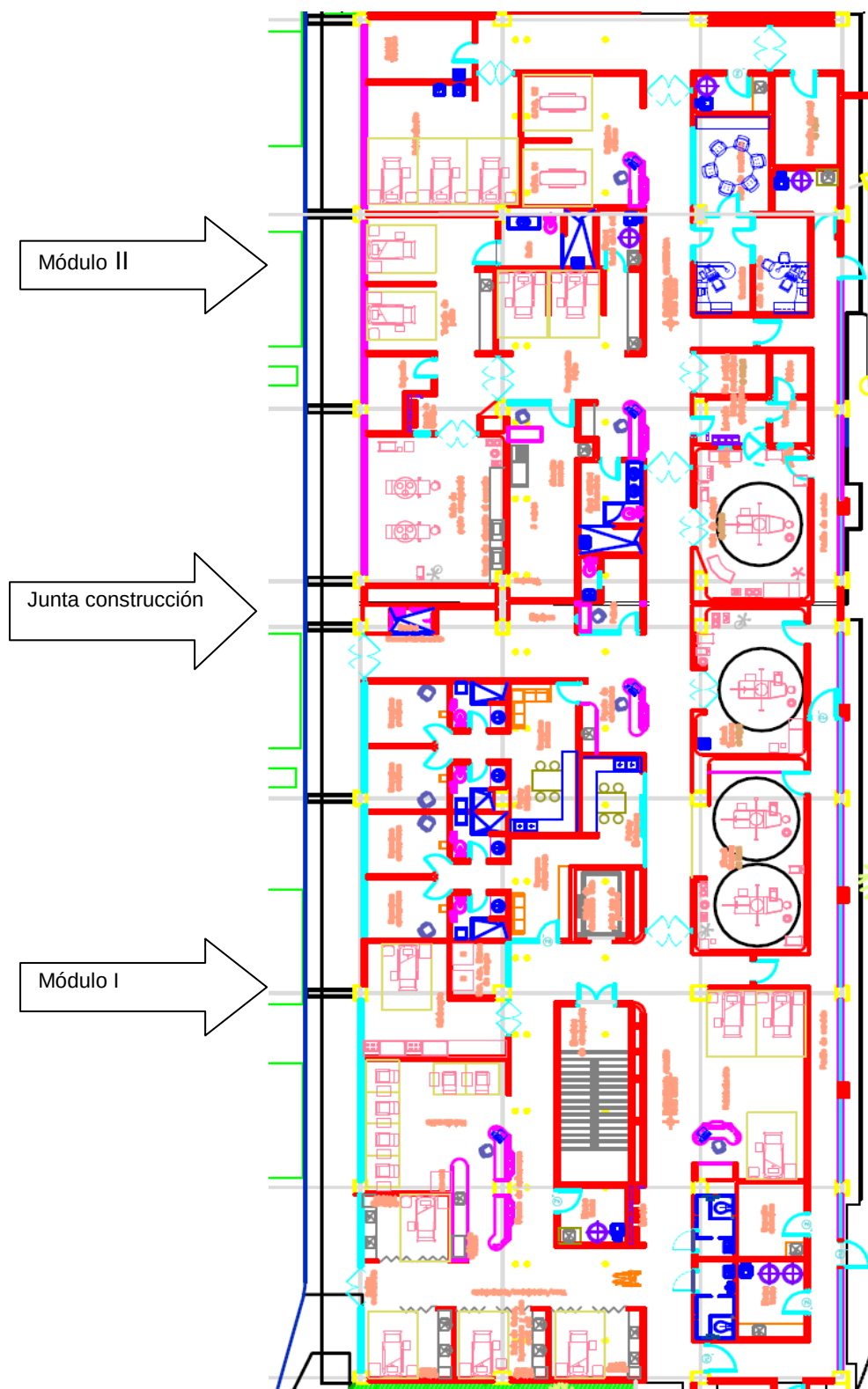


Figura 7. Nivel 2 Módulo I y II. Hospital Central José Gregorio Hernández

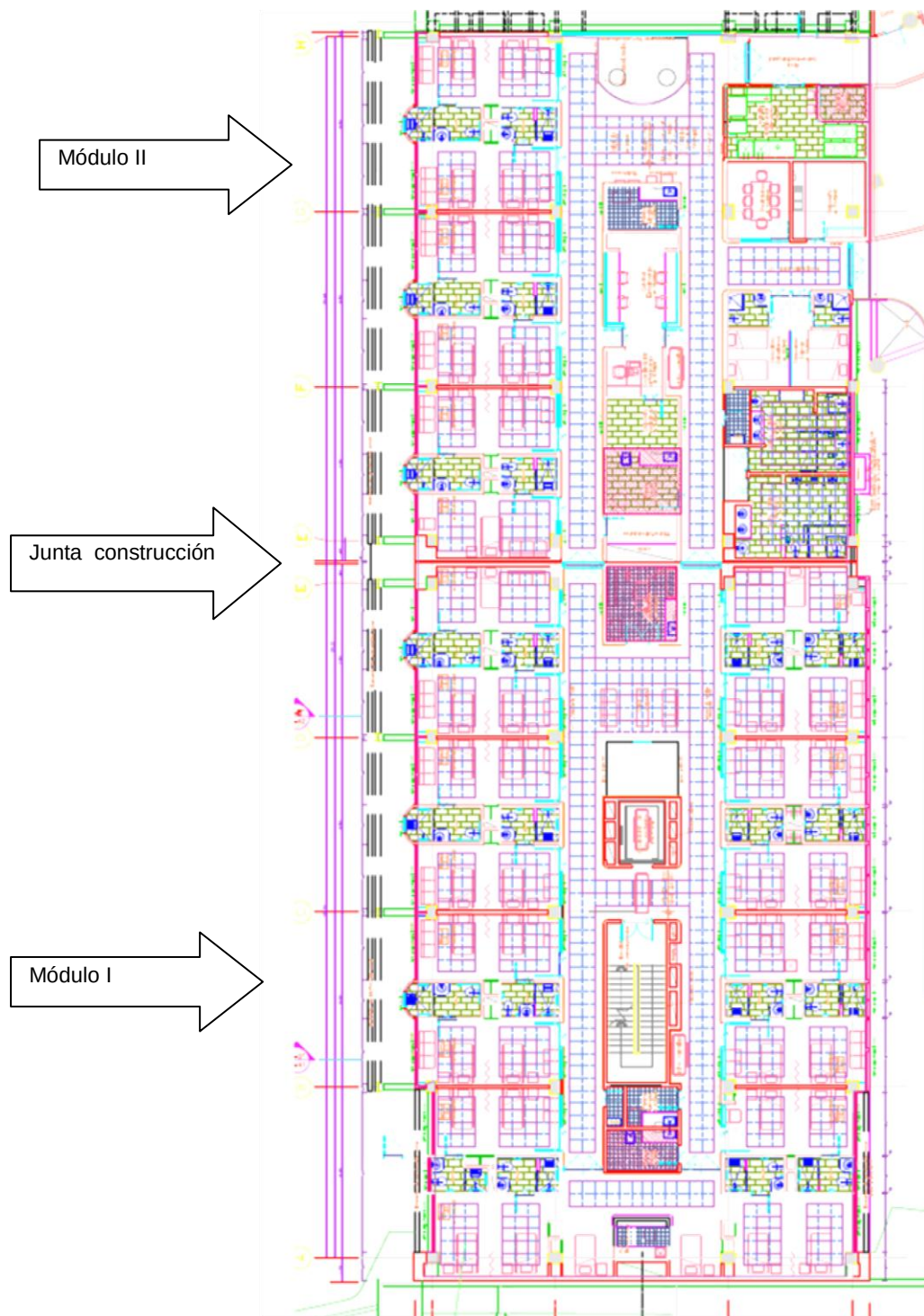


Figura 8. Corte frontal. Módulo I

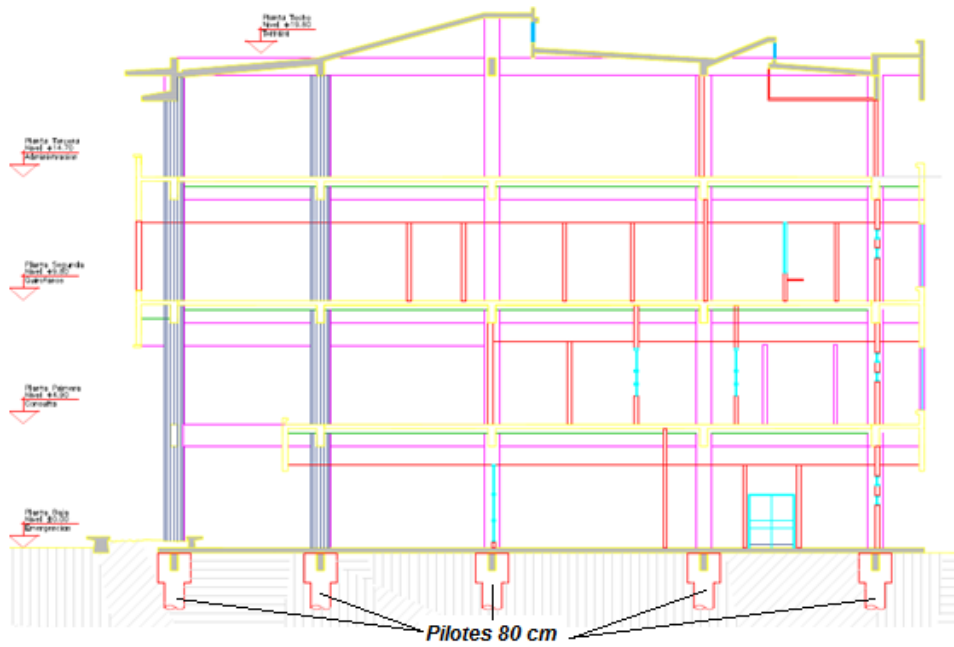


Figura 9. Alzado Norte. Módulo I.

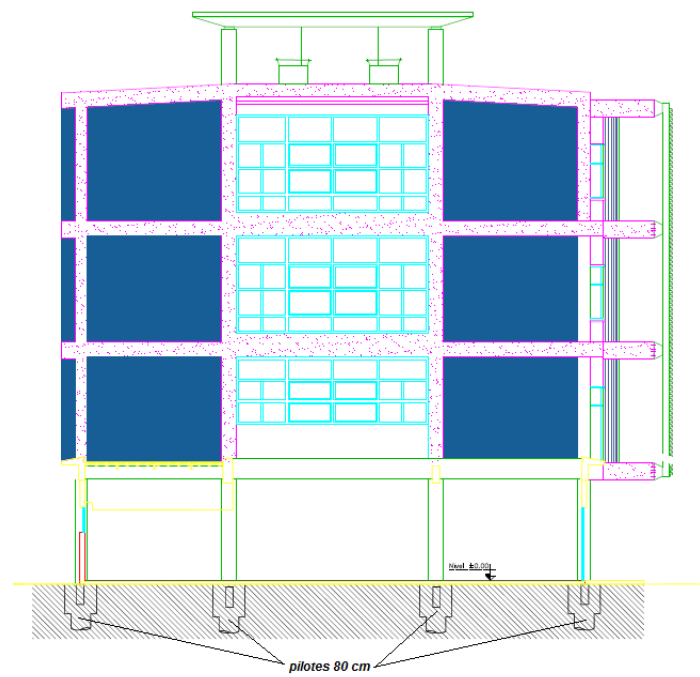


Figura 10. Detalle de cabezal y pilote de las fundaciones Módulo I

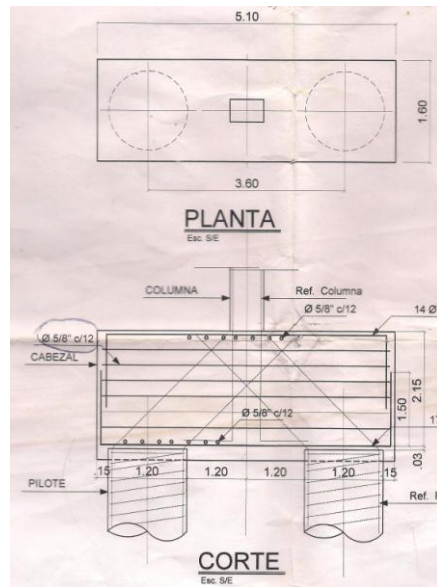
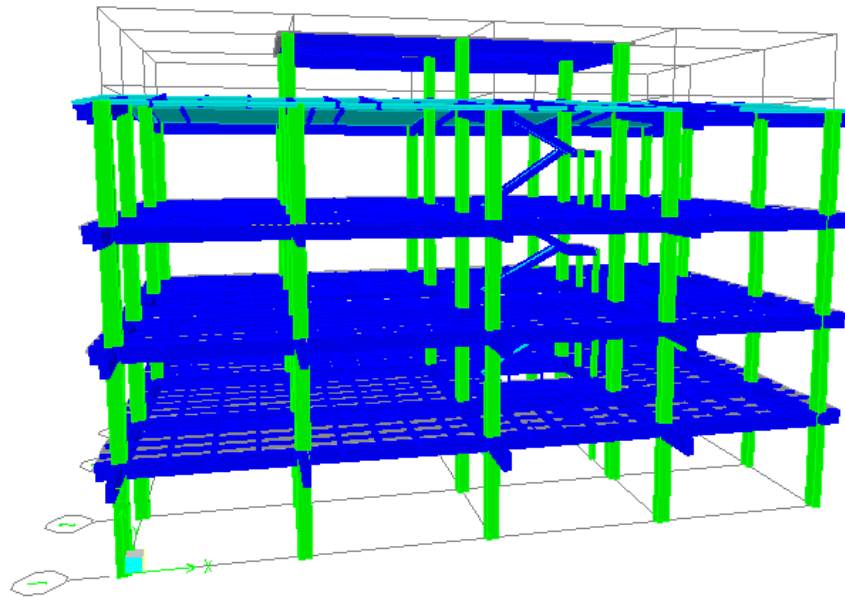


Figura11.Módulo I en 3D



La información tomada de los planos y procesada se presenta a continuación:

1. Edad de la edificación: Su construcción se inició a mediados del 2005 y en la actualidad está en la etapa de colocación de sistema de ventilación mecánica y aires acondicionados. De acuerdo a lo expuesto por la empresa proyectista en la memoria descriptiva, para el análisis estructural se fundamentó en la actual Norma FONDONORMA 1756-2001 y 1756-2003 (articulados publicados los cuales sufrieron algunas modificaciones y fueron el génesis de la actual Norma COVENIN 1753-06).
2. Detallado de la edificación: Las columnas del Módulo I lo conforman tres tipos de columnas, las externas de 40x60 y las internas de 50x70 y 60x60 con acero longitudinal, de 20 Φ de 5/8" y 20 Φ de 3/4", respectivamente, destacándose que ninguno de los nodos está confinado (no a todas sus caras llegan miembros confinante).
3. Calidad de la Construcción: califica dentro del rango de Buena.
4. Controles de calidad en la ejecución: Se clasifican como Bueno.
5. Sistema resistente a cargas laterales de la estructura: El sistema resistente es, de acuerdo a la norma COVENIN 1756-2006, aporticada tipo I, es decir: "Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación". La sección transversal de las columnas es de 40x60 cm² (externas), de 50x70 cm² y 60x60 cm² (internas) y la de las viga son de 30x70 cm² (Internas) y de 30x75 cm² (Externas). Las vigas y columnas cumplen con los lineamientos del capítulo 18 de la Norma FONDONORMA 1756-2006, en cuanto a dimensionamiento se refiere. En lo concerniente al diafragma, constituido por una losa mixta acero-concreto y soportada por una estructura metálica de vigas VP 140x12,24 y 300x41,3 perpendiculares entre sí, sin conectores metálicos. Su relación largo/ancho es de $1,61 < 5$, por lo que se puede considerar un diafragma rígido, garantizando la distribución de fuerzas laterales a las vigas y columnas.
6. Densidad en planta: resultó ser de 0.75 %, valor muy pequeño para una edificación esencial.
7. Configuración en planta: Simétrica

8. Elevación de la edificación: La estructura presenta problemas de columna corta en los pórticos 1 y 4 de planta baja y en los pórticos A y B de los niveles 1,2 y 3 ya que se cierran vanos de la estructura con mampostería de relleno hasta cierto nivel, dejando en la parte superior únicamente espacio para ventanas altas. Esto confina la parte inferior de las columnas y, esencialmente, acorta su longitud efectiva.
9. Distribución de masas: Balanceada hasta el nivel 4, el nivel 5 presenta una variación de masa.
10. Distribución de Rigideces: Simétrica respecto al eje X, asimétrica respecto al eje Y.
11. Distribución de miembros no estructurales (mampostería): En planta baja es asimétrica, pero en los niveles 1, 2 , 3 y techo se puede considerar simétrica
12. Topografía: Plana
13. Suelo de fundación: La forma espectral según la empresa proyectista es S2
14. Tipo de fundación: Pilotes circulares diámetro 0,8m, $f'c = 200 \text{ kg/m}^2$ rotados y vaciados en sitio de distintas profundidades, apoyados sobre roca.
15. Daños Previos: Ninguno.

Exógenos

16. Construcciones adyacentes: La edificación adyacente corresponde al Módulo II, separada por una junta de dilatación de 10 cm. De acuerdo a las siguientes recomendaciones, dadas por Medina, J (2005).

“las separaciones serán de 2,5 cm más 1,25 cm por cada 3 m de altura en exceso de 6 m. Otra alternativa es separar 3,2 cm de separación para edificios de hasta 4,88 m, y 1,9 cm más por cada 4,88 m de altura adicionales. Aunque lo más conveniente es determinar el desplazamiento de cada uno de los edificios y dar una separación que contemple el caso cuando las dos partes están lo más cerca.”

Haciendo los cálculos respectivos en el primer caso la separación mínima debe ser 8, 17cm y en el segundo 8, 93 cm ambos menores a 10 cm, que es la separación real entre el Módulo I y III.

Tabla 2. Matriz de Evaluación Cualitativa de Vulnerabilidad

Aspecto	Características	Rango de Vulnerabilidad	Vulnerabilidad Asignada (1)	Factor de Peso (2)	Vulnerabilidad Parcial (1)x(2)
EDAD	1967-1983	0,4-0,5			
	1983-2002	0,2-0,4			
	DESPUES DE 2002	0,0-0,2	0.2	0.0500	0.01
DETALLADO	MALO	0,5-1,0			
	REGULAR	0,2-0,5			
	BUENO	0,0-0,1	0.1	0.0750	0.0075
CONSTRUCCIÓN	MALA	0,5-1,0			
	REGULAR	0,2-0,5			
	BUENA	0,00-0,2	0.2	0.0750	0.015
SISTEMA RESISTENTE	NO ADECUADO	0,4-1,0			
	REGULAR	0,2-0,4			
	ADECUADO	0,0-0,2	0.2	0.1000	0.02
DENSIDAD DE COLUMNAS Y/O Muros	BAJA	0,5-1,0	0.8	0.1000	0.08
	MEDIA	0,2-0,5			
	NORMAL	0,0-0,2			
DISTRIBUCIÓN DE MASAS Y RIGIDECES	NO BALANCEADA	0,5-1,0			
	INTERMEDIA	0,2-0,5	0.4	0.0750	0.03
	BALANCEADA	0,0-0,2			
CONFIGURACIÓN EN PLANTA	ASIMETRICA	0,5-1,0			
	INTERMEDIA	0,1-0,5			
	SIMETRICA	0,0-0,1	0.1	0.0750	0.0075
IRREGULARIDADES	PISO SUAVE	0,0-1,0		0.0500	
	PISO DEBIL	0,0-1,0		0.0400	
	COLUMNAS CORTAS	0,0-1,0	1	0.0400	0.04
FUNDACIONES	NO ADECUADAS	0,3-1,0			
	ADECUADAS	0,0-0,3	0.2	0.0750	0.015
DISTRIBUCIÓN DE MIEMBROS NO ESTUCTURALES	ASIMETRICA	0,3-1,0			
	INTERMEDIA	0,1-0,3			
	SIMETRICA	0,0-0,1	0.1	0.0375	0.00375
EDIFICACIONES COLINDANTES	CERCANAS	0,1-1,0			
	LEJANAS	0	0	0.1000	0
DAÑOS PREVIOS	COLUMNAS	0,7-1,0			
	VIGAS	0,3-0,7			
	PISOS	0,2-0,3			
	MAMPOSTERÍA	0,0-0,2	0	0.0725	0
MANTENIMIENTO	POBRE	0,5-1,0			
	REGULAR	0,1-0,5			
	BUENO	0,0-0,1	0.1	0.0350	0.0035
				VULNERABILIDAD(V)	0.23225

Una vez obtenido el valor de la vulnerabilidad total del Módulo I, por el Método Analítico, se procedió a calcular el Índice de Daño con la utilización de la Fórmula:

$$ID=V \cdot F1 \cdot F2$$

Donde,

V= Vulnerabilidad de la edificación, obtenida con la Matriz de Evaluación

F1 y F2 son valores contenidos en las tablas 3 y 4 tomadas de la referencia Rodríguez y León. [1992], siendo F1 el factor de amplificación debido a la forma espectral y F2 el factor de amplificación debido a la topografía:

Tabla 3. Factor de amplificación F1 del Indice de daño

Perfil del suelo	Factor de amplificación F1
S1	1,0
S2	1.2
S3	1.5
S4	2.0

Tabla 4. Factor de amplificación F2 del Indice de daño

Topografía	Factor de amplificación F2
Plana	1,0
En ladera	1.5
En ladera con relleno	2.0

En nuestro caso F1=1,2 y F2=1, de tal forma que ID resultó ser:

$$ID= 0,23225 \times 1,2 \times 1,0= \mathbf{0,27870}.$$

Finalmente y para poder emitir un juicio obtenido por medio de la evaluación cualitativa del Módulo I, se tomaron los valores de referencia contenidos en la tabla 5, tomada de la referencia Rodríguez y León. [1992]:

Tabla 5.Rango de variación de Índice de daño.

Rango de variación Índice de daño	Diagnóstico
0,0-0,2	Conservar
0,2-0,4	Reforzar (sin análisis adicionales)
0,4-0.8	Reforzar (Con análisis adicionales)
0,8 en adelante	Demoler

De la Tabla 5 se concluyó que como el ID=0,2870, el Módulo I se encuentra dentro del rango de las edificaciones cuya recomendación es “Reforzar (sin análisis adicionales)” pero, por tratarse de un Módulo que forma parte de una edificación esencial, debe ser estudiado de una forma más detalla, ya que la información suministrada en esta fase “no es lo suficientemente rigurosa para permitirnos un diagnostico confiable.” Rodríguez y León. [1992].

CAPITULO V

EVALUACION CUANTITATIVA DEL MODULO I.

Para la evaluación cuantitativa del Módulo I, se procedió a utilizar un modelo dinámico reproduciendo al máximo su comportamiento estructural. Se utilizó el programa ETABS Non Linear v. 9.7.1, basándose sobre los planos Arquitectónicos y Estructurales, los cuales se verificaron en sitio.

De acuerdo con la Memoria Descriptiva entregada por la empresa constructora el tipo de suelo donde se encuentra ubicado la edificación se clasifica como del tipo S2, según la norma COVENIN 1756-01.

El análisis sísmico se realizó con tres grados de libertad por planta dos de traslación y uno de rotación, la zona sísmica es la 1 (peligro sísmico bajo) que de acuerdo a la norma COVENIN 1756-01 le corresponde un coeficiente de aceleración horizontal $A_0 = 0,10$, la forma espectral utilizada fue la S2 con un factor de corrección $Q = 0,8$. Por tratarse de una edificación esencial, conforme a la tabla 6.1 de la Norma COVENIN 1756-01 le corresponde un factor de importancia $\alpha = 1,3$ con detallado correspondiente al ND3.

Para la escogencia del Factor de Respuesta R, se tomó en cuenta que la edificación pertenece al sistema estructural Tipo I, adoptándose el valor de $R = 3,5$ debido a que el detallado de los miembros estructurales no cumplía con los requisitos del ND3.

En el análisis sísmico de la estructura, mediante el programa, se trabajó con un porcentaje de amortiguamiento del 5%, una excentricidad accidental del 6% del ancho de la planta tanto en sentido X como en sentido Y, para la combinación modal se utilizó el criterio de combinación cuadrática completa (CQC).

En cuanto a la combinación direccional por la acción simultánea de las dos componentes sísmicas horizontales, se trabajó con el criterio del valor absoluto de las solicitaciones debidas a sismo en una dirección más el 30% del valor absoluto de las solicitaciones debidas a sismo en la dirección ortogonal, y viceversa, previsto en la Norma COVENIN 1756-01.

Para las acciones gravitacionales, se consideraron las cargas permanentes y variables contempladas en la Norma COVENIN 2002-88, según se describe a continuación:

Cargas permanentes:

-Losetas de granito	100 kgf/m ²
-Paredes de bloque de arcilla frisada por dos caras	220 kgf/m ²
-Impermeabilización	5 kgf/m ²
-Manto Asfáltico	110 kgf/m ²
-Sobre carga sala de máquinas	600 kgf/m ²

Cargas variables:

-Habitaciones	175 kgf/cm ²
-Pasillos	300 kgf/cm ²
-Techo sin acceso	100 kgf/cm ²
-Escaleras	500 kgf/cm ²

El Módulo de elasticidad utilizado se calculó mediante la fórmula $E_c = 0,14w^{1,5}\sqrt{f'_c}$, con un peso específico del concreto (w) de 2500kgf/m³ y un módulo de Poisson de 0,25.

La geometría de los pórticos se indica en las figuras 9 hasta la 17.

Figura 12. Pórtico 1

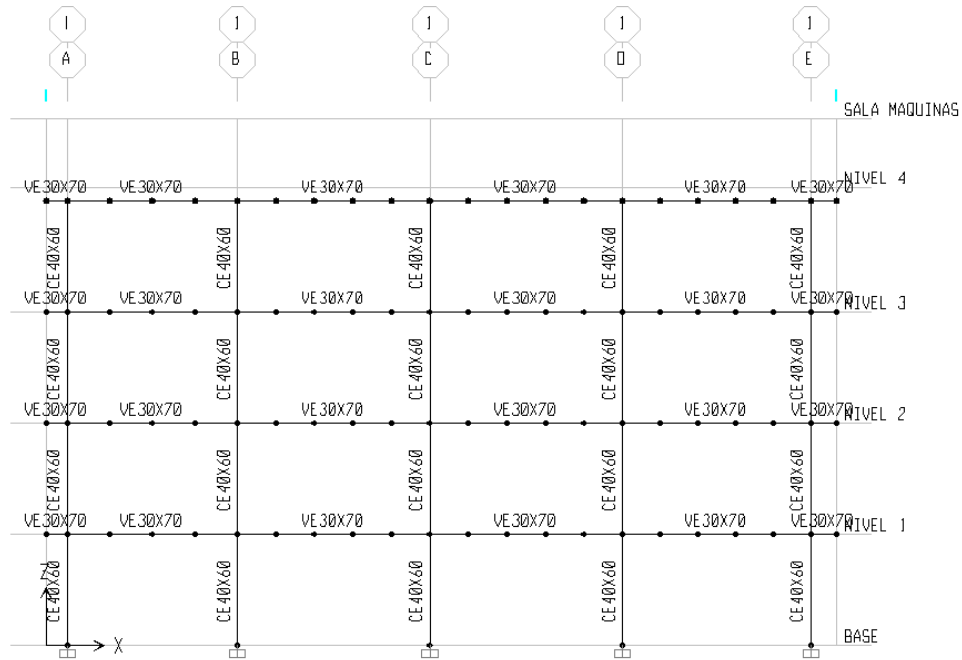


Figura 13. Pórtico 2

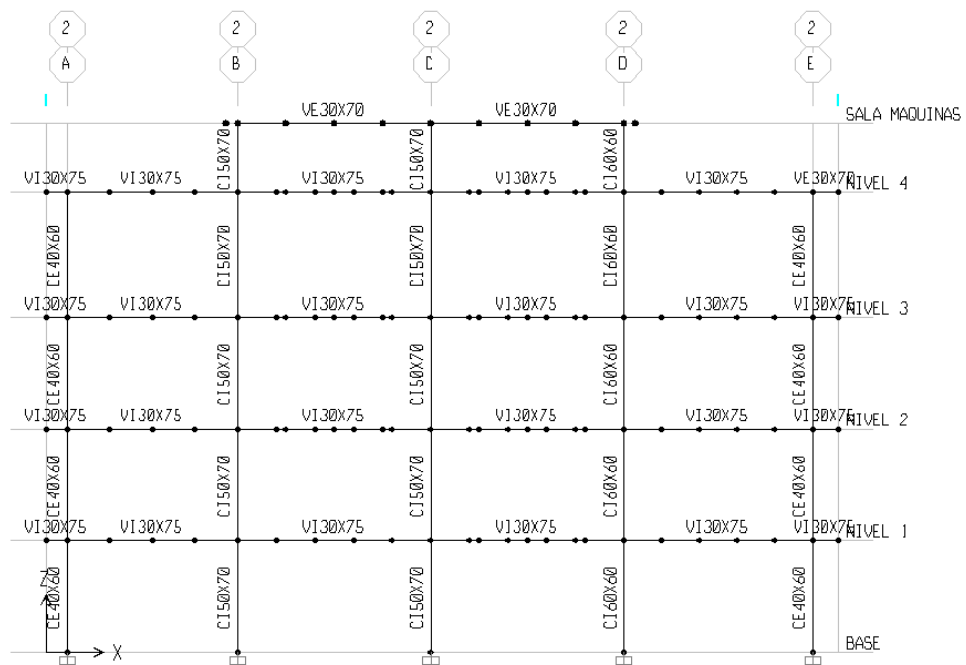


Figura 14. Pórtico 3

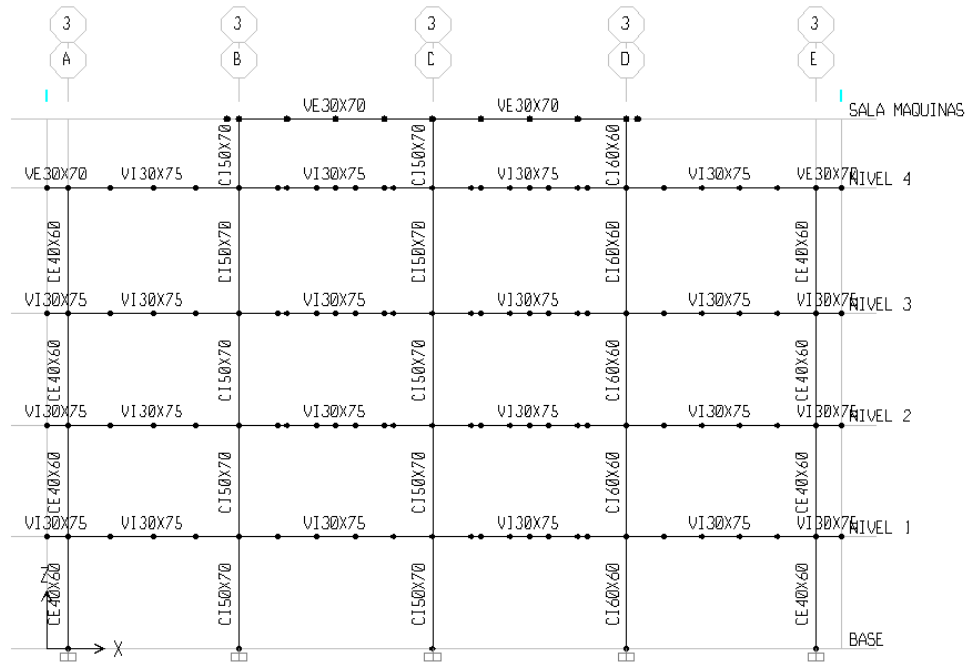


Figura 15. Pórtico 4

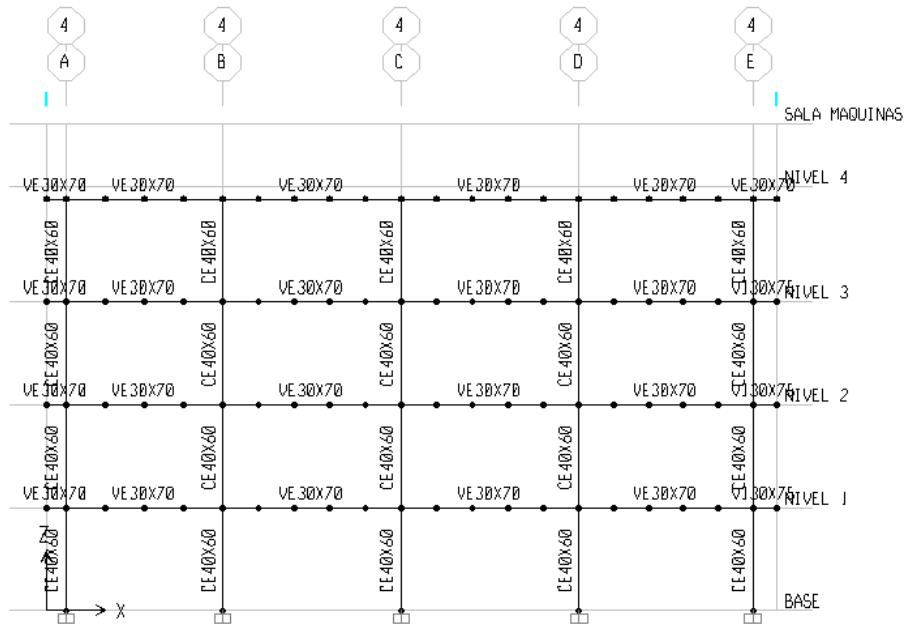


Figura 16. Pórtico A

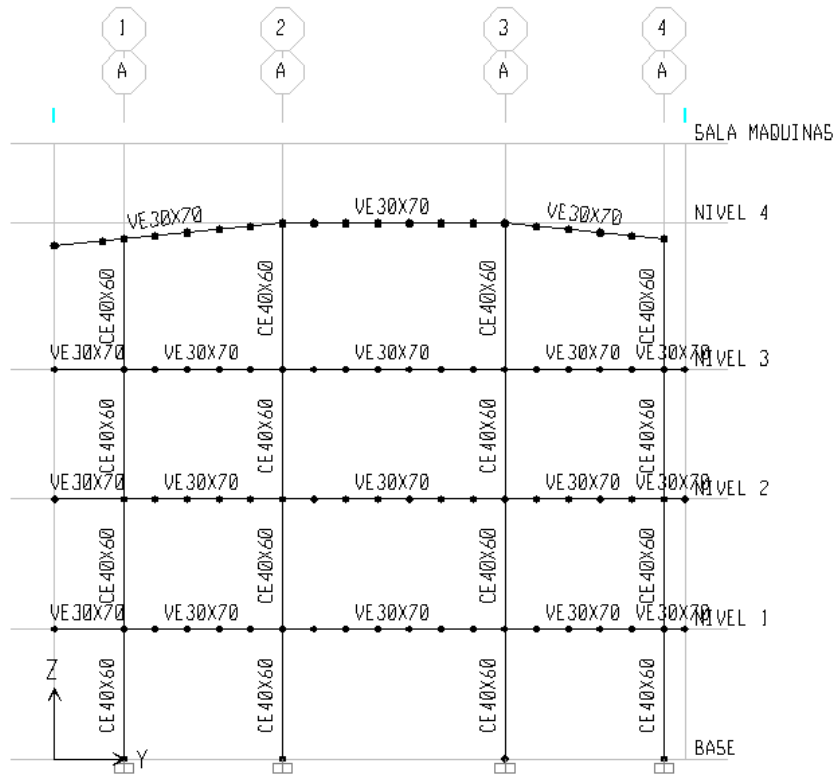


Figura 17. Pórtico B

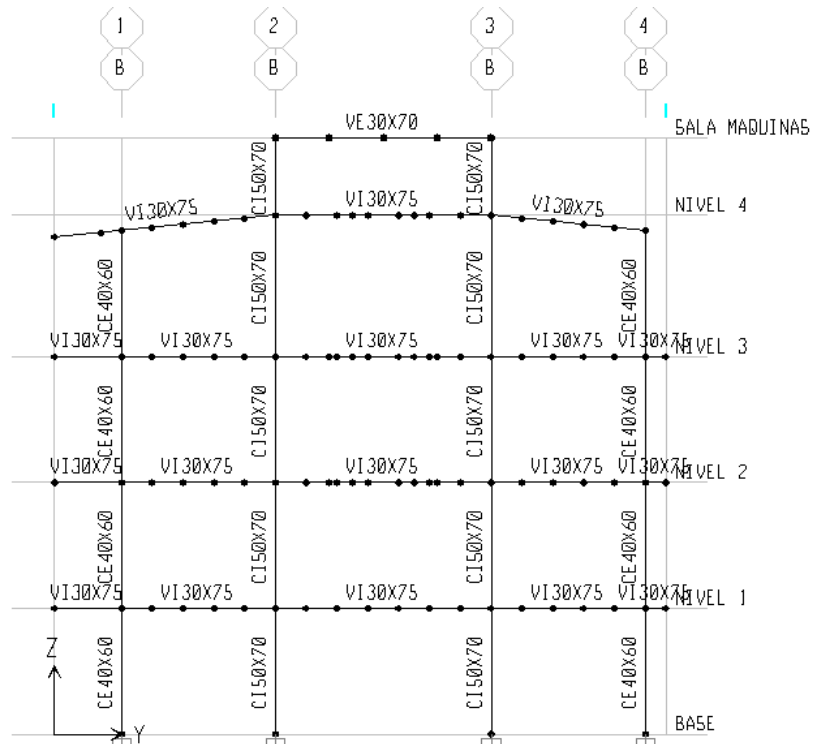


Figura 18. Pórtico C

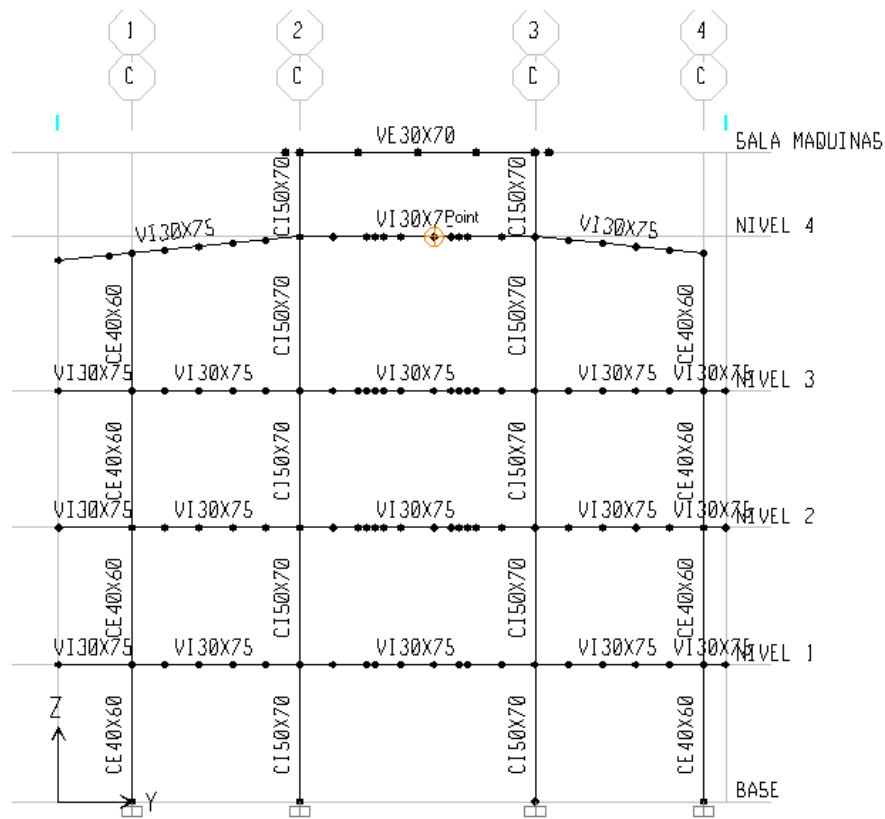


Figura 19. Pórtico D

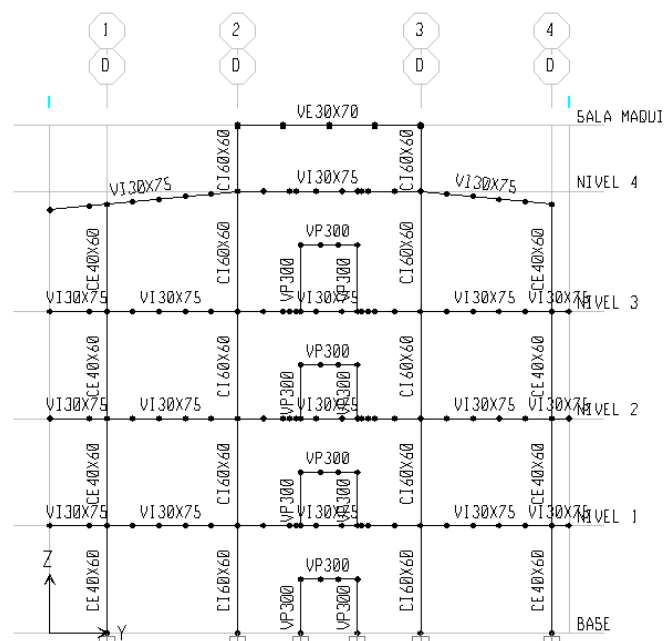
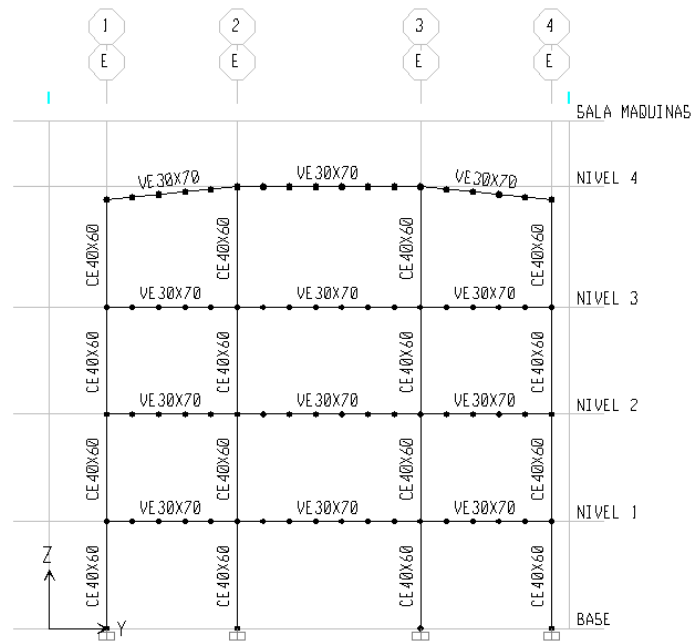


Figura 20. Pórtico E



En cuanto a las solicitaciones actuantes sobre el Módulo I, se consideraron las combinaciones de cargas indicadas en la Norma FONDONORMA 1753-06, acápite 9.3, que expresa:

“En las combinaciones 9-5 y 9-7, las solicitaciones sísmicas, **S**, se obtendrán según el capítulo 8 de la Norma COVENIN 1756-01 *Edificaciones Sismorresistentes*. El artículo 8.6 de la mencionada Norma, permite calcular la acción sísmica, **S**, de manera simplificada, como la suma de: i) las solicitaciones debidas a las componentes sísmicas horizontales, actuando simultáneamente e incluidos los efectos torsionales, S_h , y ii) las solicitaciones alternantes de la componente sísmica vertical modelada como se indica a continuación: $S = S_h \pm (0.2\alpha\beta A_0) CP$ ”.

La expresión $(0.2\alpha\beta A_0) CP$, corresponde a la componente vertical del sismo, que para el caso del módulo I, alcanzó el valor de: $S_v = (0.2 \times 1.30 \times 0.80 \times 2.6 \times 0.1) CP$, por lo que $S_v = 0.05CP$

A continuación se presentan las combinaciones de solicitaciones utilizadas en el análisis estructural, según COVENIN 1753-06:

Para losas, vigas y columnas:

$$U=1,4CP+1,4 SCP \quad (9-1)$$

$$U=1,2CP+1,2SCP+1,6CV+0,5CVt \quad (9-2)$$

$$U=1,2CP+1,2SCP+\gamma CV \pm S \quad \text{con } \gamma=1 \quad \text{y} \quad S=Sh+0,05CP \quad \text{tenemos que:}$$

$$U=1,25CP+1,25SCP+CV \pm Sh \quad (\text{Máxima carga vertical probable con sismo}) \quad (9-5)$$

$$U=0,9CP \pm S \quad \text{con } S=Sh+0,05CP \quad \text{tenemos que:}$$

$$U=0,85CP \pm Sh \quad (\text{Mínima carga vertical probable con sismo}) \quad (9-7)$$

Para Fundaciones, con cargas de servicio:

$$S=CP$$

$$S=Cp+0,75Cv+CVt$$

$$S=Cp+CV \pm (0,525 Sh+0,5Sv) \quad \text{con } Sv=0,05CP \quad \text{tenemos que:}$$

$$S=1,03Cp+CV \pm Sh \quad (\text{Máxima carga vertical probable con sismo})$$

$$S=0,6Cp \pm (0,7Sh+0,7Sv) \quad \text{con } Sv=0,05CP \quad \text{tenemos que:}$$

$$S=0,64Cp \pm Sh \quad (\text{Mínima carga vertical probable con sismo})$$

RESULTADO DEL ANALISIS SISMICO

Como resultado del análisis sísmico se obtuvieron los siguientes resultados:

-Períodos y Masas participativas

En la **Tabla 6**, se indican los primeros cinco modos y períodos de vibración y los valores de las masas participativas asociada a cada modo de vibración incorporándose en el quinto modo el 94, 8% de esta masa participativa en la dirección X y el 94, 1% en la dirección Y, cumpliendo con la exigencia de la Norma COVENIN 1756, que estipula que se incorpore un número mínimo de modos que englobe al menos el 90% de las masas participativas.

Los períodos fundamentales (períodos 1 y 2) obtenidos según el análisis dinámico en sentido X y Y son relativamente elevados en comparación con el estimado por medio de la fórmula 9.6 de la Norma COVENIN 1756-01 según la cual, $Ta=0,07h^{3/4} = 0,07 \times 20,2^{3/4} = 0,666978$, debido a:

- La altura del entrepiso (4,9m) es mayor que las edificaciones convencionales lo que la hace más flexible.
- Los vanos son relativamente grandes (8,5 m)

Tabla 6. Períodos y Masas Participativas

Modos	Períodos	Masa Participativa X	Masa Participativa Y
1	1,171382	0,3207	84,3102
2	1,167591	84,1287	0,3697
3	1,064344	0,7509	0,1567
4	0,374273	0,1288	9,1467
5	0,369153	9,4352	0,1515

-Máximas Derivas Normalizadas por piso.

En la Tabla 7 se indican las Derivas Máximas Normalizadas por piso del Módulo I, cuyos valores superiores fueron de 0,0047 y 0,0052 en dirección X y Y, respectivamente. Estos valores obtenidos son muy inferiores a 0,012, máximo permitido por la Norma COVENIN 1756-01 en la Tabla 10.1, indicando que la estructura del Módulo I posee la suficiente rigidez ante un probable sismo.

Por su parte Ghobarah A., Aly N, y El-Attar M. (1997), definen cinco niveles de daño y desempeño, en función de la Deriva Normalizada Máxima de piso $\delta_i / (h_i - h_{i-1})$, los mismos se indican en la Tabla 8 y de acuerdo a ella ante un sismo se esperaría, en el Módulo I, un nivel de daño moderado, con grietas menores de 1mm y fluencia del acero.

Tabla 7. Derivas Máximas Normalizadas por Piso ($\delta_i / (h_i - h_{i-1})$)

Nivel	δ_{ix}	δ_{iy}
5	0,0006	0,0008
4	0,0026	0,0035
3	0,0039	0,0044
2	0,0047	0,0052
1	0,0034	0,0042

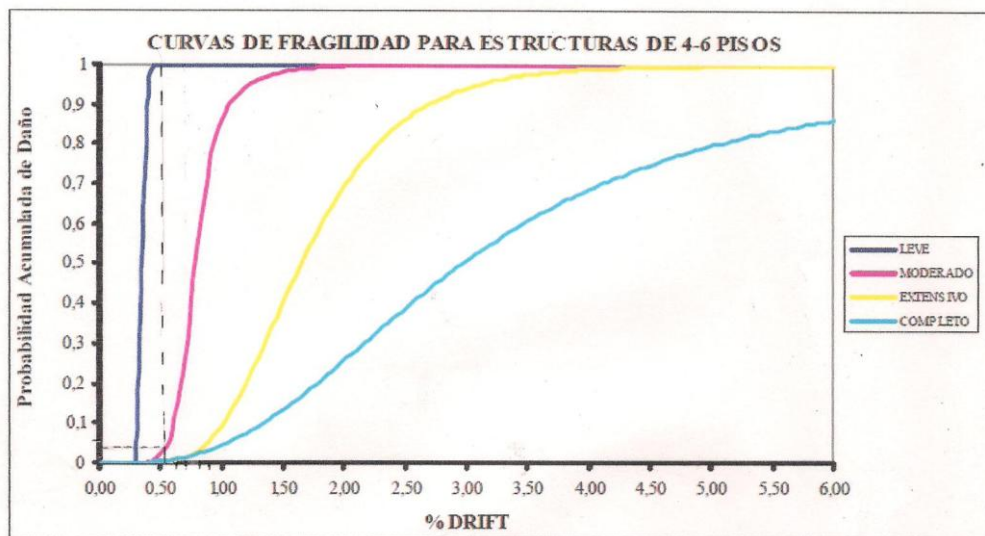
Tabla 8. Niveles de daño

Distorsión de Piso	Daño	Descripción del Daño	Desempeño
$\delta < 0,002$	Sin daño	Sin daño	Sin daño
$0,002 \leq \delta < 0,005$	Leve	Grietas ligeramente visibles	Agrietamiento
$0,005 \leq \delta < 0,011$	Moderado	Grietas menores de 1mm	Fluencia del acero
$0,011 \leq \delta < 0,023$	Extensivo	Grietas entre 1 y 2mm	Inicio del mecanismo
$\delta \geq 0,023$	Completo	Grietas mayores a 2 mm	Mecanismo global

Y de Aguiar R. (2006), tenemos la Curva de Fragilidad para estructuras de hormigón armado de 4 -6 pisos, Figura 21. Al ingresar a ella con la deriva máxima de la Tabla 7, correspondiente a 0,0052, se espera, según esta curva, el siguiente desempeño en el Módulo I: 1% de la estructura colapsa, un 4% de la estructura sufre daños moderados y un 100% daños leves, ante un sismo.

En general el Módulo I sufriría daños moderados ante un sismo y es preciso reforzar la estructura expuesta a daños.

Figura 21. Curvas de fragilidad de deriva máxima de piso para estructuras de 4-6 Pisos



-Relación Demanda /Capacidad

Como resultado del análisis de la relación demanda/ capacidad resistente del Módulo I, se evidenció que dos de las columnas, ambas pertenecientes al pórtico E, resultaron con demandas superiores a su capacidad, por lo cual deben ser reforzadas.

Por otra parte varias vigas de los pórticos internos deben ser reforzadas adicionándoles acero longitudinal para momentos negativos debido a que el que poseen es inferior al requerido.

En cuanto a la relación demanda/capacidad de rigidez de la estructura, se desprende de las derivas obtenidas, que es admisible.

Se debe acotar que en esta revisión no se consideraron los factores de minoración de resistencias para estructuras existentes contemplados en los Capítulos 17 y 20 referidos a la Evaluación Estructuras Existentes de las normas NV-1753-2006 y ACI 318-08 respectivamente, en vista de que las propiedades de los materiales utilizados no se basan en resultados de ensayos, la ubicación de los aceros de refuerzo especialmente en sus secciones críticas no fue confirmada, solo se utilizaron los datos plasmados en planos disponibles aunque sí se verificaron las dimensiones reales de los miembros.

-Relación columna fuerte- viga débil.

De acuerdo a los resultados arrojados en el análisis, el modelo requiere del refuerzo del acero longitudinal de todas las columnas de los pórticos exteriores (1, 4, A y E), pues ninguna cumple con el criterio de $\sum M_e \geq 1,2 \sum M_g$ (columna fuerte- viga débil), al igual que algunas columnas de los niveles superiores de los pórticos internos, corriéndose el riesgo de que aparezcan rótulas plásticas en las vigas antes que en las columnas.

-Fundaciones

A pesar de no contar con los estudio de suelos que explicarían las causas por las cuales se resolvió optar por fundar sobre pilotes, se poseen tres estudios geotécnicos elaborados a solicitud de La Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE) en tres parcelas de su interés y pertenecientes a la zona, coincidentes todos en que estos suelos se caracterizan por la presencia de suelos arenosos pobremente gradados (SP) siendo localmente arenas limosas (SM), con poca presencia de finos, de muy buena resistencia al corte, coeficiente de uniformidad (C_u) alrededor de 5, de color ocre rojizo y de compacidad de media a alta, ángulo de fricción promedio 31° y densidad 2 ton/m^3 .

De acuerdo a los planos las fundaciones consisten en pilotes individuales de 0,80 m de diámetro conectados a dos tipos de cabezales el primero de 1,4mx1,4m de ancho y 1,2m de espesor con un pilote y el segundo de 5,1x1,6 y 2,5 m de espesor con dos pilotes arriostrados entre sí por vigas de concreto de sección transversal 40cmx60cm, 40cmx70 cm y 40cmx80cm.

Estos pilotes fueron excavados y vaciados en sitio, sus longitudes varían entre 4m y 11m, todos están apoyados sobre la roca por lo que se encuentran trabajando fundamentalmente de punta ya que el lecho rocoso se encontró a las profundidades indicadas. El refuerzo metálico de los pilotes consta de 14 ϕ de 7/8" con zunchos de 3/8" con un paso de 15 cm.

La roca mencionada es del tipo granítica (Mendoza, V., Moreno, L., Barrio, F., Martínez, J., Sardi, G., y Ghosh, S (1977) las cuales presentan una resistencia a compresión no confinada promedio de 17500T/m² (Das 1999) .

Para la modelación de los pilotes se consideró la interacción entre la estructura de cimentación y el terreno suponiendo el suelo equivalente a un número infinito de resortes elásticos cuya rigidez correspondió al modelo de Winkler (Ks) para la rigidez de punta y (Kh) para la rigidez lateral, según se presentan a continuación:

$$K_{S(30)} \text{ (k/cm}^3\text{)} = 10^{\frac{N+2}{34}}$$

$$K_{sb} \text{ (k/cm}^3\text{)} = K_{S(30)} \left(\frac{b+0,3}{2b} \right)^2$$

$$K_h = nh \frac{z}{b} \text{ (variación de coeficiente de balasto según Terzaghi$$

$K_{(30)}$ =módulo de balasto o Winkler para placa de 30cmx 30cm

N= N° de golpes obtenido en el ensayo de penetración estándar SPT

K_b = módulo de balasto para placas cuadradas o circulares

b= ancho de la placa

z= profundidad del punto donde se evalúa K_h

nh= coeficiente de reacción horizontal a la profundidad $z=b$

La revisión estructural del pilote se hizo como una columna corta tomando en consideración que:

-El pilote está rodeado del terreno lo que disminuye el peligro de pandeo, aún cuando este sea muy blando.

- Las cargas que se admiten para los pilotes de concreto vaciados en el sitio son inferiores que para otro tipo debido a la incertidumbre de la calidad del concreto en el interior de la perforación.

Para el cálculo de la capacidad estructural del pilote se utilizó la siguiente fórmula:

$$Q_a = [(0,85f'_c)(A_g - A_s) + A_s f_y]/F_s$$

Con F_s (factor de seguridad) =2,5

$$\text{Con lo que } Q_a = \frac{[(0,85 \times 200)(5.027 - 54,31) + 54,31 \times 4200]}{2,5} = Q_a = 429.353 \text{ kg}$$

Por otra parte la capacidad geotécnica de punta de un pilote sobre roca (Goodman 1980) es, aproximadamente:

$$Q_{(adm)} = q_u \cdot A_p (N\phi + 1) / F_s$$

con:

$$N\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$$

$q_u \approx q_{u(lab)}/5$; para granitos $q_{u(lab)} = 17.500 \text{ t/m}^2$ por lo que, $q_{u(prom)} = 3.500 \text{ t/m}^2$ y

$$\phi_{prom} = 45^\circ$$

Entonces $Q_{(adm)} = 3500 \times 0,5 ((\tan^2(45 + 45/2) + 1) / 5) = 2390 \text{ t} > 429,36 \text{ t}$ (capacidad estructural del pilote)

Como se observa domina la capacidad estructural sobre la capacidad geotécnica del pilote por estar apoyado en la roca, se tomará por tanto como capacidad de carga del pilote su capacidad estructural.

$$Q_{adm} = 429,36 \text{ t}$$

Los resultados obtenidos del análisis del modelo se resumen en la Tabla N° 9 correspondiente a relación demanda/capacidad de los pilotes más desfavorables del modelo.

Tabla 9. Relación Demanda/Capacidad de los pilotes

Pórtico	Columna	Demanda T	Capacidad T	D/C
2	B	172,27	429,36	0,40
2	C	182,9	429,36	0,43
2	D	163,88	429,36	0,38
3	B	175,37	429,36	0,41
3	C	183,44	429,36	0,43
3	E	200,98	429,36	0,47

Como la separación centro a centro entre pilotes es 3,6m (mayor a $D+300\text{mm}$) y por estar apoyados en roca tenemos que $Q_g(u)=\sum Q_u$ (Das 19999), es decir la eficiencia es igual a 1 en los pilotes del cabezal doble.

De acuerdo a estos resultados, se concluye que no se requiere el reforzamiento de ninguno de los pilotes de fundación ya que todos tienen una capacidad mayor que la demanda

-Acero de refuerzo transversal.

En vigas: la totalidad de las vigas precisa el reforzamiento del área de acero transversal colocada por ser menor que la requerida, lo cual implica el peligro de que ocurra una falla frágil.

En columnas: Aproximadamente el 28 % de las columnas requiere del reforzamiento del acero transversal por la misma condición.

-Correas de transferencia de carga de losas de entrepiso: la mayoría de estas correas requieren ser reforzadas al menos en el tramo central, pues fallan a flexión, aún cuando su análisis fue sólo por acción de las cargas gravitacionales, sobre todo las correspondientes a los pasillo centrales de la edificación, atribuyéndoselo a las grandes luces y a la separación entre los perfiles.

Luego de analizados todos los resultados, se evidencia que la estructura del Módulo I requiere reforzamiento de la mayoría de sus miembros debido a que presenta deficiencias en su resistencia, aun cuando en su capacidad por rigidez está conforme con la Norma COVENIN 1756-01.

CAPITULO VI

ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE REFUERZO PARA ADECUAR LA ESTRUCTURA DEL MÓDULO I DEL HOSPITAL CENTRAL DE PUERTO AYAUCHO.

Realizado el análisis sísmico del Módulo I del Hospital José Gregorio Hernández de Puerto Ayacucho y comprobado que este amerita ser reforzado, se procedió a escoger el tipo de intervención más recomendable para mejorar el comportamiento sismorresistente de la edificación.

En este capítulo se estudiarán diversas técnicas existentes para el reforzamiento estructural de edificaciones de concreto armado.

Es conveniente aclarar la diferencia entre refuerzo y reparación de estructuras.

Una intervención de refuerzo produce un incremento de capacidad estructural (resistencia, ductilidad, rigidez, etc.), lo que se traduce implícitamente en la reutilización del elemento antiguo, para mejorar netamente sus prestaciones. La columna antigua aporta al sistema reforzado (soporte antiguo + refuerzo) su capacidad remanente, debido a que generalmente las columnas de edificación soportan una precarga (o predeformación), la cual es deseable que se encuentre como máximo en el nivel de la carga de servicio. Para elevados niveles de precarga en una columna de concreto armado, la misma experimenta una disminución de la rigidez de la pieza, y las posibilidades de reaprovechamiento se ven mermadas.

En el caso de elevados niveles de carga, próximos a la carga máxima, y cuando el nivel de daño es muy importante, la contribución estructural del soporte existente se hace despreciable. Cuando se acomete la intervención de un soporte antiguo en estas condiciones, se debe hablar propiamente de reparación.

En resumen, reforzar significa reutilizar la sección existente, para dotarla de mayor capacidad; en cambio, reparar implica restaurar la capacidad original (si acaso incrementarla, pero si contar con la aportación del elemento intervenido). La protección (a diferencia de la reparación y el refuerzo, no mejora prestaciones, sino que inhibe o desacelera el proceso de deterioro).

En nuestro caso, la edificación objeto de estudio solo requiere de reforzamiento, pues su construcción es de reciente data y no ha sufrido, a la fecha, ningún tipo de daño y aun se encuentra en etapa de construcción (acabados) y no ha sido ocupada.

Es también conveniente acotar que La Organización Panamericana de la Salud recomienda que la intervención destinada a disminuir la vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales debe contemplar los siguientes aspectos:

- **Aspectos físicos y funcionales:** el sistema de refuerzo escogido no debe afectar la operatividad del hospital.
- **Aspectos de seguridad estructural:** reducir la vulnerabilidad del hospital a niveles aceptables que permitan su funcionamiento posteriormente a la ocurrencia del sismo.
- **Sistemas constructivos:** se deben considerar sistemas constructivos que tengan el menor impacto sobre el funcionamiento normal del hospital.
- **Costo de la intervención:** se debe procurar aplicar el sistema de reforzamiento estructural más económico, en la medida de las posibilidades.

Por otra parte existen múltiples métodos y tecnologías para la reparación y reforzamiento de estructuras y elementos de concreto y acero estructural, pero en esta sección nos dedicaremos exclusivamente a aquellos que intervienen directamente en la reducción del tipo de vulnerabilidad y acometen las fallas de comportamiento antisísmico encontradas en el edificio estudiado, los cuales se refieren directamente a deficiencias por resistencia, ya que en su capacidad por rigidez se encuentra dentro de los parámetros exigidos por la Norma COVENIN 1756-01, estos métodos los describimos a continuación:

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

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

Encamisado (recrecimiento de concreto armado): empleado para sistemas de pórtico, esta técnica se realiza generalmente sobre una gran parte de las columnas y vigas de un edificio, con el fin de aumentar tanto su rigidez como su resistencia y ductilidad.

Es el refuerzo de concreto más común. En este proceso la estructura original se envuelve con una corona de concreto, que incorpora una nueva armadura dando continuidad al soporte y conecta elásticamente el nuevo elemento de refuerzo con los elementos estructurales horizontales.

El refuerzo puede realizarse con concreto colado o con concreto proyectado. El espesor de la capa de concreto es determinado según la sección requerida para resistir el esfuerzo a que va a estar sometida la columna, pero es recomendable un espesor mínimo de 8 cm para garantizar una adherencia con el concreto original.

Tanto si el concreto es proyectado como colado, el efecto zuncho provocado por la propia retracción de éste mejora la adherencia entre los dos materiales. Esta es la principal ventaja de este método.

Al entrar en carga el conjunto refuerzo-núcleo, el recredido que envuelve a la columna original trabaja unido a éste por la adherencia que existe entre los dos concretos.

Las cargas se transmiten no sólo puntualmente en los extremos de la columna, sino también por fricción entre los dos concretos.

De esta forma, se evita la creación de esfuerzos cortantes sobre las losas o los forjados, como ocurre en el caso de refuerzos proyectados con perfiles laminados.

Es usual en el recredido de columnas de concreto armado, cuando el grado de daño es muy significativo, calcular éste de modo que sea capaz de resistir por sí solo la carga vertical, prescindiendo de la contribución del núcleo, porque aunque la capacidad resistente de la columna original existe, es muy difícil determinar su cuantía. Su desprecio a efectos de cálculo aporta, en todo caso, una seguridad añadida.

Puede realizarse en toda la longitud a reforzar, con lo cual las barras de armado deben anclarse tanto en el concreto de las placas inferior y superior de los pisos como en la cimentación, si se trata de una columna de arranque de la estructura.

En caso contrario, cuando el elemento afectado está ubicado en plantas superiores, hay que darle continuidad al refuerzo extendiendo el recredido a las columnas de todas las plantas situadas por debajo.

Si la columna es de sección rectangular el refuerzo se concentra cerca de las esquinas para permitir su confinamiento con estribos o bien se reparte de manera más uniforme uniéndolo al viejo mediante conectores soldados.



Figura 22. Aspecto típico de una columna durante el proceso de ejecución de un refuerzo con encamisado de concreto armado.

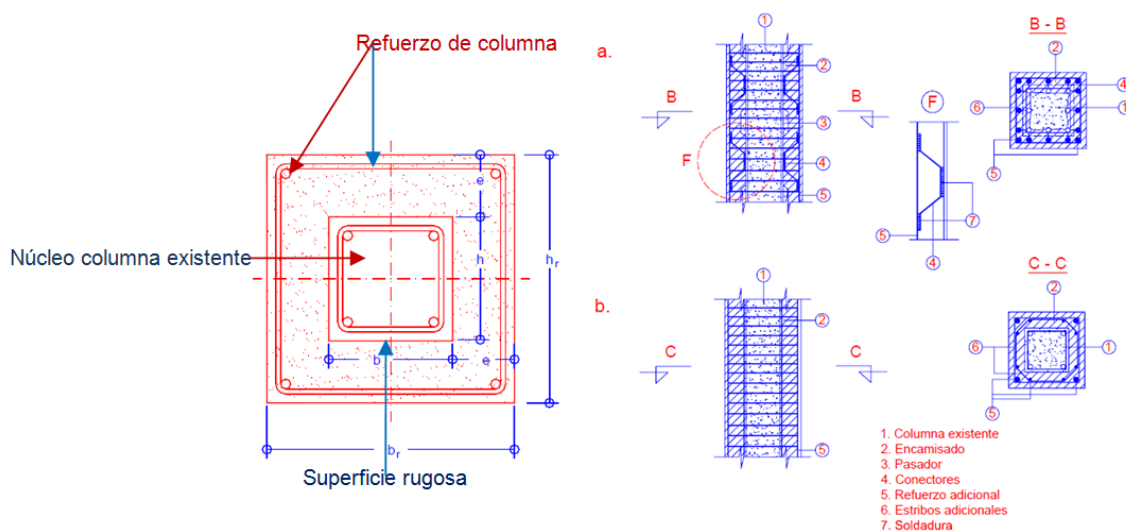


Figura 23. Refuerzo de columna de concreto mediante encamisado de concreto

Refuerzo metálico en columnas: Los refuerzos metálicos se pueden emplear para reforzar columnas de concreto, pero es un proceso complicado. Antes de realizar el refuerzo hay que analizar la entrada en carga del refuerzo y la resolución de los nudos del piso. Además si no se conecta el refuerzo al elemento original deberá llevarse hasta la cimentación, y deben ponerse placas de asiento en cada piso para asegurar su

continuidad. Este tipo de refuerzos deberían emplearse para columnas sólo cuando no sea posible emplear refuerzos de hormigón.

Un tipo de refuerzo metálico empleado para columnas a compresión, flexión o cortante, en elementos en los que la capacidad resistente sea insuficiente, consiste en disponer un angular metálico en cada esquina de la columna, y una serie de presillas de acero que, soldadas a los angulares, unen estos angulares entre sí para evitar su pandeo. En la cabeza de la columna se sitúa una ménsula de apoyo, formada por cuatro angulares rigidizados, que se encarga de repartir las cargas. Este método se puede mejorar rellenando con mortero el espacio entre la columna y el acero.

El refuerzo debe continuarse hasta fundación. Cada tramo debe transmitir sus cargas al siguiente por medio de chapas de continuidad (vigas de canto) o tochos (vigas cruzadas).

Las cargas pueden trasmitirse por compresión del concreto del entrepiso entre la base de un tramo y el extremo superior del tramo inferior (casi inevitable en vigas planas), pero si se hace hay que comprobarlo cuidadosamente a compresión y/o a punzonamiento, según los casos.

Conviene descargar la columna antes de reforzarla, si se puede. Hay que calcular el refuerzo para que aguante él sólo la totalidad de la carga.

Este sistema es muy frecuente y efectivo en columnas a condición de que el refuerzo pueda resistir la totalidad de la carga pero, la colaboración con la estructura inicial es poco fiable, pudiendo introducir sobretensiones en otros elementos que antes estaban correctamente diseñados.

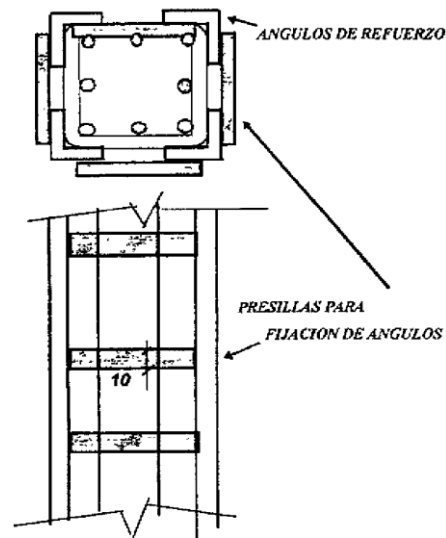


Figura 24. Columna encamisada con refuerzo metálico

Encamisado de columnas con polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP): Las columnas de concreto armado también pueden ser reforzadas con fibras compuestas de alta resistencia. Estas son usualmente fibras de carbón. La superficie de concreto viejo debe tener una superficie plana sin concreto dañado, la cual se logra erosionando con chorro de arena la superficie y luego con aire comprimido.

Se debe de tener cuidado de no dejar aire atrapado en el momento de la instalación.

Además, se debe aplicar el puente de adherencia, adhesivo de base epóxica en la superficie de concreto y las fibras de carbón deben ser embebidas en resina epóxica antes de ser colocada alrededor de la columna donde se formara un sólido encamisado después del curado.

Las columnas cuadradas y circulares son particularmente adecuadas para este método, además, debido a que tienen la ventaja de que no necesita soldadura.

Es importante resaltar que el uso de CFRP para el reforzamiento estructural tiene una corta historia y la experiencia es limitada por lo que son necesarias pruebas de laboratorio adicionales así como soporte con datos analíticos para ampliar su uso. En consecuencia, el uso de CFRP en reforzamiento estructural y aplicaciones de rehabilitación debe ser llevado a cabo con precaución y con el juicio de un ingeniero competente. Muchos

aspectos de desempeño están todavía evaluados parcialmente y muchas exposiciones ambientales aún no han pasado la prueba del tiempo. Es aconsejable la precaución.



Figura 25. Columna encamisada con polímeros reforzados con fibras de carbono CFRP

Encamisado de concreto en vigas por momentos positivos: las vigas de concreto armado pueden ser reforzadas dándoles un recubrimiento adicional de concreto, el cual debe estar de acuerdo al diseño. El concreto compactado debe ser colocado cuidadosamente para asegurar que no existan fallas y que no existan puntos débiles. Se debe vaciar por un solo lado de la viga hasta que aparezca del otro lado, evitándose la formación de bolsas de aire. Además, se debe utilizar vibradores para una adecuada compactación.

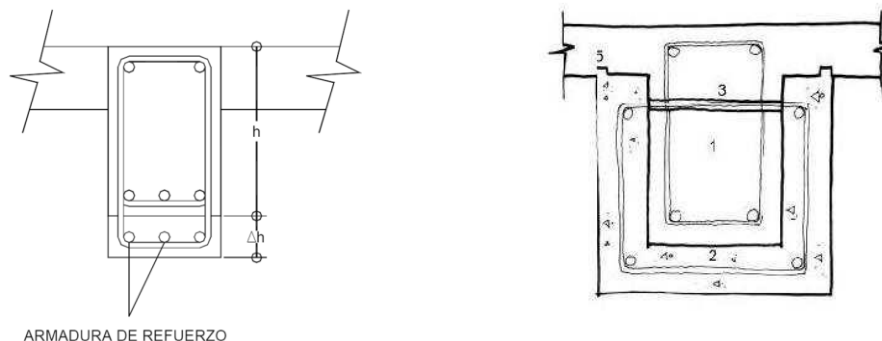


Figura 26. Vigas encamisadas con concreto para momentos positivos

Refuerzo de vigas por momentos negativos: esta falla se solventa añadiendo las barras adicionales necesarias, teniendo en cuenta que la nueva armadura debe tener las mismas características mecánicas que la anterior.

Tras apuntalar y picar la parte superior de la viga las barras se fijan con resina epoxi embebidas en concreto y ancladas a las columnas contiguas. Una alternativa es colocar pletinas sujetas con resina epoxi, y colocar concreto con agregados pequeños.

La transmisión de esfuerzos se puede lograr adecuadamente con el uso de aditivos.

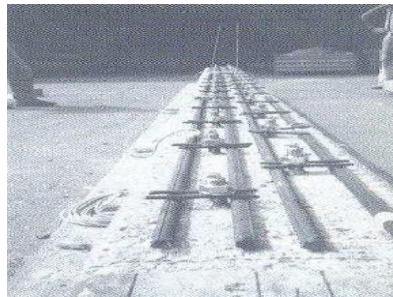


Figura 27. Refuerzo de viga para momentos negativos

Refuerzo de vigas con perfiles metálicos: Es poco confiable por no garantizar el trabajo conjunto concreto –armadura-refuerzo, aunque puede mejorarse uniéndolos al concreto con resina epóxica. Este tipo de refuerzo en vigas no es aconsejable, salvo con una ejecución totalmente cuidadosa, que difícilmente se podrá conseguir.

En general precisa grandes deformaciones para que entre en carga el refuerzo

Refuerzo de vigas a cortante: es el refuerzo más sencillo y práctico consiste en añadir los estribos que sean necesarios y cerrar.

Para ello se abren zanjales verticales en todo el contorno de la viga, del espesor más pequeño posible pero de suficiente profundidad para alcanzar las armaduras originales. En estas zanjales se introducen los nuevos estribos, que se atarán a las armaduras principales, a ser posible mediante soldadura. Tras este proceso se cierran los huecos empleando morteros especiales.

Si no se quiere picar la viga, la armadura transversal puede ser sustituida por bandas de acero adheridas a ambas caras de la viga en la zona fisurada, encoladas con resina epoxi, pueden ser continuas o transversales con $e < 3 \text{ mm}$ y protegerse de ambientes corrosivos.

Otro método consiste en la colocación de ménsulas en los extremos de las vigas, que mejora la resistencia de la viga tanto a cortante como a flexión.

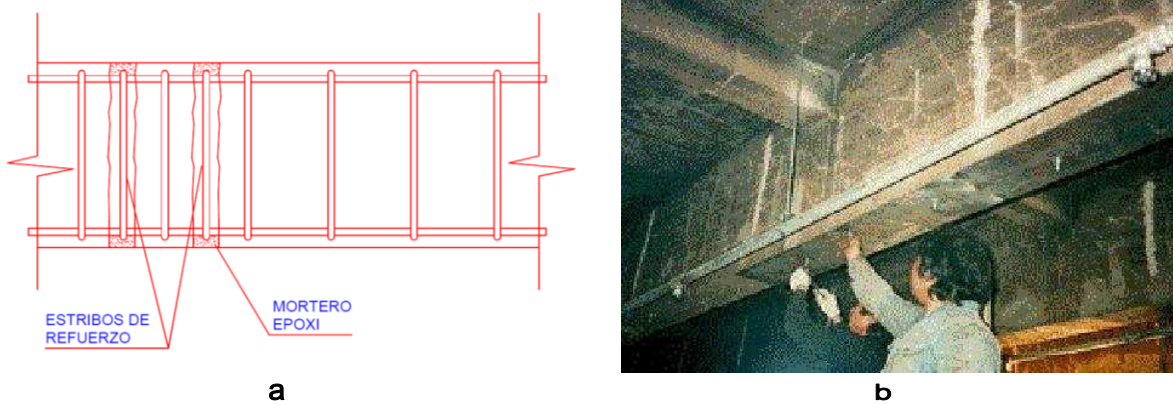


Figura 28: (a) Refuerzo con estribos; (b) Colocación de bandas de acero en vigas

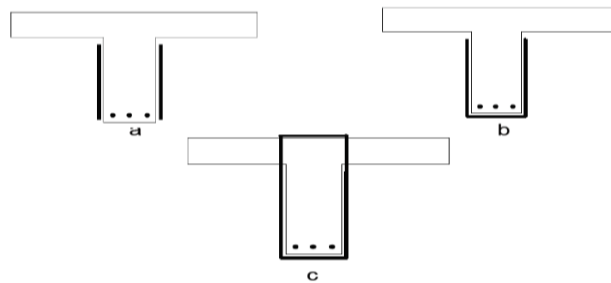
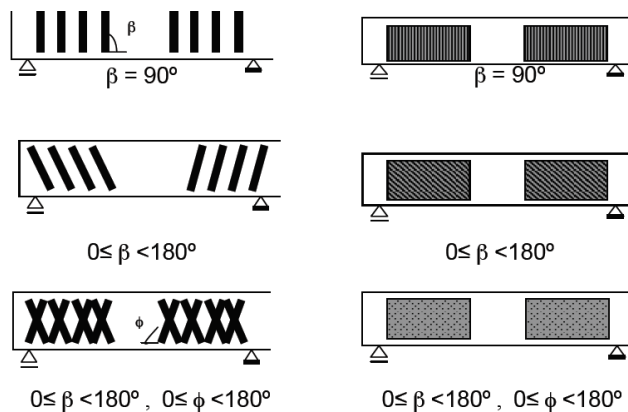


Figura 29. Esquema de refuerzo a corte: a) Adherido a las caras laterales, b) Envoltura en U; c) Envoltura completa.



Refuerzo de perfiles metálicos (vigas y correas): cuando el perfil metálico no cumple con las exigencias de cargas dadas para resistir el momento de flexión, se puede resolver la falla reforzándolo para incrementar su módulo de sección. Este refuerzo consiste en planchas o también secciones normalizadas, remachadas o soldadas a las alas del perfil, en todas o partes de su luz, obteniendo la sección compuesta necesaria.

Uso de productos epóxicos: son un tipo de adhesivos llamados estructurales o de ingeniería. La resistencia a la tracción de este tipo de adhesivos puede llegar a superar los 350 kg/cm², lo que les convierte en el adhesivo más resistente del mundo, sus principales usos en la reparación y reforzamiento de edificios son los siguientes:

- Como adhesivo entre concreto nuevo y concreto viejo.
- Como adhesivo entre acero y concreto.
- Para anclaje de cabillas y pernos.
- Para reparación de grietas.

Debido a la amplitud del espectro de resinas epóxicas habrá que seleccionar para cada uno de estos usos la que sea más apropiada entre las diversas calidades suministradas comercialmente, mezclando los componentes en la forma y proporciones indicadas en las instrucciones correspondientes, también debe distinguirse entre condiciones de humedad y de sequía, pues hay resinas epóxicas que incluso puede usarse bajo el agua, mientras que otras solo pueden usarse en condiciones secas.

La superficie donde se va a colocar la resina epóxica debe estar perfectamente limpia libres de polvo, solventes o cualquier sustancia que perjudique su adherencia, para ello se recomienda la limpieza de la superficie usando chorros de arena.

CAPITULO VII

DISEÑO DEL PROYECTO DE ADECUACIÓN SISMORRESISTENTE DE LA ESTRUCTURA DEL MÓDULO I.

Para ejecutar el reforzamiento estructural del Módulo I del Hospital Central de Puerto Ayacucho estado Amazonas, se optó por las alternativas más económicas, que requieren de mano de obra menos especializada (debido a la carencia de esta en la zona), las más seguras en cuanto a la contribución e interacción entre la estructura original y la de refuerzo, que no hayan cambios bruscos de rigidez, resistencia y ductilidad, con reglas claras para su diseño, que su implementación no interfiera con la concepción original y el funcionamiento normal del hospital, emplee el criterio columna fuerte – viga débil y cuyos materiales sean más factibles de adquirir.

Puesto que no existen problemas de desplazamientos laterales que pongan en peligro la seguridad de la edificación no se pensó en la implementación de muros, y como el mayor problema se encuentra en la relación columna fuerte/ viga débil, demandando el reforzamiento de la mayoría de las columnas, se optó por la iniciativa del encamisado de concreto colado cuya ventaja radica en que el trabajo puede ser realizado con poco ruido y el área circundante puede seguir siendo utilizada durante la ejecución del proceso.

Se descartó el uso del concreto proyectado por el gran equipo, la necesaria experiencia del operador, quien tiene una gran influencia en la calidad del trabajo, lo ruidoso y sucio de este procedimiento, aún cuando goza de gran versatilidad para los diferentes tipos de reforzamientos de elementos de una estructura y rápido progreso una vez que el equipo está instalado.

Visto que algunas vigas requerían del reforzamiento del acero longitudinal por la acción de momentos negativos en los apoyos pero dada la capacidad que tienen las secciones de concreto armado de girar en un estado plástico una vez alcanzada la fluencia del acero negativo, fue posible modificar el diagrama de momentos flectores, conservando su capacidad resistente, aliviando los momentos negativos para transferirlos a la zona de momentos positivos en las secciones no críticas. Esto condujo a una disposición más simple del refuerzo longitudinal de flexión a lo largo de esas vigas, considerando claro está, que:

- Los momentos de diseño no se redujeran por debajo del 80% de los valores obtenidos del análisis elástico.
- El momento máximo distribuido no excediera del 20 % del máximo absoluto obtenido en dicho análisis elástico.
- Se mantuviera el equilibrio para las acciones de las cargas gravitatorias y sísmicas.

Luego de la redistribución de momentos sólo se hizo necesario el reforzamiento de una viga del pórtico E con la menor afectación del miembro y mínimo requerimiento de acero longitudinal, ya que el resto de las vigas son capaces de soportar los momentos positivos y negativos redistribuidos con el acero original. El refuerzo adicional en esta viga debe ser anclado en ella lo cual se logra perforándola y fijándolo con resina epóxi embebidas en concreto y anclando las puntas de este acero longitudinal a las columnas, con una longitud de anclaje según el proyecto.

Por otra parte el reforzamiento de las correas de transferencia de cargas de las losas hacia las vigas conformado por perfiles Vp, se acometerá con la colocación de planchas metálicas de diverso calibres soldadas al miembro original, de acuerdo al requerimiento de carga.

En todos los miembros intervenidos para ser reforzados se consideró la reutilización del elemento antiguo, para mejorar netamente sus prestaciones suponiendo el comportamiento monolítico del elemento original y su refuerzo, debido a que ninguno ha sufrido daños hasta la fecha y su construcción es de reciente data.

Análisis Sismorresistente de la Estructura Reforzada.

Para el análisis sismorresistente del módulo reforzado se trabajó con tres grados de libertad por planta, dos de traslación y uno de rotación, zona sísmica 1, coeficiente de aceleración horizontal $A_0 = 0,10$, forma espectral S2, factor de corrección $Q = 0,8$, $\alpha = 1,3$, Nivel de diseño 3, Factor de Respuesta $R = 4$ a diferencia de la estructura original que se estudió con $R = 3,5$ debido al aumento de la ductilidad de los miembros estructurales reforzados.

Para las acciones gravitacionales, se conservaron las mismas cargas permanentes y variables de la estructura original y las mismas combinaciones de solicitaciones (ver capítulo VI).

Como resultado del análisis sísmico de la estructura reforzada se obtuvieron los siguientes resultados:

-Períodos y Masas participativas

En la **Tabla 10**, tenemos los primeros cinco modos y períodos de vibración y sus respectivas masas participativas. En el quinto modo se incorpora el 92,8 % de esta masa participativa en la dirección X y 92,68% en la dirección Y, cumpliendo con la exigencia de la Norma COVENIN 1756.

El periodo fundamental disminuyó en un 19% respecto al de la estructura original.

Tabla 10. Períodos y Masas Participativas Estructura Reforzada

Modos	Períodos	Masa Participativa X	Masa Participativa Y
1	0,958625	82,2867	0,0022
2	0,909589	0,00022	82,2005
3	0,794259	0,0405	0,0082
4	0,281481	10,4185	0,0000
5	0,278326	0,0000	10,47,29

-Máximas Derivas Normalizadas por piso.

Según la Tabla 11 que muestra las Derivas Máximas Normalizadas por piso del Módulo I Reforzado, los valores máximos resultaron ser de 0,0037 en dirección X y Y. Valores inferiores a los arrojados por la estructura original y a 0,012, máximo permitido por la Norma, y que de acuerdo a Ghobarah A., Aly N, y El-Attar M. (1997), es indicativo de que la estructura sólo sufrirá daños leves con grietas ligeramente visibles ante la acción de un sismo.

Tabla 11.Derivas Máximas Normalizadas por Piso ($\delta_i / (h_i - h_{i-1})$)

Nivel	δ_{ix}	δ_{iy}
5	0,0007	0,0009
4	0,0023	0,0029
3	0,0033	0,0039
2	0,0037	0,0037
1	0,0022	0,0023

-Relación Demanda /Capacidad

La relación demanda/capacidad resistente de las columnas del Módulo I Reforzado alcanzó un valor máximo de 0,80 en solo una columna y un valor promedio por debajo de 0,45 en el resto de ellas, muy inferior a 1, valor máximo aceptable según los criterios de las normas vigentes.

En la Tabla 12 se indican sus valores más relevantes.

Tabla 12. Relación Demanda/Capacidad de columnas, Estructura Reforzada.

Nivel	Pórtico 2		Pórtico 3	Pórtico 4
	C	D	C	D
5	0,132	0,197	0,133	0,196
4	0,200	0,361	0,259	0,352
3	0,299	0,650	0,244	0,633
2	0,382	0,802	0,399	0,787
1	0,513	0,732	0,502	0,722

Por inspección de los valores de las derivas contenidas en la Tabla 9 comprobamos que la capacidad por rigidez del Módulo I Reforzado supera con creces a su demanda.

-Relación columna fuerte/viga débil.

Una vez reforzadas las columnas que así lo requieran, el Módulo I verifica en cuanto a la relación viga débil/columna fuerte en su totalidad, arrojando valores de $\Sigma Me/1,2\Sigma Mg \geq 1$, con lo que se cumple los requerimientos de las normas. La Tabla 13 resume los valores más significativos que se presentaron en la evaluación de este parámetro.

El encamisado para este reforzamiento se extenderá a través de la losa, prolongando el acero longitudinal por orificios que también faciliten el colado y añadiendo

estribos que atraviesen las vigas, garantizando con esto el incremento de la resistencia tanto a flexión como a corte y fuerza axial, ya que si se encamisa la columna solo en el entrepiso se mejoraría exclusivamente su resistencia a fuerza axial y a cortante.

El encamisado irá desde planta baja hasta el último nivel de la edificación, aun en los casos en los cuales solo se requiere del reforzamiento en el último nivel, la resistencia del concreto será de 250 K/cm², coincidiendo con la del miembro original.

La Tabla 14 indica los tipos de reforzamiento de las columnas y sus características más resaltantes. En el segmento correspondiente a los detallados se presentan las configuraciones de las secciones transversales de cada una de estas columnas.

Tabla 13. Relación Columna fuerte/viga débil. Estructura Reforzada.

Nivel	Pórtico 2		Pórtico 3	Pórtico 4
	C	E	E	B
5	1,350	-	-	-
4	2,587	1,237	1,237	1,690
3	2,763	2,436	2,437	1,737
2	2,925	2,496	2,500	1,804
1	3,066	2,694	2,625	1,867

Tabla 14. Tipo de Columnas Reforzadas Módulo I.

Tipo	Dimensión(cm) Col. Original	Dimensión(cm) Col. Reforzada	Refuerzo Long. (Original+Ref.)	As Long. (Cm ²)	Refuerzo Transv.	P As/A
CRE1	40x60	60X80	40Φ5/8"	79,17	Φ ½ 2R @ 10 cm	1,67
CRE2	40x60	60X80	20Φ5/8+24Φ3/4	108,00	Φ ½ 2R @ 10 cm	2,25
CRI	50x70	70X90	34Φ 3/4	96,91	Φ ½ 2R @ 10 cm	1,53

-Reforzamiento de viga para momentos negativos:

Como consecuencia de la redistribución de momentos negativos realizada en las vigas solo se precisó el reforzamiento de la viga del nivel 2 pórtico D, para se colocarán 2 barras de acero de 5/8 de pulgadas de diámetro en la parte superior de los apoyos con lo cual la capacidad superaría la demanda de esta viga seccionando la parte superior de la losa que cubre la viga a reforzar, para facilitar el vaciado del concreto de

refuerzo de espesor 10 cm, e instalación del acero longitudinal. Este acero longitudinal será anclado en las columnas adyacentes perforándolas y rellenando luego con resina epóxica de forma de asegurar la unión monolítica del concreto fresco con el endurecido. Se recomienda el uso los adhesivos epóxicos de alta resistencia que van desde los 750 kg/cm² hasta 900 kg/cm² a los 10 días a compresión (ASTM D 695) ,340 kg/cm² (ASTM C580) a flexión y 130 kg/cm² por adherencia (ASTM C 882, 14 días, curado húmedo), los que se consiguen en los comercios con las instrucciones de mezclando y proporciones de sus componentes.

Las especificaciones de esta viga se incluyen en la sección correspondiente a detallados de este mismo capítulo.

- Reforzamiento por corte de las vigas: para reforzar las vigas se procederá abrir zanjas verticales hasta alcanzar el acero longitudinal original a lo largo de la viga para luego añadir estribos y atarlos a este acero mediante soldadura y luego cerrar con mortero epóxi. Los estribos a colocar serán de 3/8 de pulgadas de diámetro con una separación de aproximadamente 7 cm a lo largo de una longitud de 2h medida desde la cara de la columna, en ambos extremos de la viga, en la longitud restante de la viga se colocarán estribos de 3/8 de pulgada a una distancia de 15 cm de separación.

-Correas de transferencia de carga de losas de entrepiso:

El reforzamiento de los perfiles que conforman el entramado metálico de las losas de entrepiso del modelo logra saldar las fallas que existían toda vez que se aumentan su capacidad, tanto por rigidez como por resistencia. La Tabla 15 resume los distintos tipos de reforzamiento implementados, sus áreas, momentos de inercia y Módulos de sección. En el apartado correspondiente a los detallados se presentan las configuraciones de las secciones transversales de cada uno de estos perfiles.

Tabla 15.Perfiles Metálicos reforzados.

PERFIL VP	AREA	INERCIA	Módulo
VP120R1	22,33	568,62	68,81
VP120R2	37,94	1.199,73	180,41
VP140R1	25,88	937,12	94,64
VP140R2	35,54	1484,38	197,72
VP140R3	41,45	1755,31	229,46
VP140R4	47,30	2020,03	260,00
VP140R5	53,23	2302,92	289,68
VP250R1	52,44	6201,69	382,38
VP250R2	56,94	6610,5	388,77
VP250R3	102,51	13932,00	1024,85
VP250R4	114,45	16.032,00	1063,93
VP300R1	67,87	11.374,00	614,86
VP300R3	82,56	13420,00	644,75
VP300R4	117,24	22068,00	1370,70
VP300R5	129,24	25033,00	1419,72

Planos y Detalles de Reforzamiento

Figura 30. Nivel 1. Reforzamiento Perfil Vp300

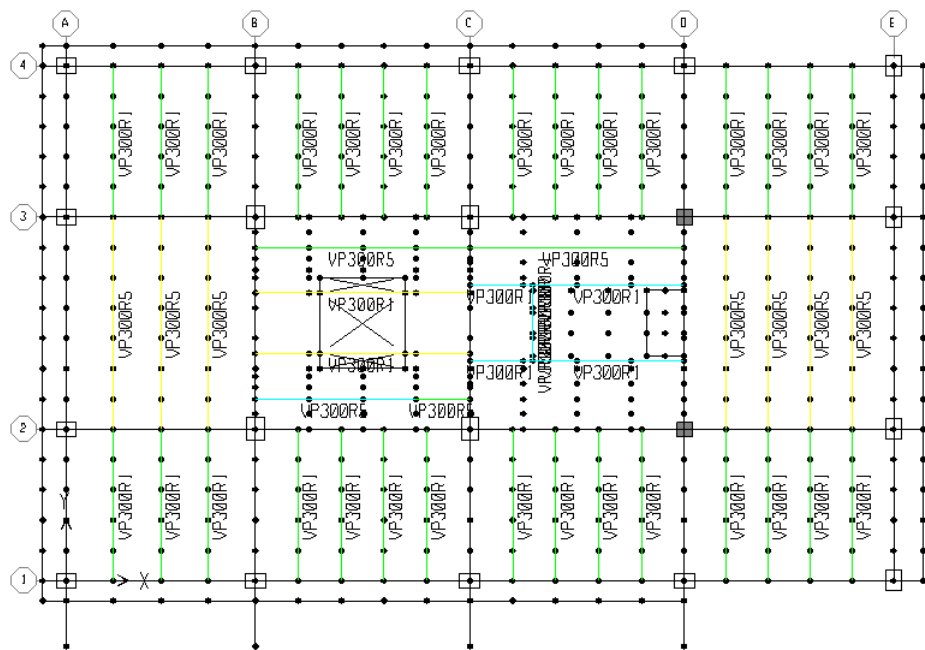


Figura 31. Nivel 2. Reforzamiento Perfil Vp300

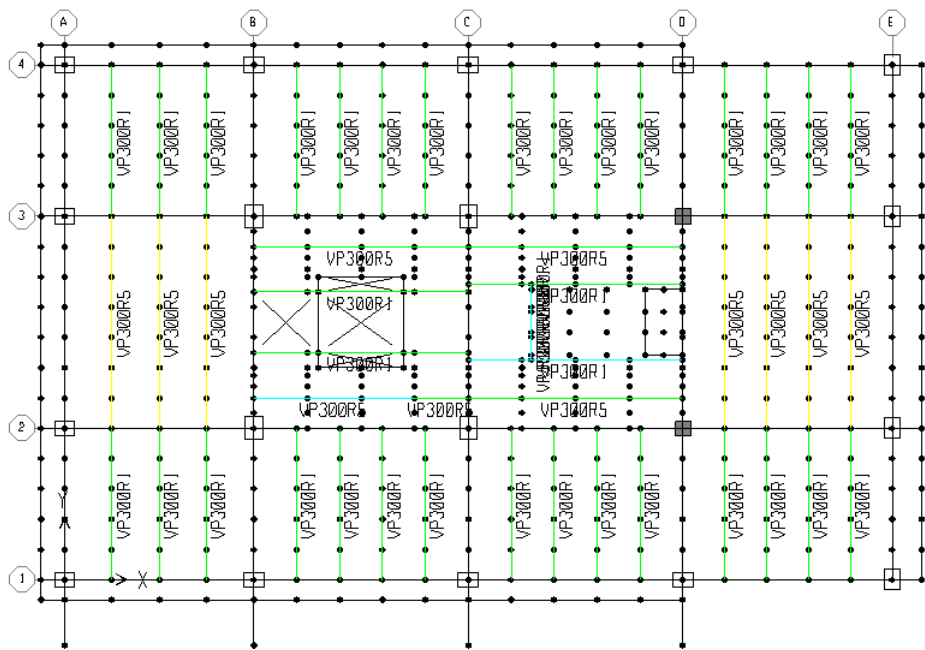


Figura 32. Nivel 3. Reforzamiento Perfil Vp300

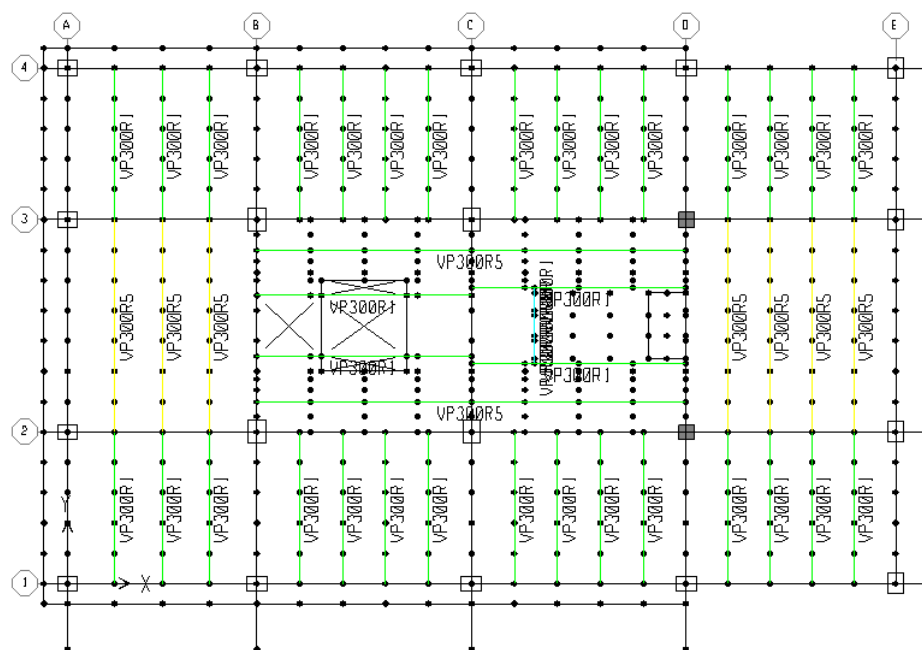


Figura 33. Nivel 4. Reforzamiento Perfil Vp300

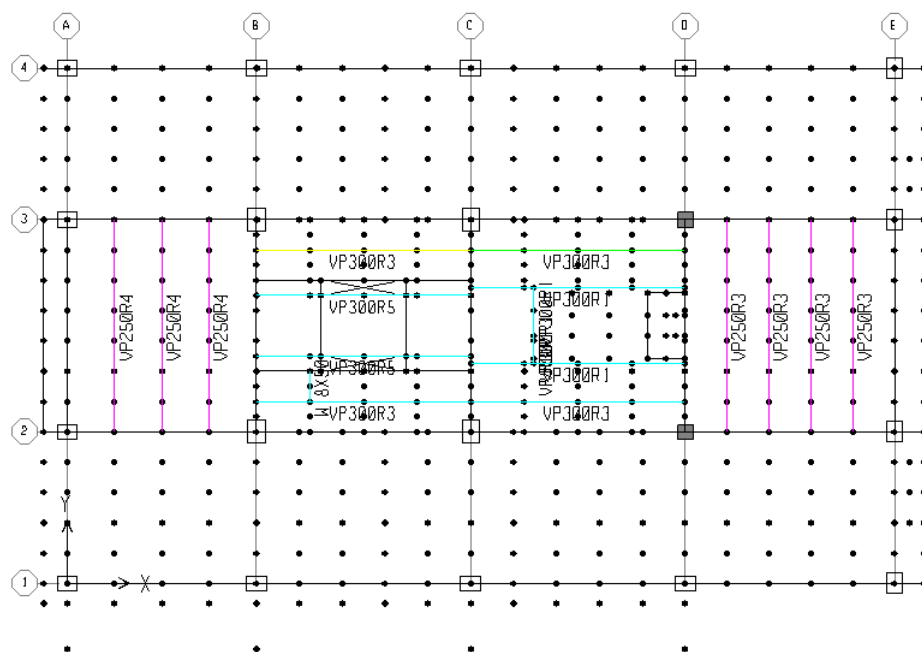


Figura 34. Nivel 4. Reforzamiento Perfil Vp300

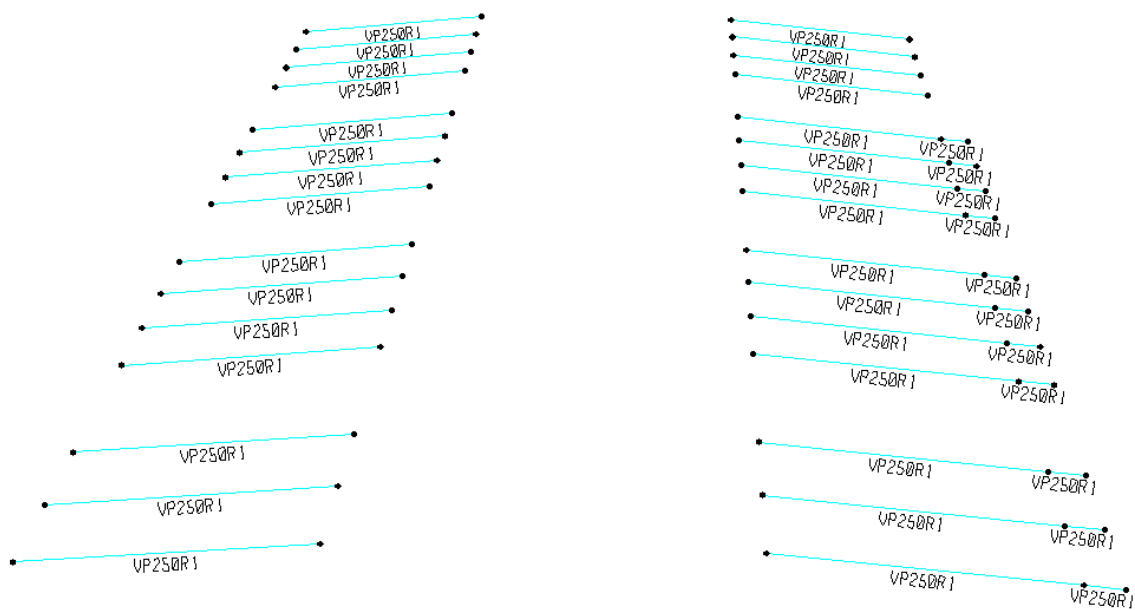


Figura 35. Escalera Nivel 1. Reforzamiento VP140 y VP300.

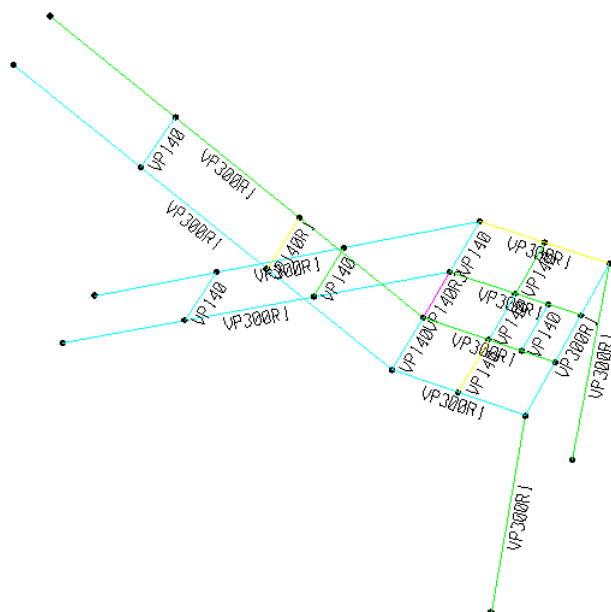


Figura 36. Escalera Nivel 2. Reforzamiento VP140 y VP300.

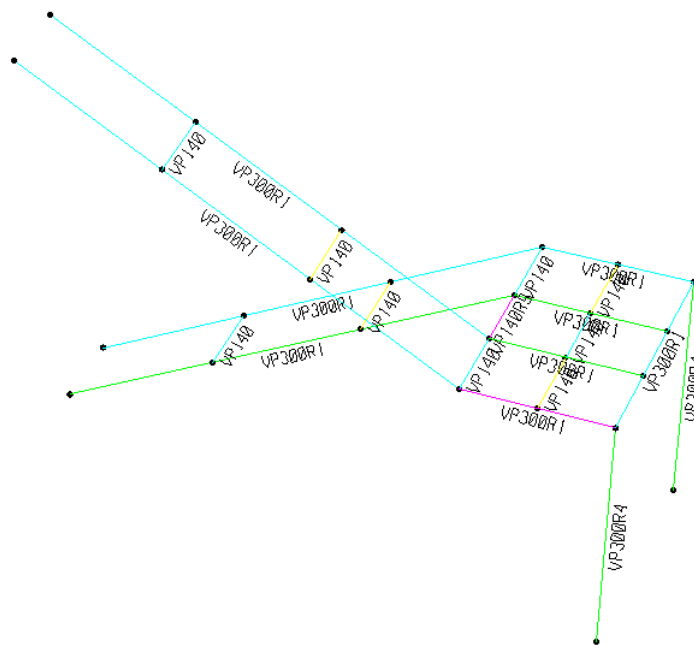


Figura 37. Escalera Nivel 3. Reforzamiento VP140 y VP300

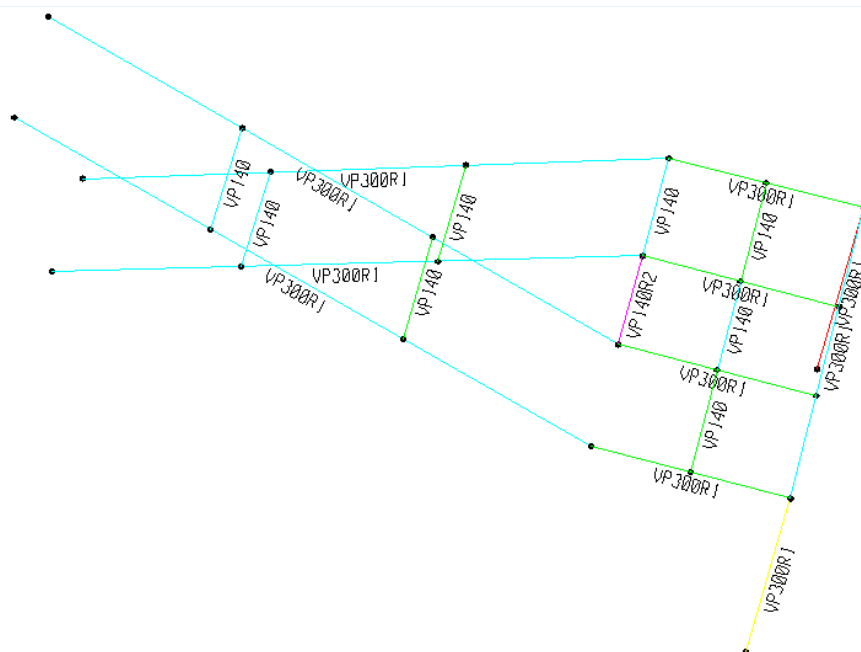


Figura 38. Escalera Nivel 4. Reforzamiento VP140 y VP300.

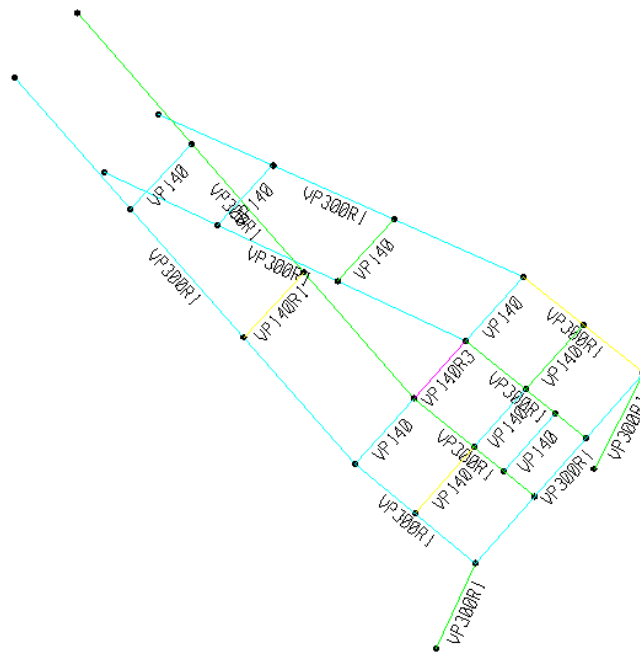


Figura 39. Nivel 1. Reforzamiento VP140.

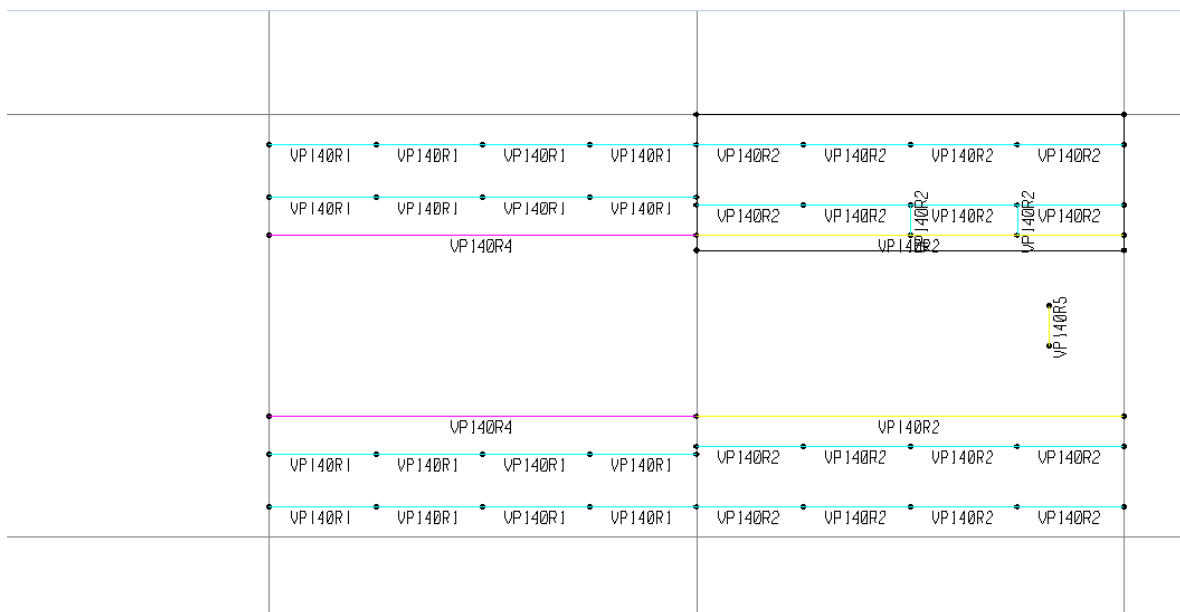


Figura 40. Nivel 2. Reforzamiento Vpr140.

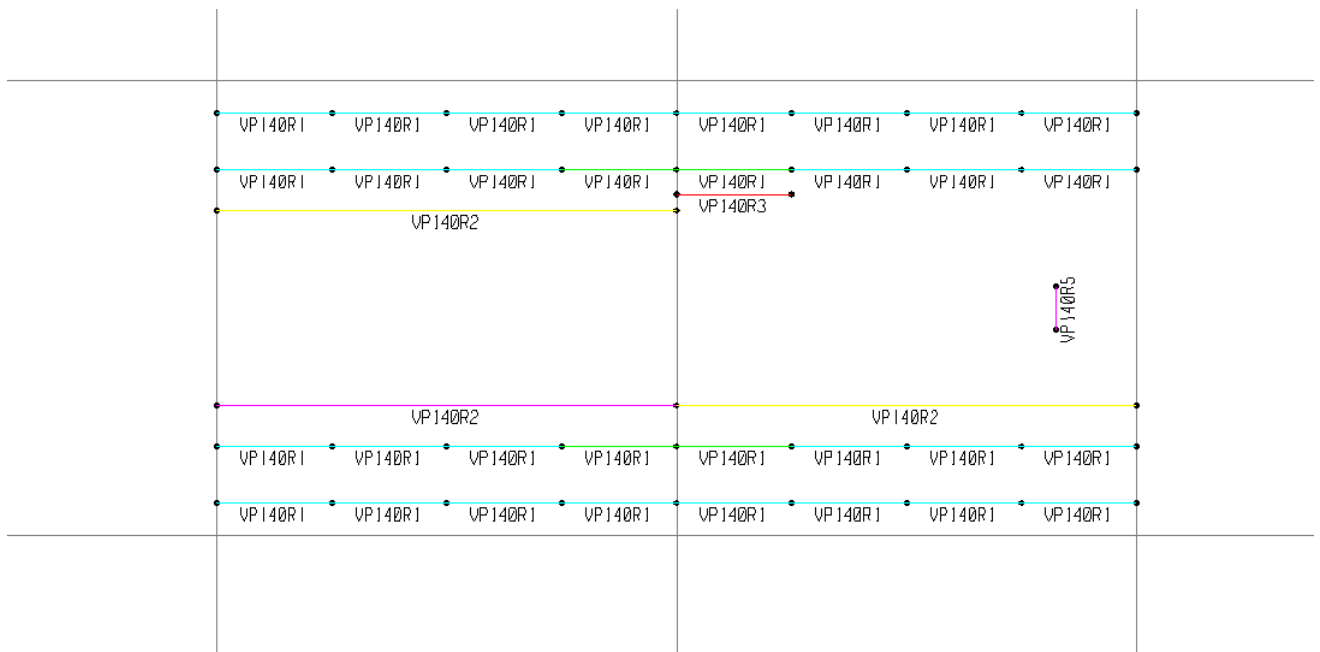


Figura 41.Nivel 3. Reforzamiento Vpr140.



Figura 42.Nivel 4. Reforzamiento Vpr140.

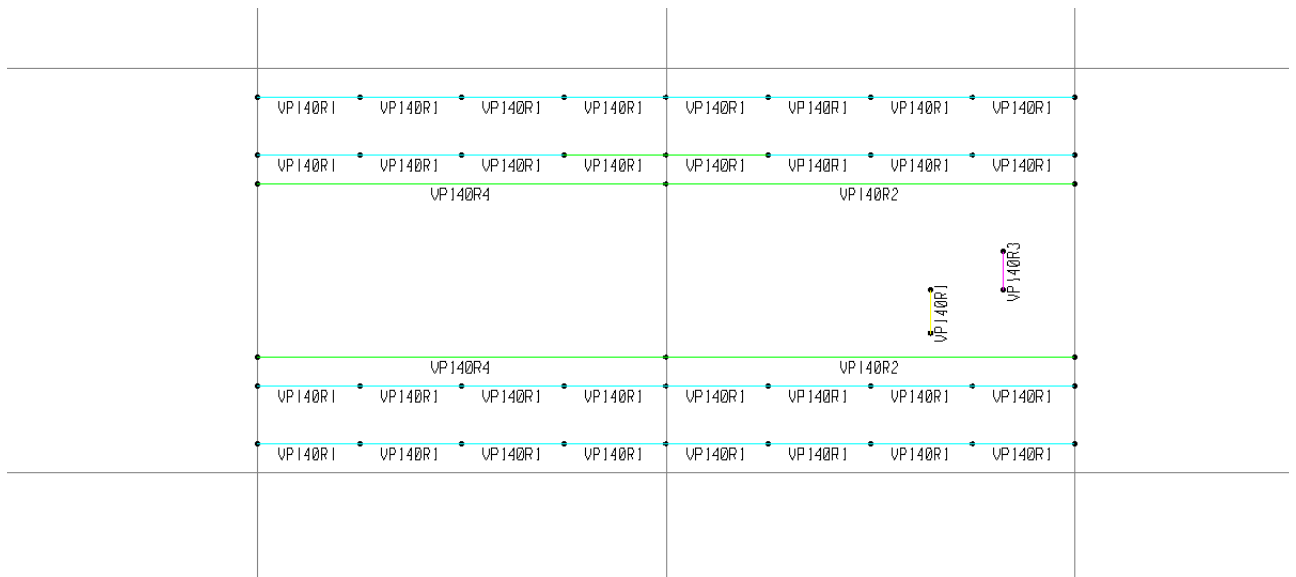


Figura 43.Nivel 4. Reforzamiento Vpr120.

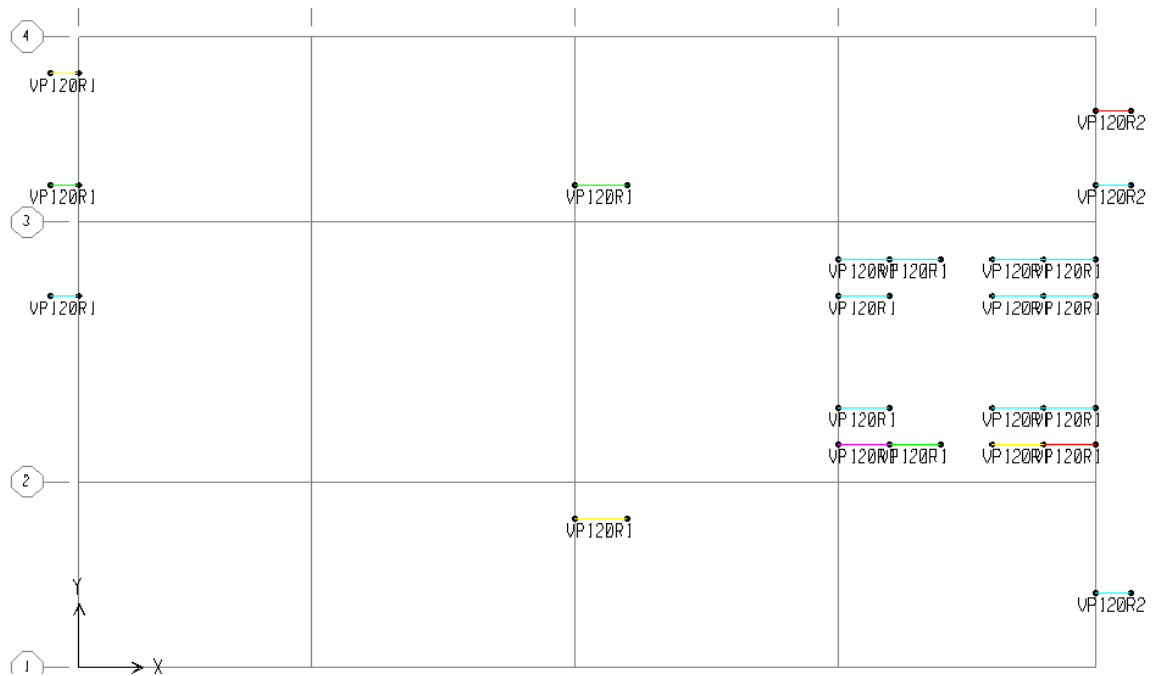


Figura 44.Nivel 4. Reforzamiento Vpr 250.

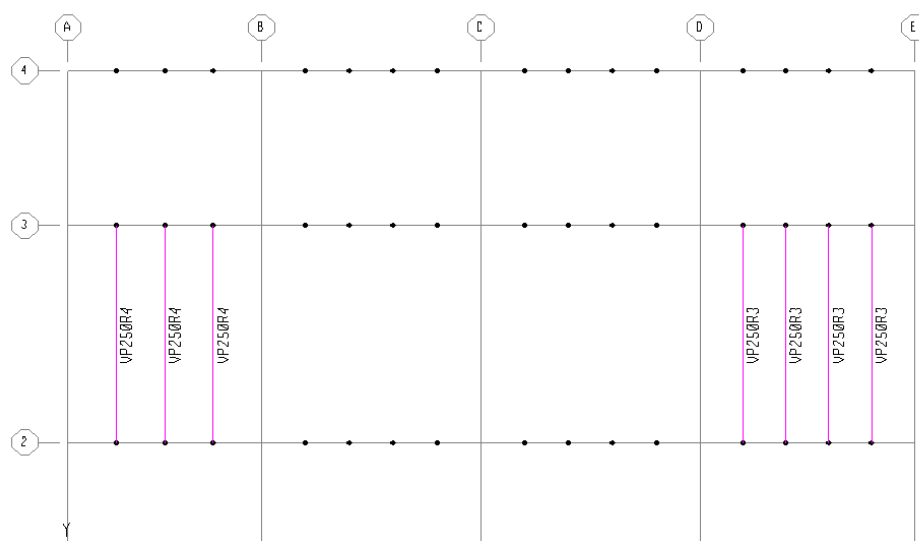


Figura 45.Nivel Sala de Máquinas. Reforzamiento Vpr 250.

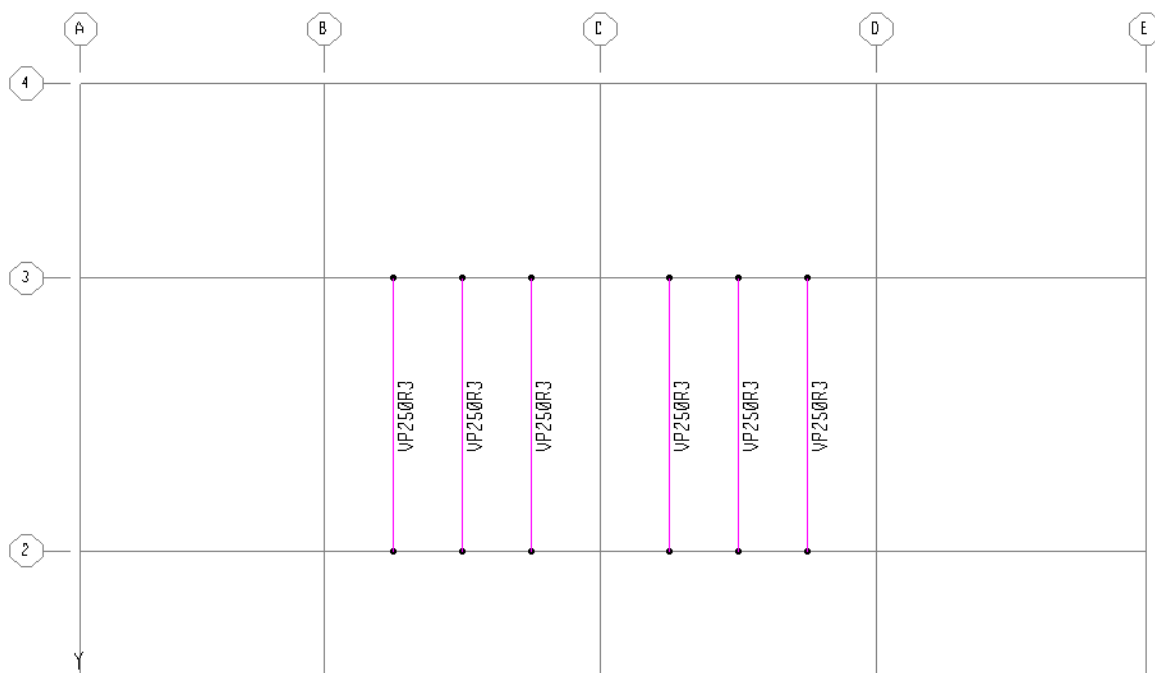


Figura 46.Pórtico 1-Reforzamiento de Columnas

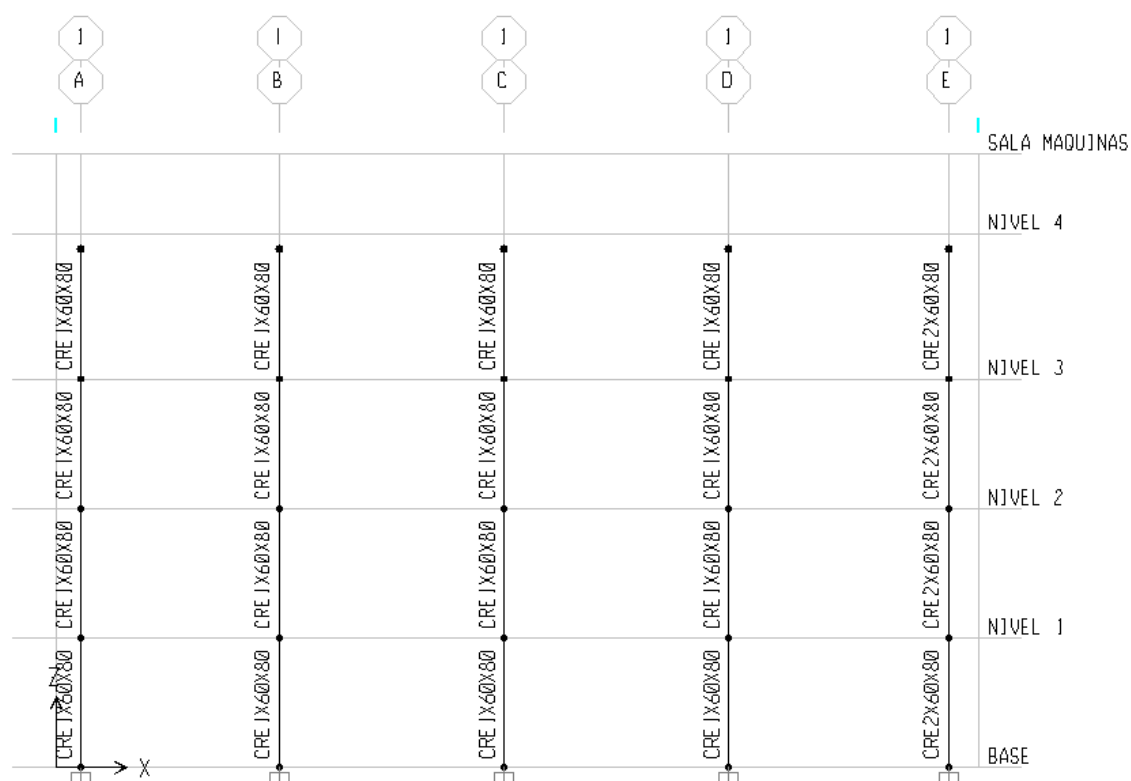


Figura 47.Pórtico 2- Reforzamiento de Columnas.

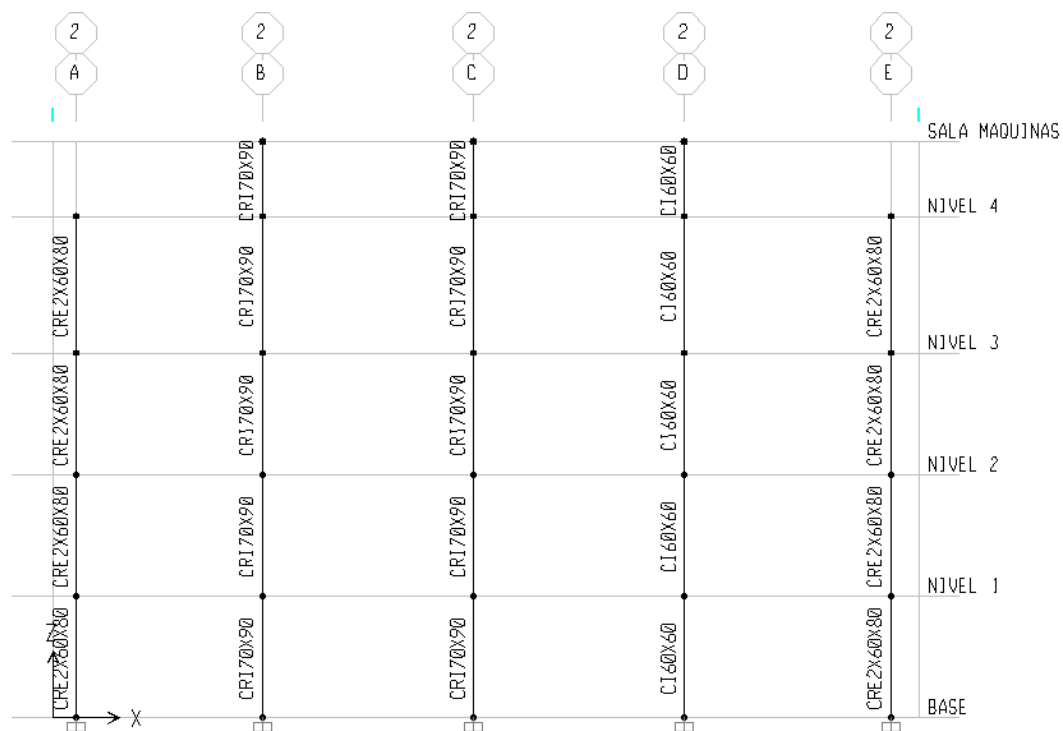


Figura 48.Pórtico 3.- Reforzamiento de Columnas

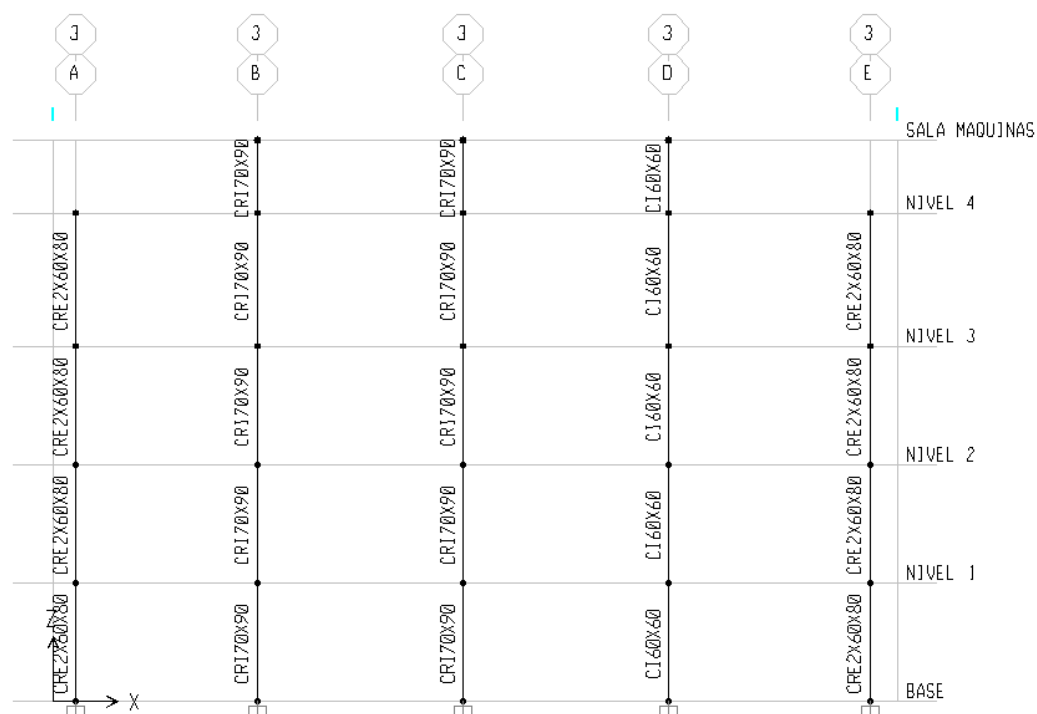


Figura 49. Pórtico 4.- Reforzamiento de Columnas.

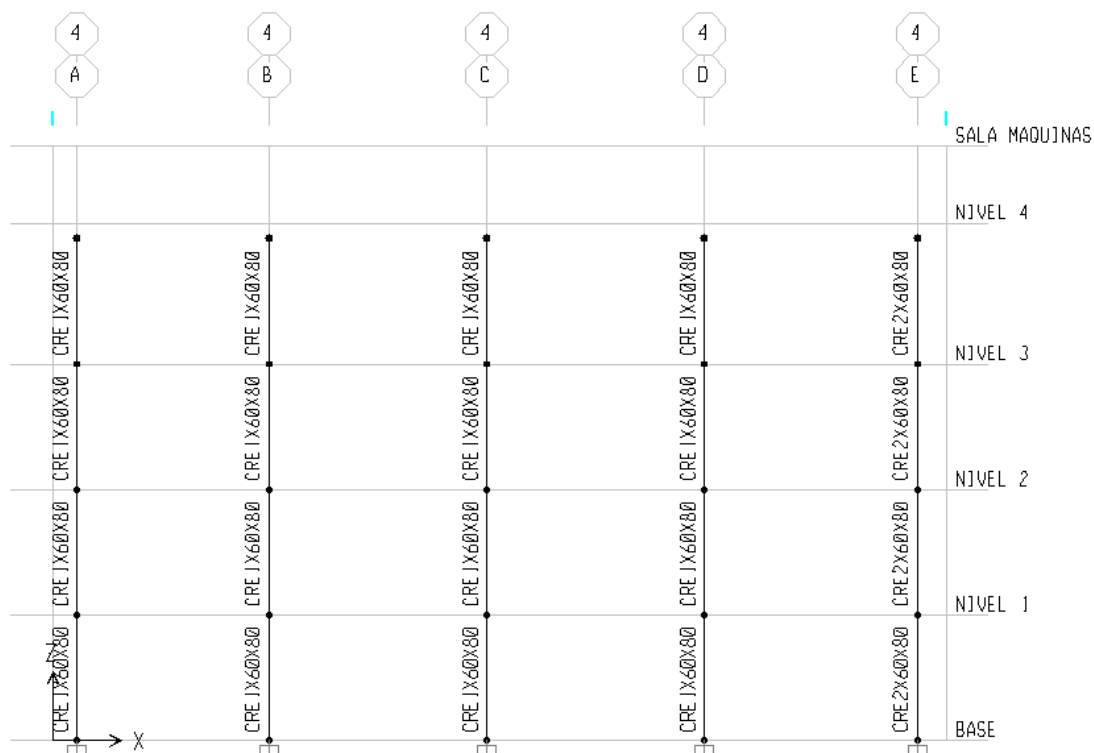
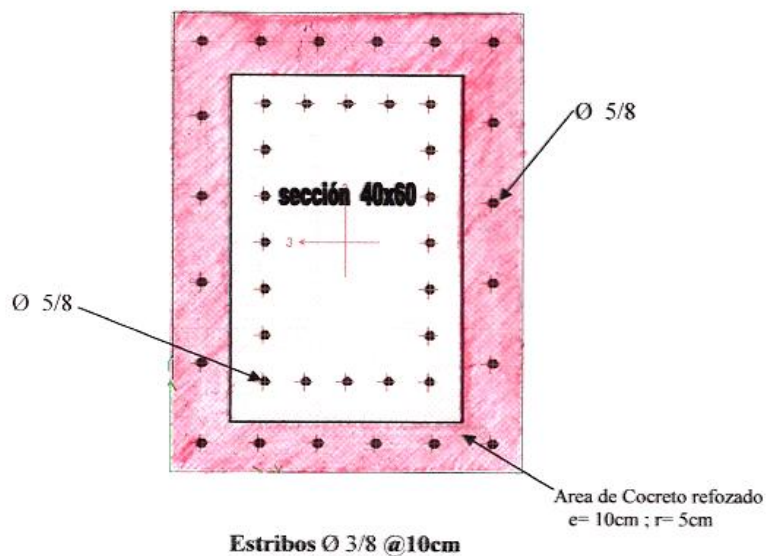


Figura 50. Secciones Reforzadas de Columnas Tipo CRE1-60x80 y CRE2- 60x80

Sección Columna Reforzada CRE1-60x80



Sección Columna Reforzada CRE2-60x80

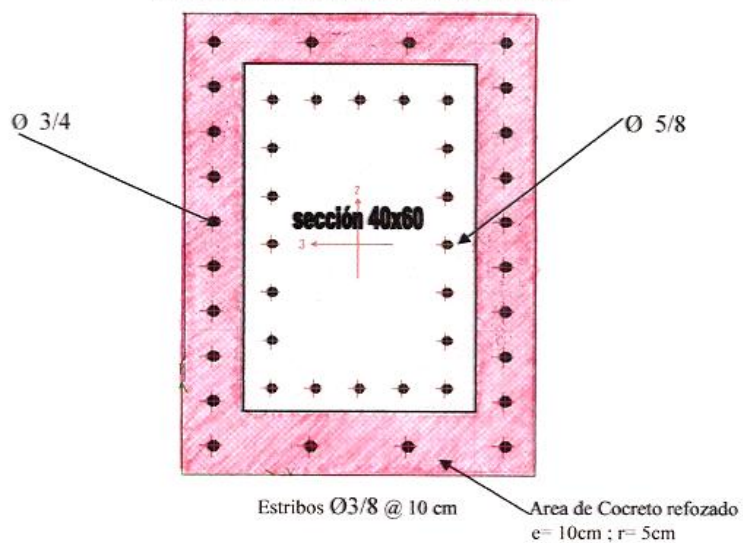


Figura 51. Sección Reforzada de Columna Tipo CRI1-70x90

Sección Columna Reforzada CRI170x90

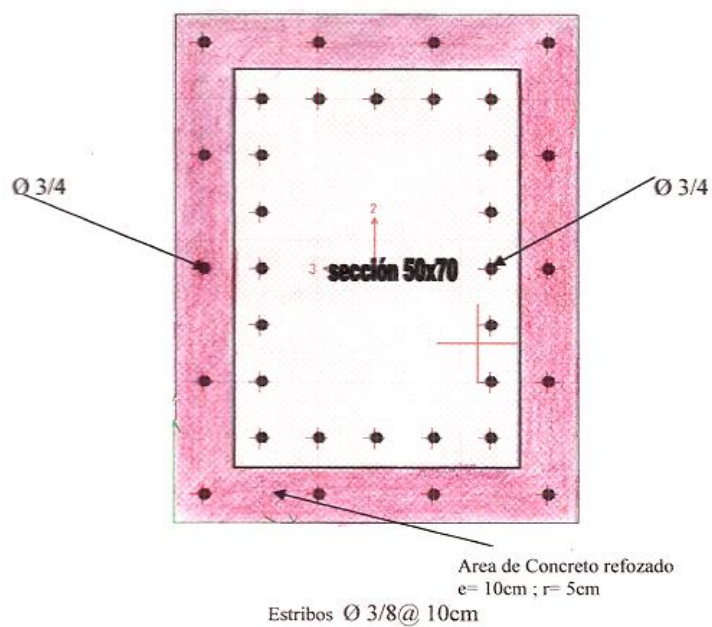


Figura 52. Sección Reforzada de Viga Pórtico D

Sección transversal viga Pórtico D, reforzada por momentos negativos.

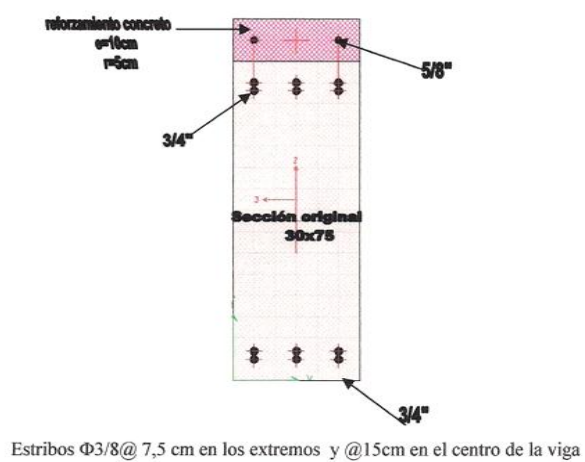


Figura 53. Secciones Reforzadas de Correas Perfiles Metálicos Vp 140

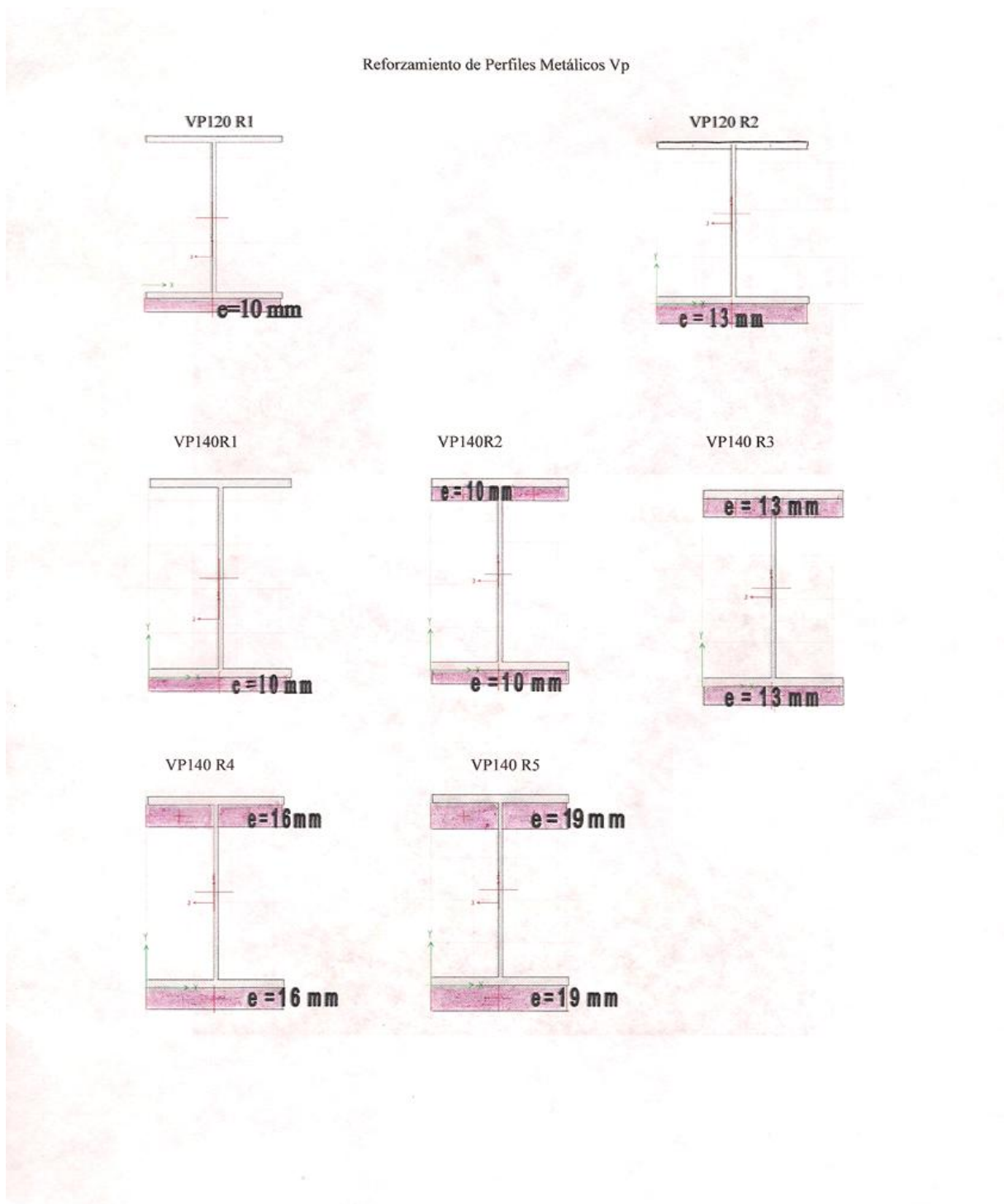


Figura 54. Secciones Reforzadas de Correas Perfiles Metálicos Vp 250 y 300

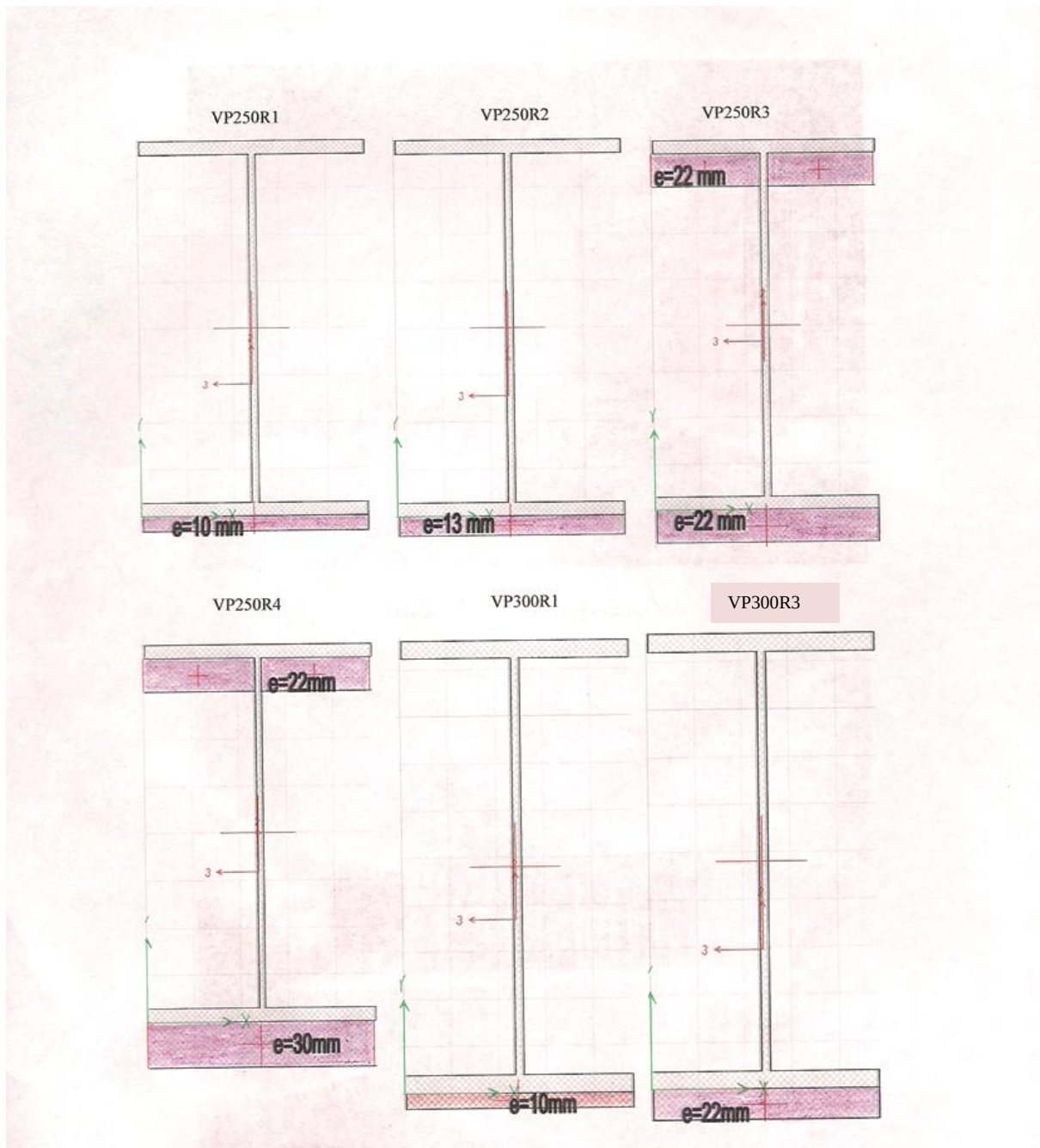
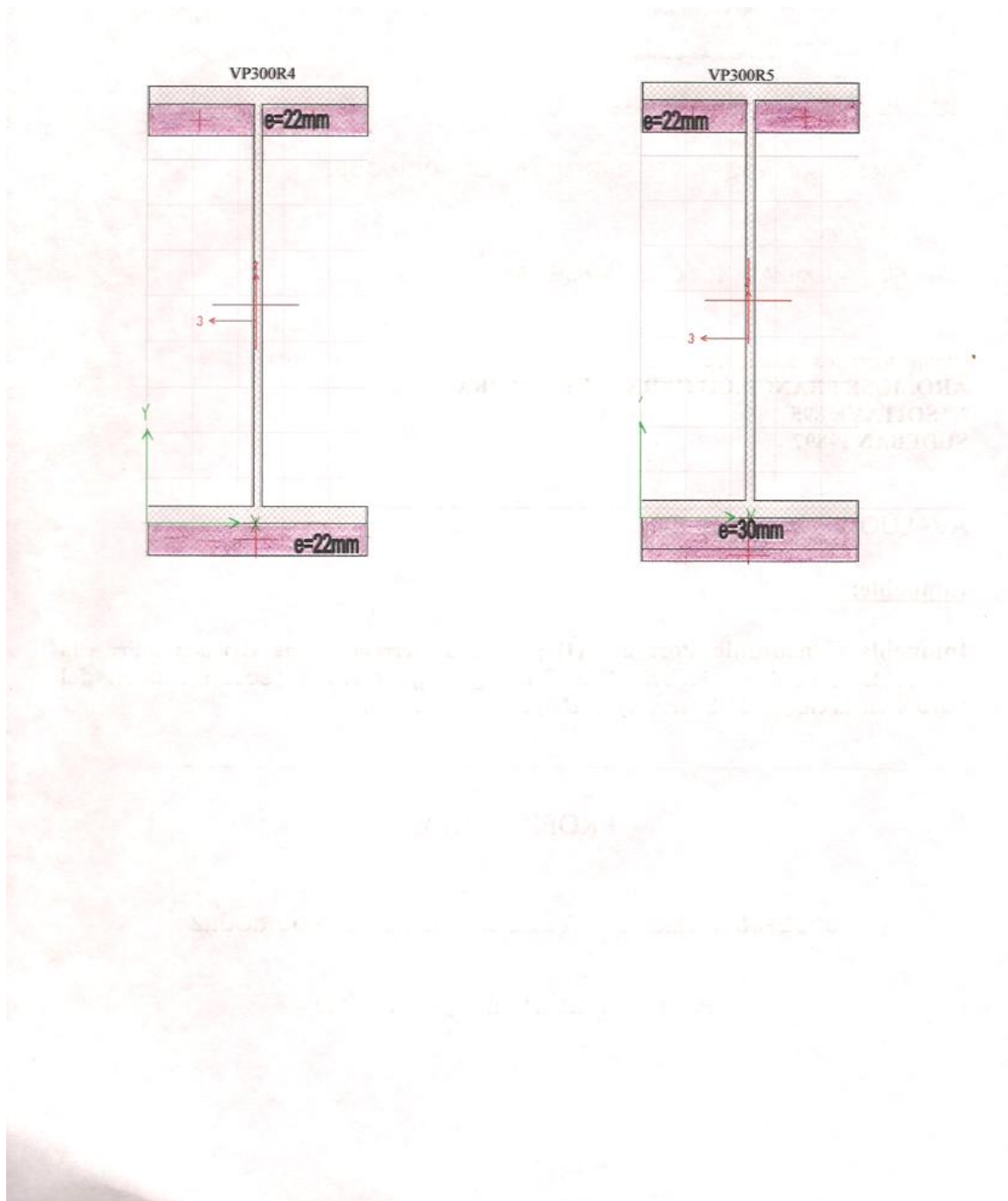


Figura 55. Secciones Reforzadas de Correas Perfiles Metálicos Vp 300



VIII.CONCLUSIONES

- El Proyecto del Hospital fue objeto de modificaciones en varias oportunidades y a consecuencia de las múltiples negativas del ente contratante en facilitar los planos, se desconoce si se obviaron algunas de estas modificaciones no detectadas durante la confrontación de los planos manejados y lo existente en obra.
- La revisión evidenció problemas de Viga Débil-Columna Fuerte, la mayoría de los casos se presentaron en las vigas de los últimos pisos, ameritando el reforzamiento de las columnas desde la base para darle continuidad al refuerzo.
- El Módulo I requiere de los reforzamientos indicados en el V Capítulo de este estudio y cuyas especificaciones se señalan en el VII Capítulo del mismo. Todo el reforzamiento propuesto cumple con las Normas Venezolanas vigentes.
- Los reforzamientos adoptados se corresponden con los más viables y menos invasivos posibles, tomando en consideración las particularidades de la zona así como su economía.
- El reforzamiento propuesto no modifica la funcionalidad ni estética del edificio
- No se requerirá del reforzamiento del sistema de fundaciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. Análisis Sísmico de Edificios Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. (2008). Recuperado el 2 de Noviembre del 2011, de <http://www.espe.edu.ec/portal/files/libros/ANALISSISMICODEEDIFICIOS.pdf>
- Aguiar, R., Yáñez, E. y Villamarin, J. Evaluación Rápida de la deriva máxima de piso para calcular la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras. Recuperado el 30 de noviembre 2011, de <http://biblioteca.espe.edu.ec>
- Arnal, H y Neri, E (2003) . Reforzamiento y adecuación de edificios existentes. Recuperado el 20 de junio de 2012, de <http://desastres.unanleon.edu.ni/pdf/2003/enero/pdf/spa/doc9378/doc9378-contenido.pdf>
- Barbat, Alex y Pujades, L. Evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas aplicación a Barcelona. Recuperado el 08 de Noviembre de 2011 de http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications/Sismica_2004/229-252%20Alex%20Barbat%20e%20Lluis%20Pujades%20_24%20p_.pdf
- Bonett, R. (2003).Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Recuperado el 27 de noviembre de 2011, de <http://www.tdx.cat>
- COVENIN (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones 2002-88*. Fondonorma. Caracas.
- COVENIN (1998). *Estructuras De Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites 1618-1998*. Caracas.Fondonorma.
- COVENIN (2001). *Edificaciones Sismorresistentes 1756-2001*.Caracas.Fondonorma.
- Crespo, C. (1979). *Mecánica de suelos y Cimentaciones*. (1ª Edición). México. Editorial LIMUSA.

- Cruz, M (1996). Estudio de Vulnerabilidad "Refuerzo y riesgo sísmico en hospitales en Costa Rica". Recuperado el 08 de noviembre de 2011 de <http://helid.digicollection.org/es/d/J056/16.html>
- Das, B. (1.999). Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta Edición. International Thomson Editores, S.A. de C.V
- Decreto N° 1.798 (1983, Enero 21). *Normas Sobre Clasificación de Establecimientos de Atención Médica del Sub-Sector Salud en Venezuela*. Gaceta Oficial de la República de Venezuela N° 32.650. Enero 21, 1983
- Efectos de los terremotos en Hospitales. www.eird.org (02/11/11)
- FONDONORMA (2006). *Proyecto y Construcción en Concreto Estructural 1753-2006*. Caracas.
- Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud (2004). Recuperado el 25 de febrero del 20012, de <http://www.disaster-info.net/viento/spanish/publicaciones.htm>.
- Grases, J, Malaver A, Rondón M (1993). Acciones para la mitigación de la vulnerabilidad sísmica de hospitales en Venezuela. Recuperado el 08 de noviembre de 2011, de <http://desastres.unanleon.edu.ni/pdf/2004/mayo/pdf/spa/doc7758/doc7758.htm>
- Guevara T, Jones-Parra B, Cardona O. Conferencia Internacional sobre Manejo de Desastres Naturales." *Método para la evaluación cualitativa de la vulnerabilidad sísmica de los aspectos no estructurales en las edificaciones medico asistenciales en Zonas Urbanas de Venezuela*" [En línea] <http://desastres.usac.edu.gt/documentos/pdf/spa/doc8919/doc8919-contenido.pdf> (08-11-2011)
- Hernández S., R, Fernández C., C y Baptista L., P. (2003). *Metodología de la Investigación*. México
- Hernández, I y Aguilar, E. Metodología para realizar proyectos de reparación, refuerzo, rehabilitación y reestructuración para obras civiles de edificaciones en concreto reforzado. Caso práctico Museo del templo Mayor de las CD de México (2005). Recuperado el 15 de agosto del 20012, de <http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/1397/1/BIAISHERNANDEZ.PDF>

- Hurtado, Jaqueline. (1998). *El Proyecto de Investigación Holística*. (2da. Edición.) Caracas: Fundación Sypal.
- Lerma, H. (2003) *Metodología de la Investigación: Propuesta, Anteproyecto y Proyecto*. Ecoe Ediciones.
- Medina, J. Elementos de Arquitectura en el Diseño de Edificaciones Sismorresistentes (2005). Recuperado el 12 de enero del 2012, de <http://webdelprofesor.ula.ve/arquitectura/jorgem/principal/guias/sismico.pdf>
- Mendoza, V., Moreno, L., Barrio, F., Martínez, J., Sardi, G., y Ghosh, S (1977). Geología de la parte Norte del territorio Federal Amazonas, Venezuela. V Congreso de Geología Venezuela.
- Navarro C., L. (2009). *Desarrollo, Ejecución y Presentación del Proyecto de Investigación*. Caracas. Liven Editores.
- Oviedo , R. Métodos de reforzamiento en edificios de concreto armado. Recuperado el 30 de mayo del 2012, de <http://oviedos.tripod.com/metodos-reforzamiento.html>
- Pérez, J. Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado. Recuperado el 28 de Julio del 2012, de <http://etsa.udc.es/webdtcon/wp-content/uploads/2009/02/trasparencias20refuerzo1.pdf>
- Profesora Elena F. de Martínez. Recuperado el 26 de Noviembre de 2011, de www.medusa.unimet.edu.ve
- Rodríguez D (2010). Adecuación y reducción de riesgo sísmico de una escuela tipo módulo base. Universidad Central de Venezuela. Caracas. Venezuela
- S., S. y Martins P., F. (2006): *Metodología de la Investigación cuantitativa*. 2da Edición. Caracas.
- Sabino, C. (1992). *El proceso de Investigación*. Caracas: Editorial Panapo
- Safina, S. Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico (2002). Recuperado el 8 de noviembre del 2011, de www.tdx.cat/handle/10803/6226

- Sauter, F. Refuerzo sísmico de estructuras. Recuperado el 20 de junio del 20012, de <http://www.cne.go.cr/CEDO-CRID/CEDO-CRID%20v2.0/CEDO/pdf/spa/doc14322/doc14322-a.pdf>
- Sika Venezuela S.A . Recuperado el 15 de agosto del 2012 de www.sika.com.ve
- SIKA. Sikadur 32 gel. Recuperado el 18 de agosto del 20012, de <http://www.sage.com.mx/intro/fichas/puente-adhesivo-epoxico-sikadur-32-gel.pdf>
- UCAB (2006): *Guía Práctica para la Elaboración del Trabajo Especial de Grado (TEG). Especialización en Gerencia de Proyectos*. Caracas
- UPEL. (2002). *Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales*. 4ta Edición. Caracas.
- Yaber, G, Valarino E (2003). Productividad Académica en la Investigación de Postgrado. Agenda Académica. Recuperado el 25 de Noviembre de 2011 de www.prof.usb.ve/gyaber/publicacioneshtm
-