

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL
APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y
EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO
HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

AUTORES : BR. JAVIER ALFREDO ALIAGA CARRASCAL
BR. JOSÉ ALEJANDRO VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ

ASESOR : ING. CÉSAR LEÓNIDAS CANCINO RODAS

TRUJILLO, SETIEMBRE DEL 2015

APROBACIÓN DEL TUTOR

Señor : **Director de Escuela Profesional de Ingeniería Civil**
Asunto : **INFORME FINAL DE ASESORAMIENTO DE TESIS**
Fecha : **Trujillo, Setiembre del 2015**

De conformidad con el Art. 196 del Reglamento General, Reglamento Docente y de Grados y Títulos de la Universidad Privada “Antenor Orrego”, cumplo con emitir informe final del asesoramiento de la Tesis: “**ANÁLISIS COMPARATIVO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO**”, de los bachilleres ALIAGA CARRASCAL, JAVIER ALFREDO y VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ, JOSÉ ALEJANDRO, nombrado con Resolución N° 0482-2014-FI-UPAO.

Es importante el desarrollo del presente tema por parte de los bachilleres, teniendo en cuenta que abarca puntos como son la normatividad para el diseño de estructuras y su actualización, así como el empleo de sistemas no convencionales, como es el diseño con aislamiento sísmico.

Por lo expuesto, agradeceré a usted, tomar en consideración el presente trabajo, y se le designe el Jurado, para su evaluación y sustentación respectiva.

Atentamente,

Ing. Cesar Leónidas Cancino Rodas
Asesor

PAGINA DEL JURADO

Ing. Félix Gilberto Pérrigo Sarmiento
Presidente

Ing. Juan Manuel Urteaga García
Secretario

Ing. Jorge Luis Paredes Estacio
Vocal

Ing. Cesar Leónidas Cancino Rodas
Asesor

INDICE O TABLA DE CONTENIDOS

APROBACIÓN DEL TUTOR.....	<i>i</i>
PAGINA DEL JURADO.....	<i>ii</i>
INDICE O TABLA DE CONTENIDOS.....	<i>iii</i>
INDICE DE CUADROS E ILUSTRACIONES	<i>vi</i>
INDICE DE TABLAS.....	<i>vii</i>
DEDICATORIA.....	<i>ix</i>
AGRADECIMIENTOS.....	<i>x</i>
INTRODUCCION.....	<i>1</i>
RESUMEN.....	<i>2</i>
ABSTRACT	<i>3</i>
1. ASPECTOS GENERALES.....	<i>4</i>
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	<i>4</i>
1.2. ANTECEDENTES.....	<i>4</i>
1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	<i>5</i>
1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA	<i>5</i>
1.5. OBJETIVOS.....	<i>5</i>
1.5.1. GENERAL.....	<i>5</i>
1.5.2. ESPECÍFICOS	<i>5</i>
2. MARCO TEÓRICO	<i>7</i>
2.1. DESCRIPCIÓN DE LA NORMATIVIDAD A EMPLEARSE.	<i>7</i>
2.1.1. NORMA E.30 DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	<i>7</i>
2.1.2. PROYECTO DE NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE	<i>22</i>
2.1.3. ALGORITMOS DE ANÁLISIS.....	<i>47</i>
2.1.3.1. ALGORITMO NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	<i>48</i>
2.1.3.2. ALGORITMO PROYECTO DE NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	<i>49</i>
2.1.3.3. COMPARACIÓN ENTRE ALGORITMOS.....	<i>50</i>
2.2. AISLADORES.....	<i>58</i>
2.2.1. HISTORIA Y DESARROLLO DE LOS AISLADORES.	<i>58</i>
2.2.2. PRINCIPIOS BÁSICOS DE PROTECCIÓN SISMICA.	<i>61</i>
2.2.3. TIPOS Y COMPORTAMIENTO DE LOS AISLADORES.....	<i>65</i>
2.2.3.1. AISLADORES ELASTOMÉRICOS.	<i>66</i>
2.2.3.2. AISLADORES ELASTOMÉRICOS.	<i>74</i>
2.2.4. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO.	<i>77</i>
2.2.5. NORMAS TÉCNICAS.....	<i>81</i>
2.2.5.1. NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES.	<i>81</i>
2.2.5.2. REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCION SISMO RESISTENTE.	<i>82</i>
2.2.5.3. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY.....	<i>82</i>
2.2.5.4. UNIFORMAL BUILDING CODE 1997, CAPITULO 16.....	<i>85</i>

2.2.5.5.	MINIUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES ASCE/SEI 7-10.....	88
2.3.	SOFTWARE PARA ANALISIS ESTRUCTURAL.....	93
2.3.1.	ETABS.....	93
2.3.1.1.	DISEÑO DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO.....	96
2.3.1.2.	DISEÑO DE MUROS DE CORTE.....	100
2.3.2.	SAFE.....	100
2.4.	CATEGORÍAS DE ESTABLECIMIENTOS DEL SECTOR SALUD ..	102
3.	ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL HOSPITAL UPAO MEDIANTE LOS SOFTWARES ETABS Y SAFE. ..	105
3.1.	ARQUITECTURA.....	105
3.2.	NORMAS UTILIZADAS.....	105
3.3.	ESTRUCTURACIÓN.....	113
3.3.1.	ESTRUCTURACIÓN TRADICIONAL.....	113
3.3.2.	ESTRUCTURACIÓN CON AISLAMIENTO SÍSMICO.....	115
3.4.	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	118
3.5.	INFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	118
3.6.	COMBINACIONES DE CARGAS.....	119
3.7.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	120
3.7.1.	LOSAS MACIZAS.....	120
3.7.2.	VIGAS.....	120
3.7.3.	COLUMNAS.....	124
3.7.4.	MUROS DE CORTE.....	128
3.8.	METRADO DE CARGAS.....	129
3.8.1.	CARGA MUERTA.....	129
3.8.2.	CARGA VIVA.....	133
3.9.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON LA NORMA E.030-2006.....	134
3.9.1.	ETAPA I: PELIGRO SÍSMICO.....	134
3.9.1.1.	FACTOR DE ZONA (TABLA N° 2-1).....	134
3.9.1.2.	PARÁMETROS DEL SUELO (TABLA N° 2-2).....	134
3.9.1.3.	CÁLCULO FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICO vs. PERIODO "T".....	134
3.9.1.4.	CATEORÍA DE LA EDIFICACIÓN Y FACTOR DE USO "U" (TABLA N° 2-3).....	136
3.9.2.	ETAPA II: CARACTERIZACIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	136
3.9.2.1.	DETERMINACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL (TABLA N° 2-6 Y TABLA N° 2-7).....	136
3.9.2.2.	DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN "R" (TABLA N° 2-6).....	137
3.9.2.3.	DETERMINACIÓN DE IRREGULARIDADES EN LA ESTRUCTURA (PREVIAS AL MODELAMIENTO) (TABLA N° 2-4 Y TABLA N° 2-5).....	137
3.9.3.	ETAPA III: ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	142
3.9.3.1.	DESARROLLO DEL MODELO MATEMÁTICO DE LA ESTRUCTURA.....	142
3.9.4.	ETAPA IV: VALIDACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	144
3.10.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON PROYECTO DE NORMA E.030-2014.....	147

3.10.1. ETAPA I: PELIGRO SÍSMICO	147
3.10.1.1. FACTOR DE ZONA (TABLA N° 2-10).	147
3.10.1.2. PARÁMETROS DEL SUELO (TABLA N° 2-13).	147
3.10.1.3. CÁLCULO FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICO vs. PERIODO “T”	148
3.10.1.4. CATEORÍA DE LA EDIFICACIÓN Y FACTOR DE USO “U” (2.1-14)	150
3.10.2. ETAPA II: CARACTERIZACIÓN DE LA EDIFICACIÓN	150
3.10.2.1. DETERMINACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL ((2.1-16) Y(2.1-17))	150
3.10.2.2. DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN “R” SEGÚN NORMA ASCE.	150
3.10.2.3. DETERMINACIÓN DE IRREGULARIDADES EN LA ESTRUCTURA (PREVIAS AL MODELAMIENTO) ((2.1-18) Y (2.1-19))	150
3.10.3. ETAPA III: ANÁLISIS ESTRUCTURAL	154
3.10.3.1. DESARROLLO DEL MODELO MATEMÁTICO DE LA ESTRUCTURA	154
3.10.4. ETAPA VI: VALIDACIÓN DE LA ESTRUCTURA	156
4. RESULTADOS	157
4.1. ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE ESTRUCTURAS PROYECTADAS	157
4.2. RESULTADOS ECONÓMICOS	166
4.2.1. PORCENTAJE DE VARIACIÓN ENTRE LOS COSTOS DIRECTOS..	167
4.2.2. PORCENTAJE DE VARIACIÓN EN EL CONCRETO CALCULADO EN AMBOS DISEÑOS	167
4.2.3. PORCENTAJE DE VARIACIÓN EN EL ENCOFRADO CALCULADO EN AMBOS DISEÑOS.....	168
4.2.4. PORCENTAJE DE VARIACIÓN EN EL ACERO CALCULADO EN AMBOS DISEÑOS	169
5. DISCUSIÓN	170
6. CONCLUSIONES	172
7. RECOMENDACIONES	182
8. BIBLIOGRAFÍA	183
9. ANEXOS	185

INDICE DE CUADROS E ILUSTRACIONES

FIGURA N° 2-1	8
FIGURA N° 2-2	25
FIGURA N° 2-3 Analogía hidráulica para explicar los criterios de diseño (a) Convencional, (b) con aisladores y (c) con disipadores	64
FIGURA N° 2-4 Partes del sistema de aisladores	66
FIGURA N° 2-5 Componentes del LRD	67
FIGURA N° 2-6 Gráfico de fuerza de corte versus deformación lateral para un ciclo	67
FIGURA N° 2-7 Zona de superación entre la zona fija y la zona desplazada una distancia X_b del aislador.	68
FIGURA N° 2-8 Componentes del LRB	71
FIGURA N° 2-9 Gráfico de fuerza de corte vs deformación lateral para un ciclo	71
FIGURA N° 2-10 Componentes del HLRD	73
FIGURA N° 2-11 Gráfico de fuerza cortante vs deformación lateral	73
FIGURA N° 2-12 Componente del FPS	75
FIGURA N° 2-13	75
FIGURA N° 2-14 Componentes del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura. 76	
FIGURA N° 2-15 Dimensiones para el análisis del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura	77
FIGURA N° 2-16 Relación entre periodo, amortiguamiento y desplazamiento.....	78
FIGURA N° 2-17 Diagramas de deformaciones y esfuerzos de una sección de viga rectangular	97
FIGURA N° 2-18 Diagramas de deformaciones y esfuerzos de una sección de viga T ..	97
FIGURA N° 2-19 Superficie de interacción para fuerza axial y momentos flectores biaxiales	98
FIGURA N° 2-20 Superficie de interacción para el cálculo de la razón de capacidad de secciones sobre esforzadas.....	99
FIGURA N° 2-21 Diagramas de deformaciones y esfuerzos de una sección de columna.	99
FIGURA N° 3-1 Primera planta.....	106
FIGURA N° 3-2 Segunda planta.....	107
FIGURA N° 3-3 Tercera planta.....	108
FIGURA N° 3-4 Cuarta planta	109
FIGURA N° 3-5 Quinta planta.....	110
FIGURA N° 3-6 Sexta planta	111
FIGURA N° 3-7 Séptima planta (Azotea)	112
FIGURA N° 3-8 Amplificación Sísmica "C" vs. Periodo	136
FIGURA N° 3-9 – Distribución en planta	139
FIGURA N° 3-10 Corte A-A	139
FIGURA N° 3-11 Corte B-B	139
FIGURA N° 3-12 Configuración en planta	140
FIGURA N° 3-13 Planta típica 1er – 7 nivel.....	141
FIGURA N° 3-14 Amplificación Sísmica "C" vs Periodo (Proyecto de Norma)	149
FIGURA N° 3-15 – Ejes	153
FIGURA N° 4-1 Dimensiones Típicas de Aisladores.....	164
FIGURA N° 4-2 Variación del Metrado de Concreto entre Diseño Tradicional y Diseño con Aislamiento Sísmico	167
FIGURA N° 4-3 Variación del Metrado de Encofrado entre Diseño Tradicional y Diseño con Aislamiento Sísmico	168
FIGURA N° 4-4 Variación del Metrado de Acero entre Diseño Tradicional y Diseño con Aislamiento Sísmico.....	169

INDICE DE TABLAS

TABLA N° 2-1 FACTOR DE ZONA	8
TABLA N° 2-2 PARÁMETROS DE SUELO	9
TABLA N° 2-3 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES	10
TABLA N° 2-4 IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA	11
TABLA N° 2-5 IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA	11
TABLA N° 2-6 SISTEMAS ESTRUCTURALES	12
TABLA N° 2-7 CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES	12
TABLA N° 2-8 LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	13
TABLA N° 2-9 VALORES DE C1	20
TABLA N° 2-10 FACTORES DE ZONA (PROYECTO DE NORMA).....	25
TABLA N° 2-11 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO (PROYECTO DE NORMA).....	26
TABLA N° 2-12 FACTOR “S” (PROYECTO DE NORMA).....	27
TABLA N° 2-13 PERIODO “Tp” y “Tl” (PROYECTO DE NORMA).....	27
TABLA N° 2-14 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES (PROYECTO DE NORMA) ...	27
TABLA N° 2-15 SERVICIOS DE SALUD (PROYECTO DE NORMA).....	29
TABLA N° 2-16 CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES (PROYECTO DE NORMA).....	30
TABLA N° 2-17 SISTEMAS ESTRUCTURALES (PROYECTO DE NORMA).....	30
TABLA N° 2-18 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA (PROYECTO DE NORMA).....	31
TABLA N° 2-19 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA (PROYECTO DE NORMA).....	33
TABLA N° 2-20 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES (PROYECTO DE NORMA)	34
TABLA N° 2-21 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO (PROYECTO DE NORMA).....	41
TABLA N° 2-22 VALORES DE C1 (PROYECTO DE NORMA).....	43
TABLA N° 2-23 SISTEMAS DE CONTROL O PROTECCIÓN SÍSMICA	62
TABLA N° 2-24 RESUMEN DE CRITERIOS MÍNIMOS DE DISEÑO PARA ANÁLISIS DINÁMICO	84
TABLA N° 2-25 COMPARACIÓN DE CRITERIOS ENTRE REGLAMENTOS INTERNACIONALES PARA EL DISEÑO CON AISLAMIENTO SÍSMICO	93
TABLA N° 2-26 CATEGORIZACIÓN DE ESTABLECIMIENTOS DE SALUD.....	103
TABLA N° 3-1 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	125
TABLA N° 3-2 METRADO DE CARGAS	129
TABLA N° 3-3 TABULACIÓN FACTOR DE AMPLIFICACIÓN VS. PERIODO	135
TABLA N° 3-4 IRREGULARIDAD DE MASA.....	138
TABLA N° 3-5 DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SÍSMICA EN ALTURA	143
TABLA N° 3-6 DERIVAS SEGÚN ANÁLISIS ESTÁTICO.....	144
TABLA N° 3-7 DERIVAS SEGÚN ANÁLISIS DINÁMICO.....	144
TABLA N° 3-8 FACTOR DE ESCALA.....	145
TABLA N° 3-9 RESUMEN DE CORTANTES	145
TABLA N° 3-10 COMPROBACIÓN DE DERIVAS.....	146
TABLA N° 3-11 TABULACIÓN FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA VS. PERIODO (PROYECTO DE NORMA)	149
TABLA N° 3-12 IRREGULARIDAD DE MASA O PESO.....	151
TABLA N° 3-13 COMPROBACIÓN PRELIMINAR DE DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES PARA UN ESPECTRO CON 10% DE PROBABILIDAD DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS	155
TABLA N° 3-14 COMPROBACIÓN PRELIMINAR DE DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES PARA UN ESPECTRO CON 2% DE PROBABILIDAD DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS	155
TABLA N° 3-15 COMPROBACIÓN DE DERIVAS.....	156
TABLA N° 4-1 ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE ESTRUCTURAS PROYECTADAS	157

TABLA N° 6-1 VARIACIÓN PORCENTUAL ENTRE DERIVAS DE AMBOS DISEÑOS	176
TABLA N° 6-2 DESPLAZAMIENTOS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	178
TABLA N° 6-3 CORTANTES BASALES	179
TABLA N° 6-4 REDUCCIÓN DE LA CORTANTE BASAL ENTRE EL DISEÑO TRADICIONAL Y EL DISEÑO CON AISLAMIENTO SÍSMICO.....	179

DEDICATORIA

*A mi padre por su apoyo incondicional.
A mi madre por su orientación.
Bach. Alejandro Vásquez Domínguez.*

*A mi familia, por todo el apoyo y la paciencia.
Bach. Javier Aliaga Carrascal.*

AGRADECIMIENTOS

A:

Ing. César Leónidas Cancino Rodas, por su constante asesoría y compromiso en el desarrollo de este proyecto.

INTRODUCCION

Como bien es sabido la Norma E.030 Diseño Sismorresistente establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento acorde con los principios de: evitar pérdidas de vida, asegurar la continuidad de los servicios básicos, minimizar los daños a la propiedad entre otras. Pero esta Norma ha tenido su evolución en el tiempo basándose tanto en estudios como en experiencias antes los sismos; es así que en el año 1964 nace el primer Proyecto de Norma peruana, basada en la SEAOC, en 1977 segunda Norma peruana, 1997 tercera Norma peruana, 2003 actualización de la tercera Norma peruana y en la actualidad, aun en vigencia, la Norma promulgada en el 2006.

A principios del presente año 2014, se encuentra en discusión pública desde el día 20 de enero el Proyecto de Norma de Diseño Sismorresistente (E.030), la cual presenta modificaciones en sus diferentes capítulos con carácter de mejora a la vigente Norma. Esto hace necesario el tomar la debida importancia a la actualización de la Normatividad en nuestro país, así como también el de analizar si estas propuestas son aplicables a la realidad nacional.

Es en esta posición que el presente estudio realizará un análisis comparativo en el diseño estructural aplicando las Normas antes mencionadas al proyecto Hospital UPAO.

Mediante los resultados obtenidos, se pretende evaluar los cambios a nivel estructural que acarrearán las presentes Normas y la incidencia de estos en el factor económico de la edificación.

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo realizar un análisis comparativo del diseño estructural aplicando la Norma de diseño sismorresistente y el Proyecto de Norma propuesto a inicios del año 2014.

Para tal análisis, aplicaremos los algoritmos propuestos por cada una de las Normativas al diseño del Hospital UPAO (de alta complejidad comprendido en la categoría III-E según La Norma Técnica de Salud). De acuerdo a los resultados estructurales obtenidos, realizaremos los metrados y presupuestos correspondientes a los elementos estructurales que conformen las estructuras, tanto en la sub-estructura, como a la súper-estructura, para analizarlos de manera cuantitativa.

El diseño de las estructuras se realizó de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

En el capítulo 1, trataremos sobre los aspectos generales de la tesis, detallando los objetivos generales y específicos que nos planteamos.

En el capítulo 2, ahondaremos en el marco teórico de nuestro estudio, en el cual describimos la Normatividad a aplicarse, así como una breve teoría sobre aisladores sísmicos, del software a aplicarse y de la categorización de establecimientos del sector salud.

En el capítulo 3, se realiza de manera detallada el análisis comparativo del diseño estructural del Hospital UPAO mediante los softwares ETABS y SAFE, diferenciada según los algoritmos de la Norma vigente y del Proyecto de Norma.

En los capítulos 4, 5, 6 y 7, se presentan los resultados, discusión, conclusiones y recomendaciones a las que se llegó con la investigación.

A continuación del cuerpo de la tesis, se encuentran las referencias bibliográficas y los anexos.

ABSTRACT

This thesis aims to conduct a comparative analysis of structural design using standard seismic design standard and the draft proposal in early 2014.

For this analysis, we apply algorithms proposed by each of the regulations the design of UPAO Hospital (high complexity within the category III-E according to the technical standard of Health). According to the structural results that we obtained, we will make the quantity estimate and corresponding budget to the structural elements that constitute the structures in both sub-structures, such as the super-structure to analyze in a quantitative way.

The design of the structures was performed according to the National Building Regulations ("RNE").

In Chapter 1, we will discuss about the general aspects of the thesis, explaining the aims and objectives that we set.

In Chapter 2, we go into details about the theoretical framework of our study, in which we describe the regulations to be applied, and a brief theory of seismic isolators, applied software and categorizing the health sector establishments.

In Chapter 3, it is made in detail the comparative analysis of the structural design of UPAO Hospital by the ETABS and SAFE software, differentiated according to the existing standard algorithms and draft.

In Chapters 4, 5, 6 and 7, results, discussion, conclusions and recommendations that were reached with the investigation are presented.

Finally, we can find the references and annexes.

1. ASPECTOS GENERALES

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La edificación a analizar comprende un bloque de un centro hospitalario de alta complejidad comprendido en la categoría III-E según La Norma Técnica de Salud – Categorías de Establecimiento del Sector Salud. (MINSAL, 2010), que corresponden a hospitales y clínicas de atención especializadas.

El centro en mención está ubicado en la ciudad de Trujillo en un terreno de topografía plana; comprende varios bloques destinados a diferentes especialidades, así como también ambientes libres para circulación peatonal, vehicular y áreas verdes. En el presente estudio, analizaremos el bloque de mayores particularidades estructurales.

La edificación consta de 6 pisos más azotea; en el primer piso presenta los ambientes de Consulta Externa y Farmacia; el segundo piso tiene los ambientes de Unidad de Neonatología y la Unidad de Cuidados Intensivos e Intermedios; el tercer piso alberga el Piso Técnico; y los pisos cuarto, quinto y sexto son netamente de Hospitalización. Se cuenta con una circulación fluida, tanto pública como técnica, por medio de escaleras y ascensores debidamente señalizados.

1.2. ANTECEDENTES

La Norma E.030 Diseño Sismorresistente establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento acorde con los principios de evitar pérdidas de vida, asegurar la continuidad de los servicios básicos, minimizar los daños a la propiedad entre otras. Pero esta Norma ha tenido su evolución en el tiempo basándose tanto en estudios como en experiencias antes los sismos; es así que en el año 1964 nace el primer Proyecto de Norma

peruana, basada en la SEAOC, en 1977 segunda Norma peruana, 1997 tercera Norma peruana, 2003 actualización de la tercera Norma peruana y en la actualidad aun en vigencia la Norma promulgada en el 2006.

A principios del presente año 2014, se encuentra en discusión pública desde el día 20 de enero el Proyecto de Norma Diseño Sismorresistente (e0.30), la cual presenta modificaciones en sus diferentes capítulos con carácter de mejora a la vigente Norma. Es en esta posición que el presente estudio realizará un análisis comparativo entre la Norma vigente y el proyecto de aplicado al proyecto Hospital UPAO, tanto en su diseño estructural como en su costo.

1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es la diferencia en el diseño estructural aplicando la Norma vigente y el Proyecto de Norma, para el proyecto Hospital UPAO en la ciudad de Trujillo?

1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

Se pretende dar a conocer los cambios que trae consigo el Proyecto de Norma de Diseño Sismorresistente, si son aplicables en la realidad peruana y si generarán un encarecimiento en las estructuras.

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. GENERAL

Realizar el análisis comparativo del diseño estructural aplicando la Norma Sismorresistente vigente y el Proyecto de Norma, para el proyecto Hospital UPAO en la ciudad de Trujillo.

1.5.2. ESPECÍFICOS

- Realizar el diseño estructural aproximado del Hospital UPAO con la Norma sismorresistente vigente (en el diseño no se considerarán los ascensores y las escaleras, con el fin de simplificar la estructura).

- Realizar el diseño estructural aproximado del Hospital UPAO con el Proyecto de Norma (en el diseño no se considerarán los ascensores y las escaleras, con el fin de simplificar la estructura).
- Comparar los resultados de ambos diseños estructurales.
- Calcular el presupuesto para ambos diseños.
- Comparar los montos calculados, así como los metrados más representativos para ambos diseños.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. DESCRIPCIÓN DE LA NORMATIVIDAD A EMPLEARSE.

2.1.1. NORMA E.30 DISEÑO SISMORRESISTENTE

CAPITULO 1: GENERALIDADES.

Artículo 1: Nomenclatura.

Artículo 2: Alcances.

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en el Artículo 3.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaren dañadas por la acción de los sismos.

Artículo 3: Filosofía y Principios del diseño Sismorresistente.

La filosofía del diseño Sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Principios para el diseño:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

Artículo 4: Presentación del proyecto (Disposición transitoria).

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán llevar la firma de un ingeniero civil colegiado, quien será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

CAPITULO 2: PARAMETROS DE SITIO

Artículo 5: Zonificación.



FIGURA N° 2-1

TABLA N° 2-1 FACTOR DE ZONA

FACTOR DE ZONA	
ZONA	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Artículo 6: Condiciones Locales.**6.1 Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio.**

- a. Microzonificación Sísmica.
- b. Estudio de sitio.

6.2 Condiciones Geotécnicas.

- a. Perfil tipo S1: Roca o suelos muy rígidos.
- b. Perfil tipo S2: Suelos intermedios.
- c. Perfil tipo S3: Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.
- d. Perfil tipo S4: Condiciones Excepcionales.

TABLA N° 2-2 PARÁMETROS DE SUELO

PARAMETROS DE SUELO			
TIPO	DESCRIPCIÓN	TP	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos Flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

(*) Los valores de TP y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el tipo S3.

Artículo 7: Factor de Amplificación Sísmica.

Este factor se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

$$C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right); c \leq 2.5 \quad (2.1-1)$$

CAPITULO 3: REQUISITOS GENERALES.**Artículo 8: Aspectos Generales.**

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las solicitaciones sísmicas determinadas en la forma pre-escrita en esta Norma.

Artículo 9: Concepción Estructural Sismorresistente.

El comportamiento sísmico de las edificaciones mejora cuando se observan las siguientes condiciones:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Continuidad de la estructura, tanto en planta como en elevación
- Ductilidad
- Deformación limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia
- Consideraciones de las condiciones locales.

Artículo 10: Categoría de las Edificaciones.

TABLA N° 2-3 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES	
CATEGORÍA	FACTOR
A. Edificaciones Esenciales	1.5
B. Edificaciones Importantes	1.3
C. Edificaciones Comunes	1
D. Edificaciones Menores	(*)

(*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

Artículo 11: Configuración Estructural.

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica (Tabla N° 6).

- a. Estructuras Regulares. Son las que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales.
- b. Estructuras Irregulares. Se definen como estructuras irregulares aquellas que presentan una o más de las características indicadas en la Tabla N°4 o Tabla N° 5.

TABLA N° 2-4 IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA
Irregularidad de rigidez - Piso blando
En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85% de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90% del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por (h_i/h_d) donde h_d es altura diferente de piso y h_i es la altura típica de piso.
Irregularidad de Masa
Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que a50% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas.
Irregularidad Geométrica Vertical
La dimensión en planta de la estructura resistente a carga laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.
Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.

TABLA N° 2-5 IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA
Irregularidad Torsional
Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 5% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del artículo 15 (15.1). En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1.3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto
Esquinas entrantes
La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta.
Discontinuidad del Diafragma
Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

Artículo 12: Sistemas Estructurales.**TABLA N° 2-6 SISTEMAS ESTRUCTURALES**

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente de Reducción, R para estructuras regulares
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos	9.5
Otras estructuras de acero:	
Arriostres excéntricos	6.5
Arriostres en cruz	6
Concreto Armado	
Pórticos (1)	8
Dual (2)	7
De muros estructurales (3)	6
Muros de ductilidad limitada (4)	4
Albañilería Armada o Confinada (5)	3
Madera (por esfuerzos admisibles)	7

Artículo 13: Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de las Edificaciones.**TABLA N° 2-7 CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES**

CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES			
Categoría de la Edificación	Regularidad Estructural	Zona	Sistema Estructural
A	Regular	3	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual
		2 y 1	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
B	Regular o Irregular	3 y 2	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
		1	Cualquier sistema
C	Regular o Irregular	3, 2 y 1	Cualquier sistema

Artículo 14: Procedimientos de análisis.

14.1: Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos referidos en el artículo 18.

14.2: Las estructuras clasificadas como regulares según el artículo 10 de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de no

más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes del Artículo 17.

Artículo 15: Desplazamientos laterales.

15.1: Desplazamientos Laterales.

**TABLA N° 2-8 LÍMITES PARA
DESPLAZAMIENTO LATERAL DE
ENTREPISO**

LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

15.2: Juntas de Separación Sísmica.

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

$$S = 3 + 0.004(h - 500) \quad (2.1-2)$$

$$S > 3\text{cm}$$

h = es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s .

15.3 Estabilidad del Edificio.

Deberá considerarse el efecto de la excentricidad de la carga vertical producida por los desplazamientos laterales de la edificación.

CAPITULO 4: ANALISIS DE EDIFICIOS

Artículo 16: Generalidades.

16.1 Solicitaciones y Análisis.

En concordancia con los principios de diseño sismorresistente del Artículo 3, se acepta que las edificaciones tendrán incursiones

inelásticas frente a sollicitaciones sísmicas severas. Por tanto las sollicitaciones sísmicas de diseño se consideran como una fracción de la sollicitación sísmica máxima elástica.

El análisis podrá desarrollarse usando las sollicitaciones sísmicas reducidas con un modelo de comportamiento elástico para la estructura.

16.2. Modelos para Análisis de Edificios.

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigidez que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

16.3. Peso de la Edificación.

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

16.4. Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0,75R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el Artículo 17 (17.3) ni el cortante mínimo en la base especificado en el Artículo 18 (18.2 d).

16.5 Efectos de Segundo Orden (P-delta)

Los efectos de segundo orden deberán ser considerados cuando produzcan un incremento de más del 10 % en las fuerzas internas.

$$Q = \frac{N_i * \Delta_I}{V_i * h e_i * R} \quad (2.1-3)$$

16.6. Solicitaciones Sísmicas Verticales.

Estas solicitaciones se considerarán en el diseño de elementos verticales, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio.

Artículo 17: Análisis Estático.

17.1 Generalidades.

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

Debe emplearse sólo para edificios sin irregularidades y de baja altura según se establece en el Artículo 14 (14.2).

17.2 Periodo Fundamental.

El periodo fundamental para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (2.1-4)$$

CT = 35 edificios aporricados

CT = 45 edificios aporricados, caja de ascensores y escaleras.

CT = 60 estructuras de mampostería, muros de corte.

17.3. Fuerza Cortante en la Base.

Se determinará por la siguiente expresión.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P \quad \text{donde} \quad \frac{C}{R} \geq 0.125 \quad (2.1-5)$$

17.4. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura.

Si el periodo fundamental T , es mayor que $0.7s$, una parte de la fuerza constante V , denominada F_a , deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. El resto de la fuerza cortante, es decir $(V - F_a)$ se distribuirá entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a las siguientes expresiones.

$$F_a = 0.07 * T \leq 0.15 * V \quad (2.1-6)$$

$$F_i = \frac{P_i * h_i}{\sum_{j=1}^n P_j * h_j} * (V - F_a) \quad (2.1-7)$$

17.5. Efecto de Torsión.

Se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además el efecto de excentricidades accidentales como se indica a continuación. Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como $0,05$ veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de la acción de las fuerzas.

En cada nivel además de la fuerza actuante, se aplicará el momento accidental denominado Mt_i que se calcula como:

$$Mt_i = \pm F_i * e_i \quad (2.1-8)$$

17.6. Fuerzas sísmicas verticales.

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso. Para las zonas 3 y 2 esta fracción será de $2/3 Z$. Para la zona 1 no será necesario considerar este efecto.

Artículo 18: Análisis Dinámico.**18.1: Alcances.**

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia.

18.2 Análisis por combinación modal espectral.**a. Modos de vibración**

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

b. Aceleración espectral.

Para cada una de las edificaciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g \quad (2.1-9)$$

c. Criterios de combinación.

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la siguiente expresión.

$$r = 0.25 * \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 * \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad (2.1-10)$$

d. Fuerza Cortante Mínima en la Base.

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el Artículo 17 (17.3) para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

e. Efectos de Torsión.

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

18.3. Análisis Tiempo – Historia.

El análisis tiempo historia se podrá realizar suponiendo comportamiento lineal y elástico y deberán utilizarse no menos de cinco registros de aceleraciones horizontales, correspondientes a sismos reales o artificiales. Estos registros deberán Normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio.

Para edificaciones especialmente importantes el análisis dinámico tiempo-historia se efectuará considerando el comportamiento inelástico de los elementos de la estructura.

CAPITULO 5: CIMENTACIONES.

Artículo 19: Generalidades.

Las suposiciones que se hagan para los apoyos de la estructura deberán ser concordantes con las características propias del suelo de cimentación.

El diseño de las cimentaciones deberá hacerse de manera compatible con la distribución de fuerzas obtenida del análisis de la estructura.

Artículo 20: Capacidad Portante.

En todo estudio de mecánica de suelos deberán considerarse los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación. En los sitios en que pueda producirse licuefacción del suelo, debe efectuarse una investigación geotécnica que evalúe esta posibilidad y determine la solución más adecuada.

Artículo 21: Momento de Volteo.

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo. El factor de seguridad deberá ser mayor o igual que 1,5.

Artículo 22: Zapatas aisladas y cajones.

Para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos tipo S3 y S4 y para las zonas 3 y 2 se proveerá elementos de conexión, los que deben soportar en tracción o compresión, una fuerza horizontal mínima equivalente al 10% de la carga vertical que soporta la zapata.

Para el caso de pilotes y cajones deberá proveerse de vigas de conexión o deberá tenerse en cuenta los giros y deformaciones por efecto de la fuerza horizontal diseñando pilotes y zapatas para estas sollicitaciones. Los pilotes tendrán una armadura en tracción equivalente por lo menos al 15% de la carga vertical que soportan.

CAPITULO 6: ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPO

Artículo 23: Generalidades.

Se consideran como elementos no-estructurales, aquellos que estando o no conectados al sistema resistente a fuerzas horizontales, su aporte a la rigidez del sistema es despreciable.

En el caso que los elementos no estructurales estén aislados del sistema estructural principal, estos deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica (V) asociada a su peso (P) tal como se indica a continuación.

$$V = Z * U * C_1 * P \quad (2.1-11)$$

Los valores de U corresponden a los indicados en el Capítulo 3 y los valores de C_1 se tomarán de la tabla N°7.

TABLA N° 2-9 VALORES DE C1

VALORES DE C1	
<ul style="list-style-type: none"> Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación en la cual la dirección de la fuerza es perpendicular a su plano. Elementos cuya falla entrañe peligro para personas u estructuras. 	1.3
<ul style="list-style-type: none"> Muros dentro de una edificación (dirección de la fuerza perpendicular a su plano). 	0.9
<ul style="list-style-type: none"> Cercos 	0.6
<ul style="list-style-type: none"> Tanques, torres, letreros y chimeneas conectados a una parte del edificio considerando la fuerza en cualquier dirección. 	0.9
<ul style="list-style-type: none"> Pisos y techos que actúan como diafragmas con la dirección de la fuerza en su plano. 	0.6

CAPITULO 7: EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

Artículo 24: Generalidades.

Las estructuras dañadas por efectos del sismo deben ser evaluadas y reparadas de tal manera que se corrijan los posibles defectos estructurales que provocaron la falla y recuperen la capacidad de resistir

un nuevo evento sísmico, acorde con los objetivos del diseño sismorresistente anotada en el Capítulo 1.

Ocurrido el evento sísmico la estructura deberá ser evaluada por un ingeniero civil, quien deberá determinar si el estado de la edificación hace necesario el reforzamiento, reparación o demolición de la misma. El estudio deberá necesariamente considerar las características geotécnicas del sitio.

La reparación deberá ser capaz de dotar a la estructura de una combinación adecuada de rigidez, resistencia y ductilidad que garantice su buen comportamiento en eventos futuros.

El proyecto de reparación o reforzamiento incluirá los detalles, procedimientos y sistemas constructivos a seguirse.

Para la reparación y el reforzamiento sísmico de edificaciones existentes se podrá emplear otros criterios y procedimientos diferentes a los indicados en esta Norma, con la debida justificación y aprobación de la autoridad competente

CAPITULO 8: INSTRUMENTACIÓN.

Artículo 25: Registradores Acelerográficos.

En todas las zonas sísmicas los proyectos de edificaciones con un área igual o mayor de 10,000 m², deberán instrumentarse con un registrador acelerográfico triaxial.

Artículo 26: Ubicación

Los instrumentos deberán colocarse en una habitación de por lo menos 4 m² ubicado en el nivel inferior del edificio teniendo en cuenta un acceso fácil para su mantenimiento; y una apropiada iluminación, ventilación,

suministro de energía eléctrica, y seguridad física y deberá identificarse claramente en el plano de arquitectura.

Artículo 27: Mantenimiento.

El mantenimiento operativo, partes y componentes, material fungible y servicio de los instrumentos deberán ser provistos por los propietarios del edificio bajo control del Instituto Geofísico del Perú. La responsabilidad se mantendrá por 10 años.

Artículo 28: Disponibilidad de datos.

Los acelerogramas registrados por los instrumentos, serán procesados por el Instituto Geofísico del Perú e integrados al Banco Nacional de Datos Geofísicos. Esta información es de dominio público y estará disponible a los usuarios a pedido.

Artículo 29: Requisitos para la Finalización de obra.

Para obtener el certificado de finalización de obra, y bajo responsabilidad del funcionario competente, el propietario deberá presentar un certificado de instalación, expedido por el Instituto Geofísico del Perú y además un contrato de servicio de mantenimiento operativo de los instrumentos.

**2.1.2. PROYECTO DE NORMA E.030 DISEÑO
SISMORRESISTENTE**

CAPITULO 1: GENERALIDADES.

1.1. Nomenclatura.

1.2. Alcances.

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en el Artículo 3.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaren dañadas por la acción de los sismos.

1.3. Filosofía y Principios del diseño Sismorresistente.

La filosofía del diseño Sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Principios para el diseño:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

1.4. Concepción Estructural Sismorresistente.

El comportamiento sísmico de las edificaciones mejora cuando se observan las siguientes condiciones:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada.
- Ductilidad
- Deformación limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia.
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa.

1.5. Consideraciones Generales.

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las solicitaciones sísmicas determinadas en la forma prescrita en esta Norma.

No es necesario considerar simultáneamente los efectos de sismo y viento.

Deberá considerarse el posible efecto de los tabiques, parapetos y otros elementos adosados en el comportamiento sísmico de la estructura. El análisis, el detallado del refuerzo y anclaje deberá hacerse acorde con esta consideración.

En concordancia con los principios de diseño sismorresistente del numeral 1.3, se acepta que las edificaciones tendrán incursiones inelásticas frente a solicitaciones sísmicas severas. Por tanto las solicitaciones sísmicas de diseño se consideran como una fracción de la solicitación sísmica máxima elástica.

1.6. Presentación del Proyecto.

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán llevar la firma de un ingeniero civil colegiado, quien será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

CAPITULO 2: PELIGRO SÍSMICO.

2.1. Zonificación.

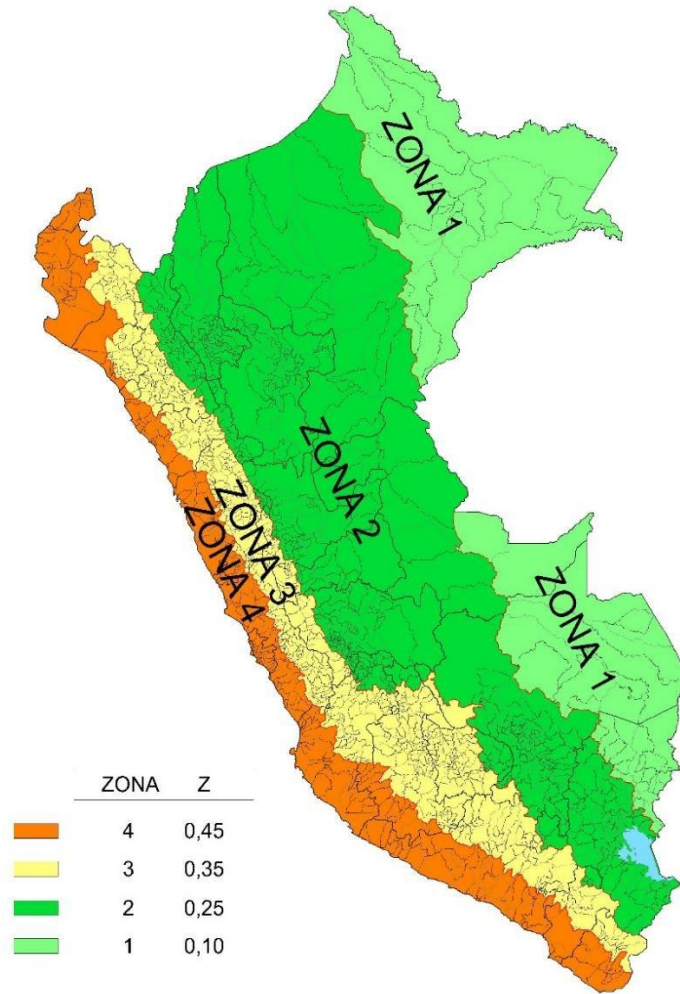


FIGURA N° 2-2

TABLA N° 2-10 FACTORES DE ZONA (PROYECTO DE NORMA)

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

2.2. Microzonificación Sísmica y Estudio de Suelos.

2.2.1. Microzonificación Sísmica.

2.2.2. Estudio de Sitio.

2.3. Condiciones Geotécnicas.

2.3.1. Perfiles de Suelo.

- a. Perfil Tipo S0: Roca dura.
- b. Perfil Tipo S1: Roca o suelos muy rígidos.
- c. Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios.
- d. Perfil Tipo S3: Suelos Blandos.
- e. Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales.

**TABLA N° 2-11 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO
(PROYECTO DE NORMA)**

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
PERFIL	Vs	N60	Su
S0	> 1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S4	Clasificación basada en el EMS		

2.3.2. Definición de los Perfiles de suelo.

Las expresiones de este numeral se aplicarán a los 30m superiores del perfil de suelo, medidos desde el nivel del fondo de cimentación. El subíndice *i* se refiere a uno cualquiera de los *n* estratos con distintas características *m* se refiere al número de estratos con suelo granulares y *k* al número de estratos con suelo cohesivos.

- a. Velocidad promedio de las ondas de corte, Vs.
- b. Promedio ponderado del ensayo Estándar de penetración, N60.
- c. Promedio Ponderado de la Resistencia al Corte en Condición no Drenada, Su.

2.4. Parámetros de Sitio (S, TP y TL).

TABLA N° 2-12 FACTOR "S" (PROYECTO DE NORMA)

FACTOR "S"				
ZONA	SUELO			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

TABLA N° 2-13 PERIODO "Tp" y "TI" (PROYECTO DE NORMA)

Periodo "Tp" y "TI"				
	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
Tl (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

2.5. Factor de amplificación Sísmica (C).

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones.

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad (2.1-12)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad (2.1-13)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right) \quad (2.1-14)$$

CAPITULO 3: CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES.

3.1. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U).

TABLA N° 2-14 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES (PROYECTO DE NORMA)

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud, como hospitales, institutos o similares, según clasificación del Ministerio de Salud, ubicados en las zonas sísmicas 4 y 3 que alojen cualquiera de los servicios indicados en la tabla N° 13 de Servicios de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> Hospitales no comprendidos en la categoría A1, clínicas, postas médicas, excepto edificios 	1.5

	<p>administrativos o de consulta externa. (Ver nota 2).</p> <ul style="list-style-type: none"> • Puertos, aeropuertos, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. • Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como colegios, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p>	
B Edificaciones Importantes	<p>Edificios en centros educativos y de salud no incluidos en la categoría A.</p> <p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como teatros, estadios, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales.</p> <p>También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</p>	1.3
C Edificaciones Comunes	<p>Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.</p>	1.0
D Edificaciones Temporales	<p>Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.</p>	Ver nota 3

Nota 1: Estas edificaciones tendrán aislamiento sísmico en la base, excepto en condiciones de suelo desfavorables al uso del sistema de aislamiento.

Nota 2: Estas edificaciones tendrán un sistema de protección sísmica por aislamiento o disipación de energía cuando se ubiquen en las zonas sísmicas 4 y 3.

Nota 3: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

**TABLA N° 2-15 SERVICIOS DE SALUD
(PROYECTO DE NORMA)**

Servicios de Salud	
1	Consulta Externa
2	Emergencia
3	Hospitalización y UCI
4	Centro Quiropráctico y Obstétrico
5	Medicina de Rehabilitación
6	Farmacia
7	Patología Clínica
8	Diagnóstico por imágenes
9	Centro de Hemoterapia o Banco de Sangre
10	Hemodiálisis
11	Nutrición y Dietética
12	Central de Esterilización
13	Radioterapia
14	Medicina Nuclear

3.2. Sistemas Estructurales.

3.2.1. Estructuras de Concreto Armado.

Pórticos.

Muros Estructurales.

Sistema Dual.

Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada.

3.2.2. Estructuras de Acero.

Pórticos Dúctiles Resistentes a Momentos.

Pórticos Concéntricos Arriostrados.

Pórticos Excéntricos Arriostrados.

3.2.3. Estructuras de Albañilería.

3.2.4. Estructuras de madera.

3.3. Categoría y Sistemas Estructuras Permitidos.

TABLA N° 2-16 CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES (PROYECTO DE NORMA)

CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural
	2 y 1	Pórticos arriostrados de acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual
A2 (*)	4, 3 y 2	Pórticos arriostrados de acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual
	1	Cualquier sistema
B	4, 3 y 2	Pórticos arriostrados de acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
	1	Cualquier sistema
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema

(*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las Normas a dichos materiales.

3.4. Sistemas Estructuras y Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R_o).

TABLA N° 2-17 SISTEMAS ESTRUCTURALES (PROYECTO DE NORMA)

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
SISTEMA ESTRUCTURAL	COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN R_o (*)
Acero:	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	8
Otras estructuras de acero:	
Arriostres excéntricos.	7
Arriostres concéntricos.	6
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (por esfuerzos admisibles)	7

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

3.5. Regularidad Estructural.

Estructuras Regulares: son las que no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N° 16 y N° 17 en su configuración resistente a cargas laterales.

Estructuras Irregulares: son aquellas que presentan una o más de las características indicadas en la Tabla N° 16 y la Tabla N° 17.

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares, para los fines siguientes:

- Respetar las restricciones de la Tabla N° 18.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el factor R de reducción de fuerzas sísmicas.

3.6. Factores de Irregularidad (I_a , I_p).

**TABLA N° 2-18 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA
(PROYECTO DE NORMA)**

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
<p>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión (deriva) de entrepiso es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.</p> <p>Irregularidades de Resistencia - Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.75

<p>Irregularidad Extrema de Rigidez Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquier de las direcciones de análisis, la distorsión (deriva) de entrepiso es mayor que 1.6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<p>0.50 (Ver Tabla N° 18)</p>
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Se exceptúan los techos cuyo peso sea inferior al del piso inmediato inferior.</p>	<p>0.90</p>
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<p>0.90</p>
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	<p>0.80</p>
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 50% de la fuerza cortante total.</p>	<p>0.60</p>

**TABLA N° 2-19 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA
(PROYECTO DE NORMA)**

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo del extremo opuesto del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso excede de 50% del máximo permisible indicado en la tabla N° 19.</p>	0.75
<p>Irregularidad Torsional Extrema Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 3 veces el desplazamiento relativo del extremo opuesto del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el desplazamiento relativo del entrepiso excede de 50% del máximo permisible indicado en la tabla N° 19.</p>	$0.75 \left(3 \frac{\Delta_{min}}{\Delta_{max}} \right)$
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0.90
<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0.850
<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a las fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.</p>	0.90

3.7. Restricciones a la irregularidad.

3.7.1. Categoría de la Edificación e irregularidad.

TABLA N° 2-20 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES (PROYECTO DE NORMA)

CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades.
	1	No se permiten irregularidades extremas.
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas.
	1	Sin restricciones.
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas.
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total.
	1	Sin restricciones.

3.7.2. Sistemas de Transferencia.

En las zonas sísmicas 4, 3 y 2 no se permiten los sistemas de transferencia en los que más del 20 % de las cargas de gravedad o de las cargas sísmicas en cualquier nivel sean soportadas por elementos verticales que no son continuos hasta la cimentación. Esta disposición no se aplica para el último entrepiso de las edificaciones.

3.8. Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica, R.

El coeficiente de reducción de la fuerza sísmica se determinará como el producto del coeficiente R_0 presentado en la Tabla N°15 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las Tablas N° 16 y N° 17.

$$R = R_0 * I_a * I_p \quad (2.1-15)$$

3.9. Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía.

Se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento siguiente:

“Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010.

CAPITULO 4: ANALISIS ESTRUCTURAL.

4.1. Consideraciones Generales para el Análisis.

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

4.2. Modelos para Análisis.

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigidez que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura-Para propósito de esta Norma las estructuras de concreto armado y albañilería podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo.

4.3. Estimación del Peso (P).

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que pueda contener.

4.4. Procedimiento de Análisis.

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes:

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes (numeral 4.5.).
- Análisis dinámico modal espectral (numeral 4.6.).

4.5. Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.

4.5.1. Generalidades.

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

4.5.2. Fuerza Cortante en la base.

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P \quad \text{donde} \quad \frac{C}{R} \geq 0.125 \quad (2.1-16)$$

4.5.3. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura.

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i * V \quad (2.1-17)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k} \quad (2.1-18)$$

a) Para T menor o igual a $0.5s$ $k = 1.0$

b) Para T mayor que $0.5s$ $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$

4.5.4. Periodo Fundamental.

El periodo fundamental de vibración para cada dirección se estimará, con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (2.1-19)$$

CT = 35

- a. Pórticos de concreto armado sin muros de corte
- b. Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arrostramiento.

CT = 45

- a. Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b. Pórticos de acero arriostrados.

CT = 60

- a. Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

4.5.5. Excentricidad Accidental.

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura, el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

- a. En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicara un momento torsor accidental (M_{ii}) que se calcula como:

$$Mt_i = \pm F_i * e_i \quad (2.1-20)$$

- b. Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

4.5.6. Fuerzas Sísmicas Verticales.

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a $2/3 Z U$.

4.6. Análisis Dinámico Modal Espectral.

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

4.6.1. Modos de Vibración.

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

4.6.2. Aceleración Espectral.

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} \quad (2.1-21)$$

4.6.3. Criterios de Combinación:

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j} \quad (2.1-22)$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{\frac{3}{2}}}{(1+\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad (2.1-23)$$

$$\lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (2.1-24)$$

$\beta = 0.05$, fracción del amortiguamiento físico.

4.6.4. Fuerza Cortante Mínima.

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado según el numeral 4.5.3 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

4.6.5. Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión).

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

4.7. Análisis Tiempo – Historia.

El análisis tiempo historia podrá emplearse como un procedimiento complementario a los especificados en los numerales 4.5 y 4.6.

4.7.1. Registro de Aceleración.

Para el análisis de usaran como mínimo tres juegos de registros de aceleraciones del terreno. Cada juego de registros de aceleraciones del terreno consistirá en un par de componentes de aceleración horizontal apropiadas, elegidas y escaladas de eventos individuales.

4.7.2. Modelo para el Análisis.

El modelo matemático deberá representar correctamente la distribución espacial de masas en la estructura. El comportamiento de los elementos será modelado de modo consistente con resultados de ensayos de laboratorio y tomará en cuenta la fluencia, la degradación de resistencia, la degradación de rigidez, el estrechamiento histerético, y todos los aspectos relevantes del comportamiento indicados por los ensayos.

La resistencia de los elementos será obtenida en base a los valores esperados de sobre resistencia del material, endurecimiento por deformación y degradación de resistencia por la carga cíclica.

4.7.3. Tratamiento de Resultados.

En caso se utilicen por lo menos siete juegos de registros del movimiento del suelo, las fuerzas de diseño, las deformaciones en los elementos y las distorsiones de entrepiso se evaluarán a partir de los promedios de los correspondientes resultados máximos obtenidos en los distintos análisis. Si se utilizaran menos de siete juegos de registros, las fuerzas de diseño, las deformaciones y las distorsiones de entrepiso serán evaluadas a partir de los máximos valores obtenidos de todos los análisis. Las distorsiones máximas de entrepiso no deberán exceder de 1,25 veces de los valores indicados en la Tabla N° 19.

Las deformaciones en los elementos no excederán de $2/3$ de aquellas para las que perderían la capacidad portante para cargas verticales o para la que se tendría una pérdida de resistencia en exceso a 30%.

CAPITULO 5: REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

5.1. Determinación de Desplazamientos laterales.

Para estructuras regulares los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para el caso de estructuras irregulares deberá emplearse el valor de 0,85 R.

5.2. Desplazamiento Laterales Relativos Permisibles.

TABLA N° 2-21 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO (PROYECTO DE NORMA)

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado de ductilidad limitada	0.005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el diseñador, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta tabla.

5.3. Separación entre Edificios (s)

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

$$S = 3 + 0.004 \cdot (h - 500) \quad (h \text{ y } s \text{ en centímetros}).$$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s .

5.4. Redundancia.

Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.

CAPITULO 6: ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APENDICES Y EQUIPOS.

6.1. Generalidades.

Se consideran como elementos no estructurales aquellos que, estando o no conectados al sistema resistente a fuerzas horizontales, aportan masa al sistema pero su aporte a la rigidez no es significativo.

Para los elementos no estructurales que estén unidos al sistema estructural sismorresistente y deban acompañar la deformación de la estructura deberá asegurarse que en caso de falla no causen daños personales.

6.2. Responsabilidad Profesional.

Los profesionales que elaboran los diferentes proyectos serán responsables de proveer a los elementos no estructurales con la adecuada resistencia y rigidez para acciones sísmicas.

6.3. Fuerzas de Diseño.

Los elementos no estructurales, sus anclajes, y sus conexiones deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica horizontal en cualquier dirección (F) asociada a su peso (P_E), cuya resultante podrá suponerse aplicada en el centro de masas del elemento, tal como se indica a continuación:

$$F = \frac{a_i}{g} * C_1 * P_E \quad (2.1-25)$$

Donde a_i es la aceleración horizontal en el nivel donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación.

TABLA N° 2-22 VALORES DE C1 (PROYECTO DE NORMA)

VALORES DE C1	
Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas y otras estructuras.	3.00
Muros y tabiques dentro de una edificación.	2.00
Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3.00
Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1.50

6.4. Fuerza Mínima de Diseño.

En ningún nivel del edificio la fuerza F calculada con el numeral 6.3 será menor que $0.5 * Z * U * S * P_e$.

6.5. Elementos no Estructurales Localizados en la Base de la Estructura, por debajo de la Base y Cercos.

Los elementos no estructurales localizados a nivel de la base de la estructura o por debajo de ella (sótanos) y los cercos deberán diseñarse con una fuerza horizontal calculada con:

$$F = 0.5 * Z * U * S * P_e \quad (2.1-26)$$

6.6. Otras estructuras.

Para letreros, chimeneas, torres y antenas de comunicación instaladas en cualquier nivel del edificio, la fuerza de diseño se establecerá considerando las propiedades dinámicas del edificio y de la estructura a instalar. La fuerza de diseño no deberá ser menor que la correspondiente a la calculada con la metodología propuesta en este capítulo con un valor de $C1$ mínimo de 3,0.

6.7. Diseño utilizando el Método de los Esfuerzos Admisibles.

Cuando el elemento no estructural o sus anclajes se diseñen utilizando el Método de los Esfuerzos Admisibles, las fuerzas sísmicas definidas en este Capítulo se multiplicarán por 0,8.

CAPITULO 7: CIMENTACIONES.

7.1. Generalidades.

Las suposiciones que se hagan para los apoyos de la estructura deberán ser concordantes con las características propias del suelo de cimentación.

La determinación de las presiones actuantes en el suelo para la verificación por esfuerzos admisibles, se hará con las fuerzas obtenidas del análisis sísmico multiplicadas por 0,8.

7.2. Capacidad Portante.

En todo estudio de mecánica de suelos deberán considerarse los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación. En los sitios en que pueda producirse licuefacción del suelo, debe efectuarse una investigación geotécnica que evalúe esta posibilidad y determine la solución más adecuada.

7.3. Momento de Volteo.

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo. El factor de seguridad calculado con las fuerzas que se obtienen en aplicación de esta Norma deberá ser mayor o igual que 1,2.

7.4. Zapatas Aisladas y Cajones.

Para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos tipo S3 y S4 y para las Zonas 4 y 3 se proveerá elementos de conexión, los que deben soportar en tracción o compresión, una fuerza horizontal mínima equivalente al 10 % de la carga vertical que soporta la zapata.

Para el caso de pilotes y cajones deberá proveerse de vigas de conexión o deberá tenerse en cuenta los giros y deformaciones por efecto de la fuerza horizontal diseñando pilotes y zapatas para estas sollicitaciones.

Los pilotes tendrán una armadura en tracción equivalente por lo menos al 15 % de la carga vertical que soportan.

CAPITULO 8: EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS.

8.1. Generalidades.

Las estructuras dañadas por efectos del sismo deben ser evaluadas y reparadas de tal manera que se corrijan los posibles defectos estructurales que provocaron la falla y recuperen la capacidad de resistir un nuevo evento sísmico, acorde con los objetivos del diseño sismorresistente anotada en el Capítulo 1.

Ocurrido el evento sísmico la estructura deberá ser evaluada por un ingeniero civil, quien deberá determinar si el estado de la edificación hace necesario el reforzamiento, reparación o demolición de la misma. El estudio deberá necesariamente considerar las características geotécnicas del sitio.

La reparación deberá ser capaz de dotar a la estructura de una combinación adecuada de rigidez, resistencia y ductilidad que garantice su buen comportamiento en eventos futuros. El proyecto de reparación o reforzamiento incluirá los detalles, procedimientos y sistemas constructivos a seguirse. Para la reparación y el reforzamiento sísmico de edificaciones existentes se podrá emplear otros criterios y procedimientos diferentes a los indicados en esta Norma, con la debida justificación y aprobación de la autoridad competente.

CAPITULO 9: INSTRUMENTACIÓN.

9.1. Estación Acelerométricas.

Las edificaciones que individualmente o en forma conjunta, tengan un área techada igual o mayor que 10 000 m², deberán contar con una estación acelerométrica, instalada a nivel del terreno natural o en la base del edificio. Dicha estación acelerométrica deberá ser provista por el

propietario, conforme a las especificaciones técnicas aprobadas por el Instituto Geofísico del Perú (IGP).

9.2. Requisitos para su Ubicación.

La estación acelerométrica deberá instalarse en un área adecuada, con acceso fácil para su mantenimiento y apropiada iluminación, ventilación, suministro de energía eléctrica estabilizada, salida del GPS, acceso a Internet, alejada de fuentes generadoras de cualquier tipo de ruido antrópico y seguridad física. Dicho plan de instrumentación será preparado por los proyectistas de cada especialidad, debiendo identificarse claramente en los planos de arquitectura, estructuras e instalaciones del edificio, lo cual será requisito para el otorgamiento de la licencia de construcción.

9.3. Requisitos para Otorgamiento de Licencias de Construcción.

Serán requisitos para el otorgamiento de licencias de construcción, bajo responsabilidad del funcionario que la suscriba, verificar:

- La ubicación de la estación acelerométrica en los planos del proyecto.
- Las especificaciones técnicas, sistemas de conexión y transmisión de datos aprobadas por el Instituto Geofísico del Perú.
- La conformidad con el numeral 9.1.

9.4. Mantenimiento.

El mantenimiento operativo, partes y componentes, material fungible y servicio de los instrumentos deberán ser provistos por los propietarios del edificio y/o departamentos, bajo control de la municipalidad y todo supervisado por el Instituto Geofísico del Perú. La responsabilidad del propietario se mantendrá por 10 años.

9.5. Disponibilidad de Datos.

La información registrada por los instrumentos será integrada al Banco Nacional de Datos Geofísicos y será de dominio público.

9.6. Requisitos para la Finalización de Obra.

Para obtener el certificado de finalización de obra y otorgamiento de la licencia de funcionamiento, y bajo responsabilidad del funcionario que la suscribe, el propietario deberá presentar un certificado de instalación, funcionamiento y accesibilidad a los datos, expedido por el Instituto Geofísico del Perú.

2.1.3. ALGORITMOS DE ANÁLISIS.

Para facilitar el análisis comparativo entre la Norma y el Proyecto de Norma, elaboraremos los algoritmos correspondientes a cada una de ellas. Consecuentemente, presentaremos un cuadro mencionando las diferencias encontradas.

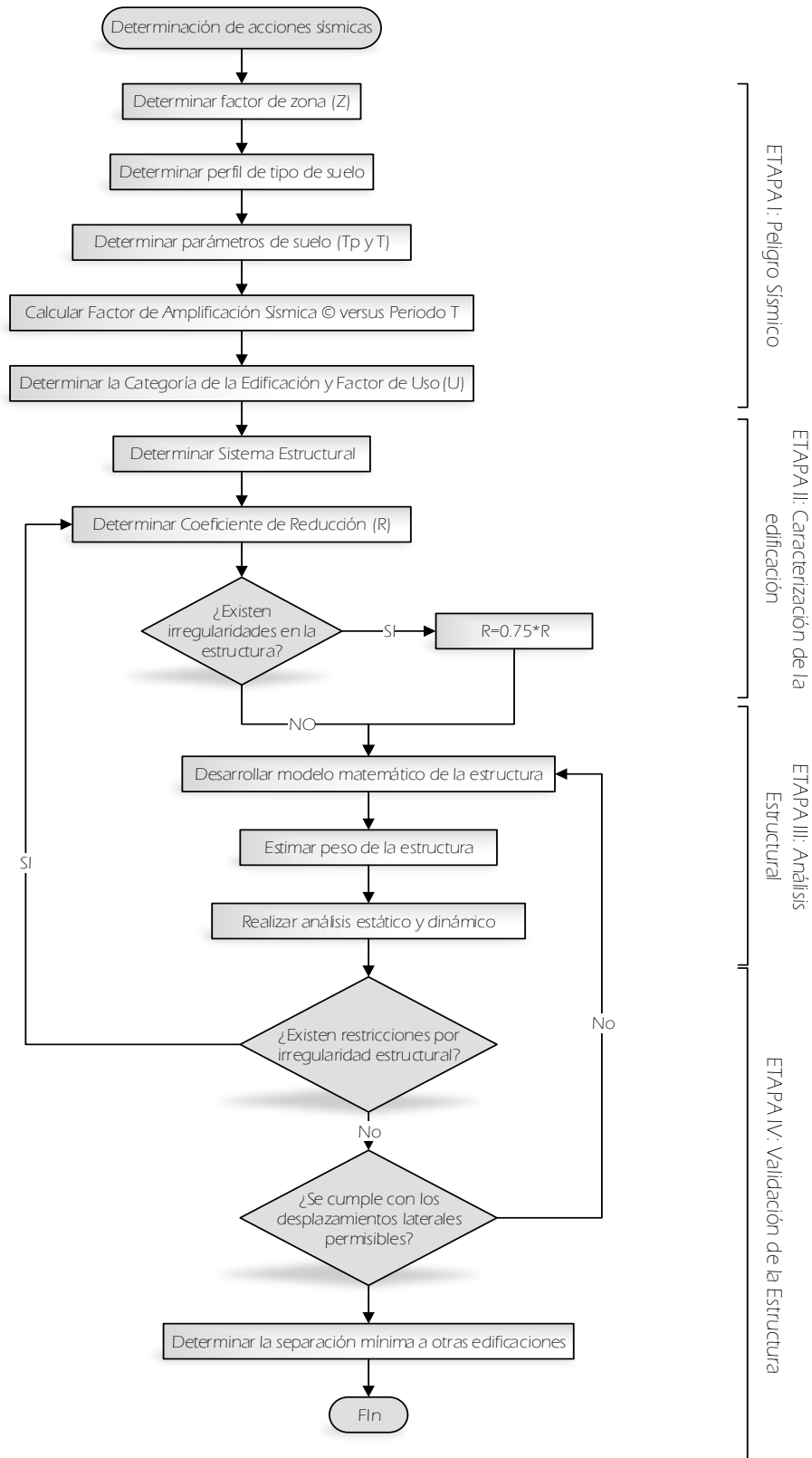
2.1.3.1. ALGORITMO

NORMA

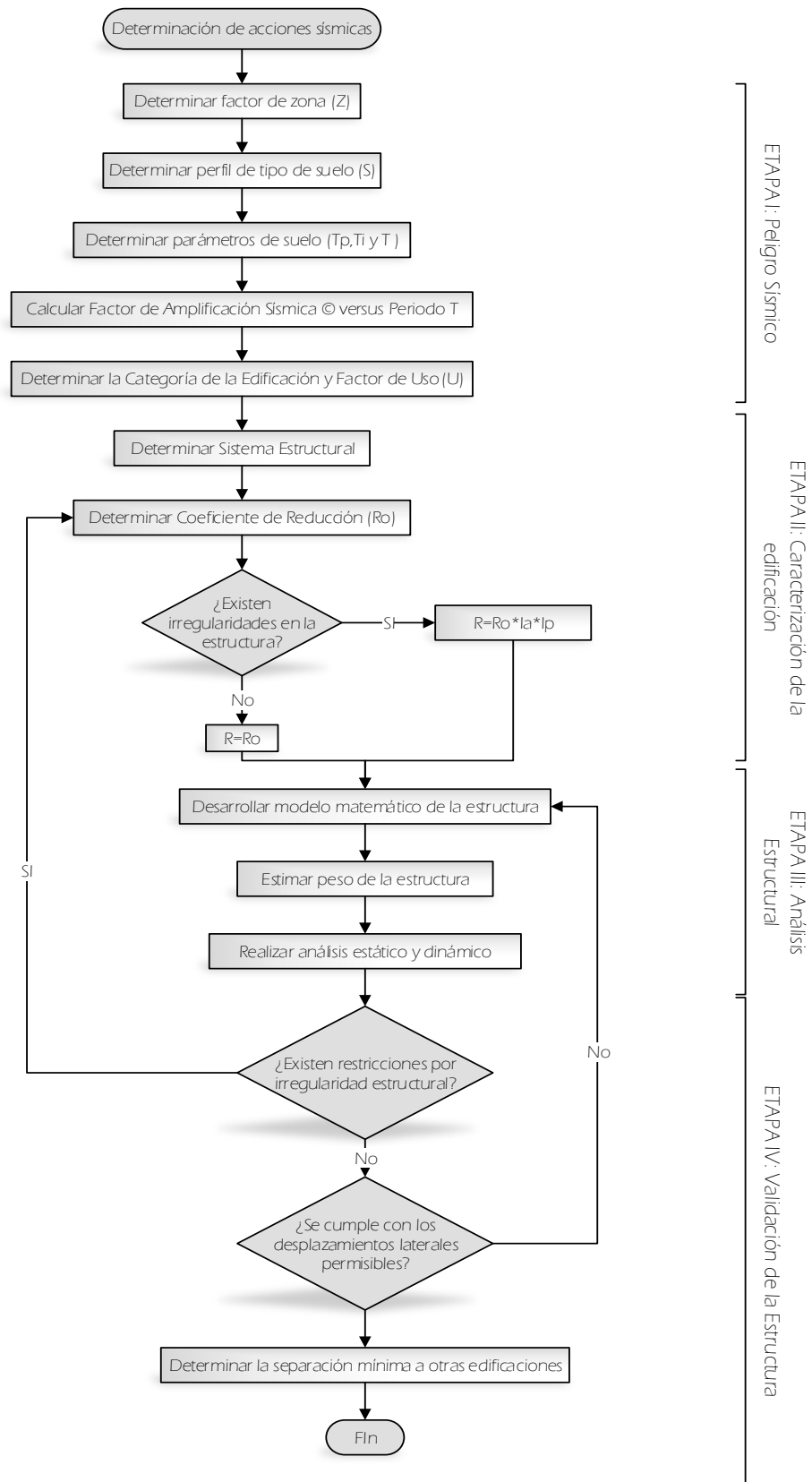
E.030

DISEÑO

SISMORRESISTENTE.



2.1.3.2. ALGORITMO PROYECTO DE NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE.



2.1.3.3. COMPARACIÓN ENTRE ALGORITMOS.

NTE E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE		PROYECTO DE NTE E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE																																																					
<p>1. FILOSOFÍA DEL DISEÑO En el Proyecto de Norma se introduce un nuevo principio: para edificaciones esenciales se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que estén en condiciones operativas luego de un sismo severo.</p>																																																							
<p>2. FACTOR DE ZONA</p> <p style="text-align: center;">TABLA N° 2-1</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="2">FACTOR DE ZONA</th> </tr> <tr> <th>ZONA</th> <th>Z</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0.30</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>0.15</td> </tr> </tbody> </table>		FACTOR DE ZONA		ZONA	Z	3	0.40	2	0.30	1	0.15	<p>2. FACTOR DE ZONA.</p> <p style="text-align: center;">TABLA N° 2-10</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="2">FACTORES DE ZONA</th> </tr> <tr> <th>ZONA</th> <th>Z</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>4</td> <td>0.45</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0.35</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0.25</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>0.10</td> </tr> </tbody> </table> <p>El Capítulo 2 “Parámetros de Sitio” pasa a llamarse “Peligro Sísmico”. Se plantean cuatro zonas Sísmicas (FIGURA N° 2-2), con aceleraciones máximas horizontales en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Se hace mención explícita que los factores “Z” son porcentajes de la aceleración de la gravedad.</p> <p>En el presente cuadro se puede observar la comparativa entre los valores de los factores de zonificación, vigentes y los propuestos. El Mapa de Zonificación ha variado así como sus aceleraciones máximas esperadas.</p>		FACTORES DE ZONA		ZONA	Z	4	0.45	3	0.35	2	0.25	1	0.10																														
FACTOR DE ZONA																																																							
ZONA	Z																																																						
3	0.40																																																						
2	0.30																																																						
1	0.15																																																						
FACTORES DE ZONA																																																							
ZONA	Z																																																						
4	0.45																																																						
3	0.35																																																						
2	0.25																																																						
1	0.10																																																						
<p>3. PERFIL DE SUELO.</p> <p style="text-align: center;">TABLA N° 2-2</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="4">PARAMETROS DE SUELO</th> </tr> <tr> <th>TIPO</th> <th>DESCRIPCIÓN</th> <th>TP</th> <th>S</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>S1</td> <td>Roca o suelos muy rígidos</td> <td>0.4</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>S2</td> <td>Suelos intermedios</td> <td>0.6</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>S3</td> <td>Suelos Flexibles o con estratos de gran espesor</td> <td>0.9</td> <td>1.4</td> </tr> <tr> <td>S4</td> <td>Condiciones excepcionales</td> <td>*</td> <td>*</td> </tr> </tbody> </table>		PARAMETROS DE SUELO				TIPO	DESCRIPCIÓN	TP	S	S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1	S2	Suelos intermedios	0.6	1.2	S3	Suelos Flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4	S4	Condiciones excepcionales	*	*	<p>3. PERFIL DE SUELO.</p> <p style="text-align: center;">TABLA N° 2-11</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="4">CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO</th> </tr> <tr> <th>PERFI</th> <th>Vs</th> <th>N60</th> <th>Su</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>S0</td> <td>> 1500 m/s</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>S1</td> <td>500 m/s a 1500 m/s</td> <td>> 50</td> <td>> 100 kPa</td> </tr> <tr> <td>S2</td> <td>180 m/s a 500 m/s</td> <td>15 a 50</td> <td>50 kPa a 100 kPa</td> </tr> <tr> <td>S3</td> <td>< 180 m/s</td> <td>< 15</td> <td>25 kPa a 50 kPa</td> </tr> <tr> <td>S4</td> <td colspan="3">Clasificación basada en el EMS</td> </tr> </tbody> </table>		CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO				PERFI	Vs	N60	Su	S0	> 1500 m/s	-	-	S1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa	S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa	S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa	S4	Clasificación basada en el EMS		
PARAMETROS DE SUELO																																																							
TIPO	DESCRIPCIÓN	TP	S																																																				
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1																																																				
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2																																																				
S3	Suelos Flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4																																																				
S4	Condiciones excepcionales	*	*																																																				
CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO																																																							
PERFI	Vs	N60	Su																																																				
S0	> 1500 m/s	-	-																																																				
S1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa																																																				
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa																																																				
S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa																																																				
S4	Clasificación basada en el EMS																																																						

TABLA N° 2-12

FACTOR "S"				
ZONA	SUELO			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

TABLA N° 2-13

Periodo "Tp" y "TI"				
	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
TI (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Se tiene una clasificación de perfiles de Suelo con la introducción de valores explícitos de la velocidad de onda de corte del suelo, valor característico para la obtención del módulo de corte. Ahora se tendrán cinco tipos de perfiles de suelo a diferencia de los cuatro perfiles de la Norma vigente.

Se contará con cinco perfiles de suelo, también los factores "S" varían por cada factor de zona, entonces se tendrá una matriz de factores (Tabla 2-13) sin considerar el perfil S4 ya que pertenece a las condiciones especiales.

Además, el periodo del suelo se tiene para definir la plataforma del espectro, Tp, y para definir el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante, TI (Tabla 2-12).

4. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) ; C \leq 2.5$$

4. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T_L} \right)$$

$$T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p T_L}{T^2} \right)$$

El factor de amplificación sísmica se calculará de acuerdo a los periodos para definir la plataforma (TP) y para definir el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante (TL).

5. CATEGORÍA DE EDIFICACIONES

TABLA N° 2-3

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES	
CATEGORÍA	FACTOR
A. Edificaciones Esenciales	1.5
B. Edificaciones Importantes	1.3
C. Edificaciones Comunes	1
D. Edificaciones Menores	(*)

(*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

5. CATEGORÍA DE EDIFICACIONES

TABLA N° 2-14

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA		FACTOR
A. Edificaciones Esenciales	A.1	Ver nota 1
	A.2	1.5
B. Edificaciones Importantes		1.3
C. Edificaciones Comunes		1
D. Edificaciones Temporales		ver nota 3

El Factor por categoría de las edificaciones y factor de uso, U, ha variado en la categoría de las "Edificaciones Esenciales", se ha subdivido en dos subcategorías, A1 y A2. La inclusión de la subcategoría A1 es para considerar instalaciones de establecimientos de salud y hospitales que deberán llevar aislamiento en la base dependiendo de la zona donde se encuentren.

Es una novedad que presenta el Proyecto de Norma, pero sin ahondar en el tema nos remite al (ASCE/SEI, 2010).

6. SISTEMAS ESTRUCTURALES

TABLA N° 2-6

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente de Reducción, R para estructuras regulares
Acero: Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos	9.5

6. SISTEMAS ESTRUCTURALES

TABLA N° 2-17

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción Ro (*)
Acero: Pórticos dúctiles con Otras estructuras de acero:	8

Otras estructuras de acero: Arriostres excéntricos	6.5
Arriostres en cruz	6
Concreto Armado Pórticos (1)	8
Dual (2)	7
De muros estructurales (3)	6
Muros de ductilidad limitada (4)	4
Albañilería Armada o Confinada (5)	3
Madera (por esfuerzos admisibles)	7

TABLA N° 2-7

CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES			
Categoría de la E.	Regularidad Estructural	Zona	Sistema Estructural
A	Regular	3	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual
		2 y 1	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
B	Regular o Irregular	3 y 2	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
		1	Cualquier sistema
C	Regular o Irregular	3, 2 y 1	Cualquier sistema

Arriostres excéntricos.	7
Arriostres concéntricos.	6
Concreto Armado: Pórticos	8
Dual	7
De muros	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (por esfuerzos admisibles)	7

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

TABLA N° 2-16

CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la E.	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural
	2 y 1	Pórticos arriostrados de acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual
A2 (*)	4, 3 y 2	Pórticos arriostrados de acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual
	1	Cualquier sistema
B	4, 3 y 2	Pórticos arriostrados de acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
	1	Cualquier sistema
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema

(*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las Normas a dichos materiales.

Se ha ampliado la descripción de los sistemas estructurales y se ha modificado la categoría y estructura de las edificaciones de acuerdo a las nuevas zonificaciones.

El coeficiente de reducción sísmica, R, se calculará multiplicando los coeficientes básicos de reducción de fuerzas sísmicas, Ro, por factores de irregularidad. Los factores de reducción sísmica de la Norma vigente ahora son los Ro y para estructuras de acero se consideran valores más bajos.

7. IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL

En la Norma E.030 no se hace un hincapié importante respecto a la regularidad estructural. En el artículo N° 11 se dan las definiciones correspondientes a una estructura regular y a una irregular, así como también se da un listado de las irregularidades en planta y en altura a tener en cuenta. De manera operativa, como se puede ver en el algoritmo correspondiente, se tiene que ante cualquier estructura irregular, los valores de R deben ser tomados como $\frac{3}{4}$ los valores anotados en la tabla N° 2-4.

TABLA N° 2-4

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA
Irregularidad de rigidez - Piso blando
Irregularidad de Masa
Irregularidad Geométrica Vertical
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.

TABLA N° 2-5

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA
Irregularidad Torsional
Esquinas entrantes
Discontinuidad del Diafragma

7. IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares, para los fines siguientes:

- Respetar las restricciones de la Tabla N° 18.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el factor R de reducción de fuerzas sísmicas.

TABLA N° 2-18

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Irregularidades de Resistencia - Piso Débil	0.75
Irregularidad Extrema de Rigidez Irregularidad Extrema de Resistencia	0.50 (Ver Tabla N° 18)
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

TABLA N°2-19

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad Ip
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	$0.75 \left(3 \frac{\Delta_{mín}}{\Delta_{max}} \right)$
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.850
Sistemas no Paralelos	0.90

Se está dando importancia a las irregularidades que pudieran estar presentes en un edificio (Artículo 3.5), no sólo de manera descriptiva sino también con factores que afectan al coeficiente de reducción de la fuerza sísmica. Se tienen los factores de irregularidad en altura, Ia, y los factores de irregularidad en planta, Ip. Si anteriormente se calculaba a un 75% de R para estructuras irregulares, ahora se tendrán varios factores a tener en cuenta, desde irregulares Normales a extremas (Artículo 3.6). Además, se tiene que verificar las restricciones de la irregularidad de acuerdo a la categoría del edificio y la zonificación (Artículo 3.7). Se hace también mención a los sistemas de transferencia (losas de transferencia) como una restricción de irregularidad (Artículo 3.7.2).

Con lo mencionado anteriormente, el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, R, se calculará multiplicando el coeficiente básico de reducción, R0, con los factores de irregularidad que estén presentes.

8. MODELOS PARA ANÁLISIS.

Se menciona que para propósitos de la Norma se consideren en edificios de concreto armado y de albañilería secciones iniciales o brutas.

9. ESTIMACIÓN DEL PESO (P)

No hay cambio alguno.

10. ANÁLISIS ESTÁTICO O DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES

Si el periodo fundamental T, es mayor que 0.7s, una parte de la fuerza constante V, denominada Fa, deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. El resto de la fuerza cortante, es decir (V - Fa) se distribuirá entre los distintos niveles,

10. ANÁLISIS ESTÁTICO O DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i * V$$

$$\text{donde } \alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k}$$

incluyendo el último, de acuerdo a las siguientes expresiones.

$$F_a = 0.07 * T \leq 0.15 * V$$

$$F_i = \frac{P_i * h_i}{\sum_{j=1}^n P_j * h_j} * (V - F_a)$$

a) Para T menor o igual a 0.5s

$$k = 1.0$$

b) Para T mayor que 0.5s

$$k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$$

En el tema del análisis estático sísmico no se tienen mayores variaciones, a excepción del Artículo 4.5.3 que habla sobre la distribución de la fuerza sísmica en altura. Ya no se tendrá la fuerza Fa, como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura (cuando el periodo fundamental era mayor a 0.7s). La misma que era descontada a la fuerza cortante en la base antes de distribuirla en altura. Además se está incluyendo el factor k que va a variar entre 1 y 2, este coeficiente hará variar la distribución de las fuerzas aplicadas en cada nivel.

En el Artículo 4.5.4 que trata sobre el periodo fundamental de vibración, se propone calcular el periodo con la fórmula alternativa, de Rayleigh, pero al 85%.

La fuerza sísmica vertical se calculará como el peso efectivo sísmico por 2/3 ZU.

11. DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el Artículo 17 (17.3) ni el cortante mínimo en la base especificado en el Artículo 18 (18.2 d).

11. DESPLAZAMIENTOS LATERALES.

Para estructuras regulares los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el caso de estructuras irregulares deberá emplearse el valor de 0,85 R.

12. DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS PERMISIBLES.

TABLA N° 2-8

LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

12. DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS PERMISIBLES.

TABLA N° 2-21

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado de ductilidad limitada	0.005

<p>Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el diseñador, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta tabla.</p> <p>Los límites máximos para las derivas sobre las alturas de los entresijos se mantiene de manera similar a la Normativa vigente, sólo se añade el límite de 0.005 (0.5%) para edificios de concreto armado de ductilidad limitada.</p>	
	<p>13. REDUNDANCIA.</p> <p>Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entresijo, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.</p>
	<p>14. VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA ÚLTIMA</p> <p>Disposición complementaria En caso se realice un análisis de la resistencia ultima se podrá utilizar las especificaciones del FEMA 356 PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. Esta disposición no constituye una exigencia de la presente Norma.</p>

2.2. AISLADORES.

2.2.1. HISTORIA Y DESARROLLO DE LOS AISLADORES.

El concepto de aislación sísmica ha sido desarrollado desde hace más de 100 años; sin embargo, recién en los últimos 40 años se ha ido difundiendo para ser aplicado de forma práctica y sólo en los últimos 15 años su aplicación se ha ido incrementando de forma exponencial por el buen desempeño que presentaron los pocos edificios aislados ante los sismos.

En el año 1909 J.A. Calantarients del Reino Unido le escribió una carta al Director del servicio sismológico de Chile, en la cual, afirmaba que un edificio esencial podía construirse en un país sísmico con total seguridad si es que había una junta entre la base de la estructura y el suelo rellena de un material fino (arena, mica o talco) que le permitiese deslizarse durante el evento sísmico; esto hace que las fuerzas horizontales transmitidas a la estructura se reduzcan y como consecuencia no colapse. A lo que el investigador hacía referencia era un concepto primitivo de aislación sísmica.

El inglés John Milne, quien fue profesor de Ingeniería de Minas en la Universidad de Tokyo entre 1876 y 1895, realizó varios experimentos de aislación sísmica: instrumentaba una estructura aislada sísmicamente y la sometía a un movimiento sísmico. En 1885 escribió un reporte describiendo su primer experimento a la Asociación Británica de Avance de la Ciencia. En ese primer experimento, la estructura estaba construida sobre unas esferas de deslizamiento de 10 pulgadas de diámetro; sin embargo, aparentemente el edificio no tenía un buen desempeño frente a cargas de viento así que volvió a realizar el ensayo varias veces hasta que determinó que para esferas de diámetro de $\frac{1}{4}$ de pulgada la estructura se volvía estable para cargas de viento.

En el último siglo se han buscado diversos mecanismos que sirvan para desacoplar a la estructura del suelo con el objetivo de reducir las fuerzas y como consecuencia los daños. En 1996 James M. Kelly da a conocer tres ejemplos de los primeros edificios aislados. Dos de ellos fueron construidos sobre esferas: un edificio en Sebastopol, Ucrania y un edificio de cinco pisos en México; y el tercero, un edificio de cuatro pisos para el observatorio sismológico del estado de Beijing sobre una capa de arena. En 1992, Eisenberg, describe a un edificio construido en 1959 en Ashkhabad, Turkmenistán, el cual, estaba suspendido por cables. En 1969 se construyó el primer edificio aislado con bloques de caucho: la escuela Pestalozzi de tres pisos hecha de concreto en Skopje, Yugoslavia.

A finales de la década de los 70' unos pocos edificios aislados fueron construidos en Japón. Fue el inicio del desarrollo de los SREI (Steel reinforced elastomer isolator), en los cuales, se vulcanizan las capas de caucho y las placas de acero intercaladas con el fin de aumentar la rigidez vertical. Hasta el año 1985 sólo tres proyectos habían sido completados. Entre 1985 y 1994, durante el boom de la economía japonesa, el número de edificios aislados empezó a incrementarse a razón de 10 edificios por año.

En 1978 se construyó en viaducto de Toe-toe en North Island, en Nueva Zelanda. Fue la primera estructura con aisladores sísmicos hechos con capas intercaladas de caucho y acero con un núcleo de plomo en el centro para que ayude a disipar la energía. Este tipo de aisladores llamados LRB (Lead Rubber Bearing) son de amplio uso actualmente.

Un pequeño número de edificios aislados fueron construidos en nueva Zelanda e Italia principalmente por ser muy importantes. En 1981 se terminó el primer edificio aislado con LRB: Edificio William Clayton en Wellington, Nueva Zelanda.

El primer edificio aislado en los Estados Unidos es Foothills Communities Law and Justice Center (FCLJC) ubicado en el Rancho Cucamonga, Los Ángeles. Este edificio construido a inicios de 1984 y terminado a mediados de 1985 fue hecho sobre aisladores elaborados con caucho de alto amortiguamiento natural. El mismo sistema de aisladores de alto amortiguamiento fue empleado en el Fire Command and Control Facility (FCCF).

En Estados Unidos el proceso de la elaboración de códigos que incluyeran pautas para el diseño con aisladores sísmicos empezó con una simple publicación de la Asociación de Ingenieros estructurales del Norte de California llamada "Tentative Seismic Isolation Design Requirements" (SEAOC 1986), la cual, se basaba principalmente en el diseño con métodos estáticos. En el año 1990 los miembros del comité sismológico del SEAOC deciden incluir en su "Blue Book", un apéndice con los requerimientos de "General Requirements for the Design and Construction of Seismic Isolated Structures". Esta publicación fue considerablemente modificada y se incluyó como un apéndice no obligatorio del capítulo 23 en la versión del año 1991 del UBC (Uniform Building Code) con el nombre de "Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures". Tanto el comité sismológico del SEAOC como el del UBC han ido revisando periódicamente sus códigos y han ido actualizándolos (SEAOC 1996, UBC 1994 y 1997). En las últimas versiones el diseño se basa fundamentalmente en el análisis dinámico de las estructuras. Por otro lado, por encargo del Consejo de Seguridad Sísmica para Edificios, se incorporaron los requerimientos para el diseño de estructuras con aislación sísmica y disipación de energía en los requerimientos de NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) en el año 1995. Esos requerimientos fueron modificados en la versión del año 1997, en la que los documentos del SEAOC, UBC y NEHRP fueron compatibilizados.

En el caso de Sudamérica, Chile ha sido uno de los primeros países en incorporar aisladores sísmicos a sus estructuras. Cuenta además con la Norma Chilena NCh2745 – 2003 que es el resultado de la adaptación a la realidad chilena del código UBC (Uniform Building Code) del año 1997 y su compatibilización con la Norma chilena NCh433.Of1996. Entre los edificios actualmente aislados en Chile se tiene: un bloque del conjunto habitacional Comunidad Andalucía construido entre los años 1991 y 1992 para un estudio hecho por la Universidad Católica de Chile, el centro médico San Carlos de Apoquindo de la Universidad Católica de Chile construido en el año 2000 y el Hospital Militar inaugurado en el año 2008.

2.2.2. PRINCIPIOS BÁSICOS DE PROTECCIÓN SISMICA.

A partir de la década de 1980 se produjeron avances significativos en la ingeniería sismorresistente, particularmente por el desarrollo e implementación de distintos dispositivos o sistemas innovadores para controlar la acción sísmica, con los cuales es posible evitar o reducir la necesidad de desarrollar deformaciones plásticas en la estructura. En términos generales, los sistemas para control de la vibración inducida por el sismo (o por otras acciones como el viento) se puede agrupar en dos grandes categorías: (i) sistemas de control pasivo y (ii) sistemas de control activo, híbrido o semi-activo. La **FIGURA N° 2-3** *Analogía hidráulica para explicar los criterios de diseño (a) Convencional, (b) con aisladores y (c) con disipadores* muestra esquemáticamente, a modo de resumen, la clasificación de los distintos sistemas de protección sísmica.

El primer grupo comprende una amplia gama de soluciones destinadas a modificar favorablemente algunas propiedades estructurales, tales como amortiguamiento, rigidez, resistencia y ductilidad. Estos dispositivos, usualmente, se incorporan a la estructura principal de modo tal que puedan remplazar fácilmente en caso de fuera necesario (en forma conceptualmente similar a un fusible en una instalación eléctrica).

Los sistemas pasivos pueden se pueden subdividir en dos grupos, de acuerdo al principio en el que se basa su funcionamiento, esto es, el aislamiento sísmico y la disipación adicional o energía (o amortiguamiento adicional).

TABLA N° 2-23 SISTEMAS DE CONTROL O PROTECCIÓN SÍSMICA

SISTEMAS DE CONTROL O PROTECCIÓN SÍSMICA		
SISTEMAS PASIVOS		SISTEMAS ACTIVOS, HIBRIDOS O SEMIACTIVOS
Aislamiento sísmico	Disipadores de energía	

El aislamiento sísmico se basa en el concepto de desacoplar la respuesta dinámica de la construcción con respecto a la componente horizontal del movimiento del terreno, mediante la colocación de elementos de muy baja rigidez horizontal dispuestos, generalmente entre la construcción y sus fundaciones. Si bien se han propuesto muchos sistemas diferentes, su aplicación práctica se hizo realidad con el desarrollo de los aisladores formados por capas alternadas de goma (u otro material similar) y planchuelas de acero inoxidable.

Para explicar conceptualmente el efecto estructural de los sistemas pasivos de protección sísmica, puede recurrirse a los principios de la dinámica y a consideraciones energéticas. La ecuación de equilibrio dinámico para un sistema de un grado de libertad sometido a la acción sísmica puede expresarse como la suma de las fuerzas inerciales, f_i , la fuerza de amortiguamiento, f_d , y la fuerza restitutiva f_s (Uang y Bertero, 1988):

$$f_i + f_d + f_s = m\ddot{v}_t + c\dot{v}_t + f_s = 0 \quad (2.2-1)$$

Dónde:

- m = Masa del sistema
- c = Amortiguamiento

$$\begin{aligned}\ddot{v}_t &= \text{Aceleración total} \\ \dot{v} &= \text{Velocidad}\end{aligned}$$

Para el caso particular de un sistema linear elástico, la fuerza restitutiva es $f_s = kv$ (donde k es la rigidez y v el desplazamiento relativo). La aceleración total puede expresarse como la suma de la aceleración del suelo (registro de aceleración medido instrumentalmente) y de la aceleración relativa $\ddot{v}_t = \ddot{v}_g + \ddot{v}$, de modo que:

$$m\ddot{v}_t + c\dot{v}_t + f_s = m\ddot{v}_g \quad (2.2-2)$$

A partir de las ecuaciones de equilibrio dinámico puede derivarse una ecuación equivalente en términos de energía (multiplicando cada término por un diferencial de desplazamiento dv , integrando y reagrupando):

$$E_i = E_k + E_d + E_s + E_h \quad (2.2-3)$$

Donde E_i representa la energía introducida por el sismo al sistema (input), E_k es la energía cinética, E_d es la energía disipada por amortiguamiento viscoso, E_s es la energía de deformación elástica y E_h es la energía disipada por comportamiento histerético. Es importante notar que las energías cinética y de deformación elástica no son disipativas; por el contrario estas energías ingresan al sistema y se intercambian según sean los valores de la velocidad y del desplazamiento.

Para visualizar la diferencia, en términos energéticos (Ecuación 2.2-3) entre el diseño convencional y el aislamiento sísmico, Popov et al., 1993, propusieron una analogía en la cual la estructura se representa mediante un recipiente y la energía del sismo mediante un cierto caudal de agua que ingresa al mismo. En la Figura 2-3 se presenta una versión adaptada de la propuesta original de Popov et al. En el caso del diseño sismorresistente convencional, el ingeniero estructural solo puede

controlar, dentro de cierto rango, la energía E_h que puede disipar el sistema (modificando la ductilidad de los miembros estructurales). Esta situación se representa en la figura N°2-3, en donde parte de la energía ingresada permanece en el recipiente, E_k y E_s , mientras que la energía excedente es disipada en dos turbinas, E_d (amortiguamiento viscoso) y E_h (histéresis).

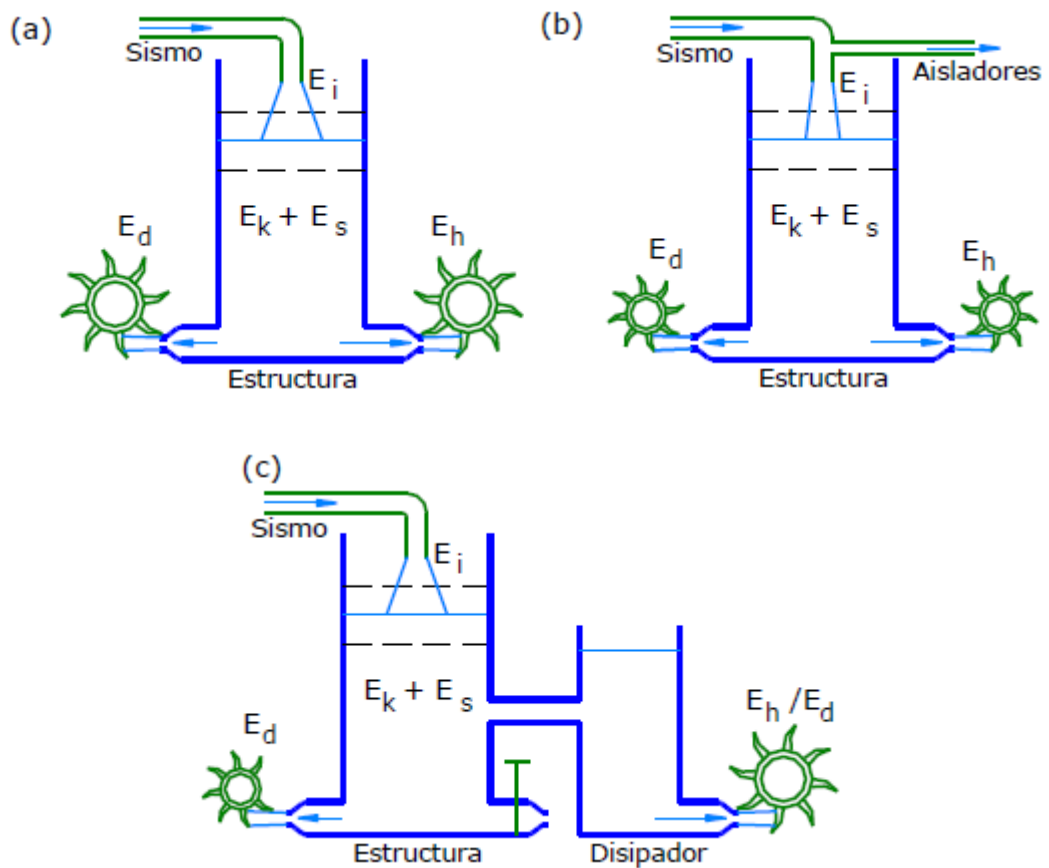


FIGURA N° 2-3 Analogía hidráulica para explicar los criterios de diseño (a) Convencional, (b) con aisladores y (c) con disipadores

Cuando se incorporan aisladores a la construcción, su efecto puede representarse en esta analogía mediante un desvío de parte del agua ingresante, con lo cual se logra reducir la energía E_i ver figura N° 2-3(b) inflamente. El uso de elementos disipadores permite incrementar la energía disipada, E_d y/o E_h , según el tipo de disipador, con lo cual se mejora la respuesta estructural y se evita que los miembros de la

estructura convencional incurrieren en rango plástico y desarrollen ductilidad. En la figura N° 2-3(c) se muestra esta situación representando los disipadores mediante un recipiente adicional para indicar que son dispositivos claramente diferenciables de la estructura principal, los cuales puede reemplazarse en caso de ser necesario.

Es importante mencionar que se han desarrollado sistemas de control que en un mismo dispositivo, o en forma separada, incorporan el aislamiento sísmico y la disipación adicional de energía. Con ello se logra optimizar la respuesta, combinando las ventajas de ambos sistemas.

2.2.3. TIPOS Y COMPORTAMIENTO DE LOS AISLADORES.

La aislación sísmica consiste en desacoplar horizontalmente a la estructura del suelo. El sistema de aislación usado y los dispositivos de aislación para lograr dicho objetivo pueden variar de acuerdo con las necesidades o preferencias del diseñador.

Los dispositivos de aislación, también llamados aisladores, son elementos estructurales muy flexibles en la dirección horizontal y sumamente rígidos en la vertical que permiten grandes deformaciones horizontales ante las solicitaciones sísmicas.

El sistema de aislación es el conjunto de elementos estructurales que incluye a todos los aisladores, sus conexiones y a los elementos estructurales que transmiten fuerza entre el sistema de aislación y la superestructura y subestructura.

A la estructura que se encuentra encima del sistema de aislación se le denomina superestructura y a la que se encuentra debajo subestructura. La interface de aislación es el límite imaginario entre la superestructura y la subestructura. La FIGURA N° 2-4 *Partes del sistema de aisladores*, muestra las partes del sistema de aislación.

Entre los principales tipos de aisladores tenemos a los aisladores elastoméricos de caucho de bajo amortiguamiento (LRD), los aisladores con núcleo de plomo (LRB), los aisladores de alto amortiguamiento (HDR), el sistema de péndulo de fricción invertido y de doble curvatura.

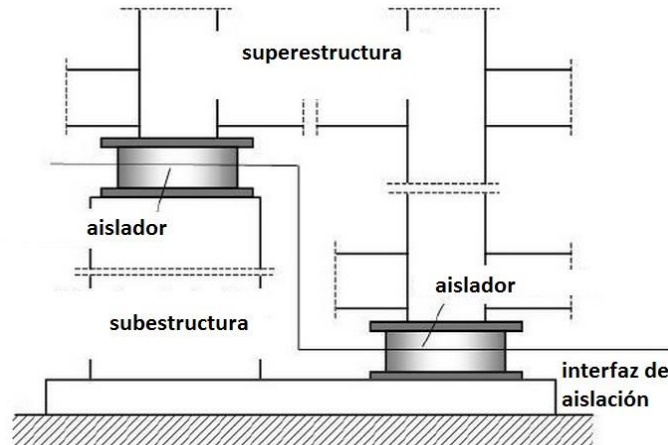


FIGURA N° 2-4 Partes del sistema de aisladores

2.2.3.1. AISLADORES ELASTOMÉRICOS.

1. AISLADORES ELASTOMÉRICOS DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LRD).

También llamados aisladores elastoméricos de caucho natural. Al principio fueron usados sin ningún tipo de refuerzo ni placa de conexión; sin embargo, luego se notó que si se deseaba aumentar la rigidez vertical se debía reforzar intercalando láminas de acero con capas de caucho, así se obtenía una rigidez vertical que era cientos de veces la rigidez horizontal.

El proceso de fabricación de los LRD consiste en intercalar capas de acero y caucho que se colocan en un molde y se les aplica presión a una temperatura de 140°C por aproximadamente seis horas. Durante ese tiempo se produce la reacción del epóxico colocado entre las capas y el caucho se vulcaniza y adquiere su propiedad elástica. La adhesión entre el acero y el caucho debe ser tan resistente que antes que falle el pegamento debería fallar

la goma. Al intercalar el caucho con el acero la capacidad para resistir cargas de gravedad aumenta y le da estabilidad a soportes laterales altos ante cargas laterales. Las placas de acero que se colocan en la zona superior e inferior sirven para confinar el núcleo y evitar la compresión del caucho ante cargas de gravedad. En la FIGURA N° 2-5 *Componentes del LRD*, se muestran los componentes del LRD.

El amortiguamiento de este tipo de aisladores está entre el 5 y 10%, lo cual obliga muchas veces a usar sistemas de amortiguadores adicionales. La fuerza cortante y la deformación lateral tienen una relación lineal (FIGURA N° 2-6 *Gráfico de fuerza de corte versus deformación lateral para un ciclo*). Las principales ventajas de usar este tipo de aisladores es que son fáciles de modelar y fabricar.

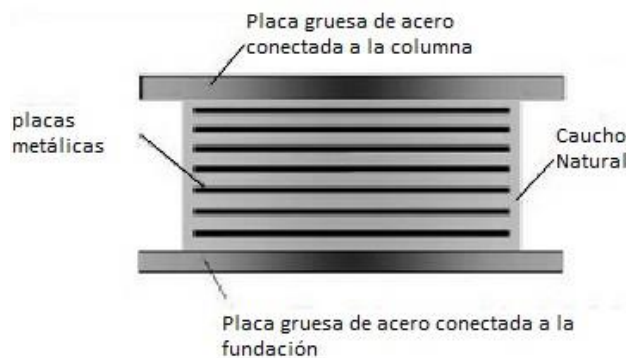


FIGURA N° 2-5 Componentes del LRD

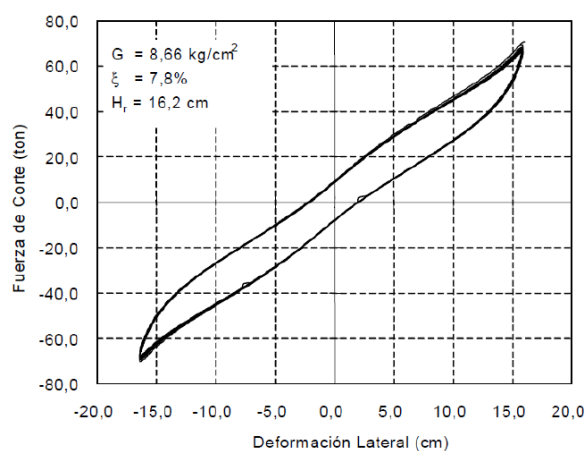


FIGURA N° 2-6 Gráfico de fuerza de corte versus deformación lateral para un ciclo

CAPACIDAD DE CARGAS DE GRAVEDAD DE LOS LRD

Cuando el aislador se desplaza una distancia X_b con respecto a su base, la intersección entre la sección transversal de la base y la zona superior es la que se considera para hallar la capacidad vertical máxima de cada aislador.

$$W_{max} = A' G_r S y_w \quad (2.2-4)$$

Dónde:

A' = Zona de superposición del área de la base quieta y la parte superior desplazada.

G_r = Módulo de corte del caucho: 0.5 – 1.0 MPa.

S = Factor de forma de cada capa de caucho igual al área cargada entre el área libre de cada soporte.

y_w = Es la deformación por corte admisible bajo cargas de gravedad.

El esfuerzo cortante desarrollado entre la interface del acero y el caucho es:

$$\tau_s = \frac{W}{6AS} \quad (2.2-5)$$

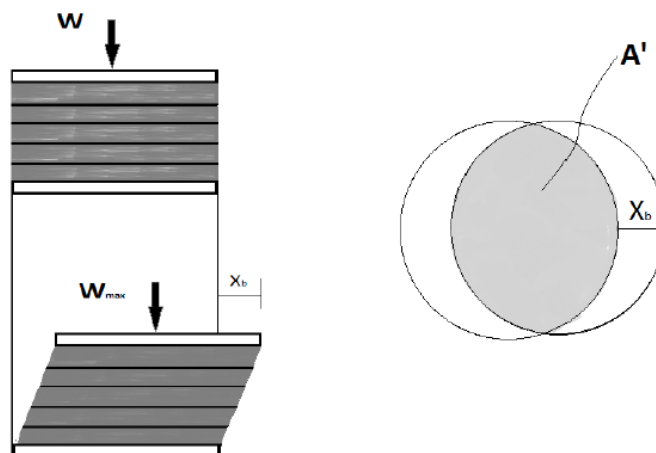


FIGURA N° 2-7 Zona de superación entre la zona fija y la zona desplazada una distancia X_b del aislador.

El factor de forma S para soportes cilíndricos de diámetro D o rectangulares de lados bxd y capas de caucho de espesor t_r son respectivamente dependientes de las zonas con carga (CC) o sin carga (SC).

$$S = \frac{Area_{CC}}{Area_{SC}} = \frac{(\pi D^2)/4}{\pi D t_r} = \frac{D}{4 t_r} \quad (2.2-6)$$

$$S = \frac{Area_{CC}}{Area_{SC}} = \frac{bd}{2 t_r (b + d)} \quad (2.2-7)$$

El coeficiente γ_W se estima como una proporción de ε_V (deformación en tensión pura del ensayo a corto plazo del caucho)

$$\gamma_W \approx 0.2 \varepsilon_V$$

$$\gamma_W \approx 0.4 \varepsilon_V \quad \text{para el sismo de diseño.}$$

$$\gamma_W \approx 0.6 \varepsilon_V \quad \text{para el sismo máximo posible.}$$

RIGIDEZ LATERAL DEL LRD

Se puede aproximar a:

$$k_b = \frac{G_r A_r}{h_r} \quad (2.2-8)$$

Dónde:

$$G_r = \text{Módulo de corte del caucho.}$$

$$A_r = \text{Área de la capa de caucho.}$$

$$h_r = \text{Altura total del caucho.}$$

RIGIDEZ VERTICAL DEL LRD

La rigidez vertical es muchas veces mayor a la rigidez horizontal. Esta se puede calcular como la suma de la rigidez vertical que debida a la deformación por corte del caucho sin cambio de volumen k_{vy} y a la rigidez vertical que causa el cambio de volumen con producirse deformaciones por corte $k_v v$.

$$k_v = \frac{k_{vy} k_v v}{k_{vy} + k_v v} \quad (2.2-9)$$

Dónde:

$$k_{vy} = 6 \frac{G_r S^2 A_r}{h_r}$$

$$k_v v = \frac{k_r A_r}{h_r}$$

k_r es el módulo de compresión del caucho, de aproximadamente 2000 MPa para un caucho típico.

$$k_v = \left(\frac{f_v}{f_h} \right)^2 k_h \quad (2.2-10)$$

Dónde:

k_h = Rigidez horizontal

f_v = Frecuencia vertical

f_h = Frecuencia horizontal

DESPLAZAMIENTO LATERAL ADMISIBLE EN EL LRD

Al estar directamente relacionado con la deformación unitaria por cortante sísmica γ_s se puede calcular como:

$$x_{b.all} = h_r \gamma_s \quad (2.2-11)$$

2. AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB).

Los aisladores con núcleo de plomo (LRB) se construyen generalmente de caucho de bajo amortiguamiento intercalado con láminas de acero y en el centro se deja un agujero en el que se introduce el núcleo de plomo, que es un poco más ancho que el agujero, bajo presión y se convierten en una unidad. El núcleo de plomo se coloca para producir numerosos ciclos histeréticos estables ya que este fluye (a una tensión de 10 MPa) y recristaliza a temperatura ambiente; esto hace que tenga una buena resistencia a la fatiga. En la FIGURA N° 2-8 *Componentes del LRB* se muestran los componentes del LRB y en FIGURA N° 2-9 *Gráfico de fuerza de corte vs deformación lateral para un ciclo* se observa un ciclo fuerza deformación

del LRB y se distingue que la rigidez inicial es mucho mayor que la del LRD y en consecuencia, el bucle encierra un área mucho mayor.

Entre las ventajas del LRB podemos encontrar que el amortiguamiento aumenta con respecto al LRD y varía entre el 15 y 35%. Además produce de forma natural un nivel de rigidez inicial importante para las cargas de servicio o de viento.

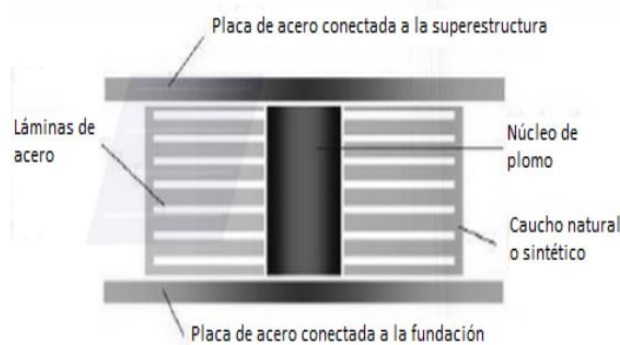


FIGURA N° 2-8 Componentes del LRB

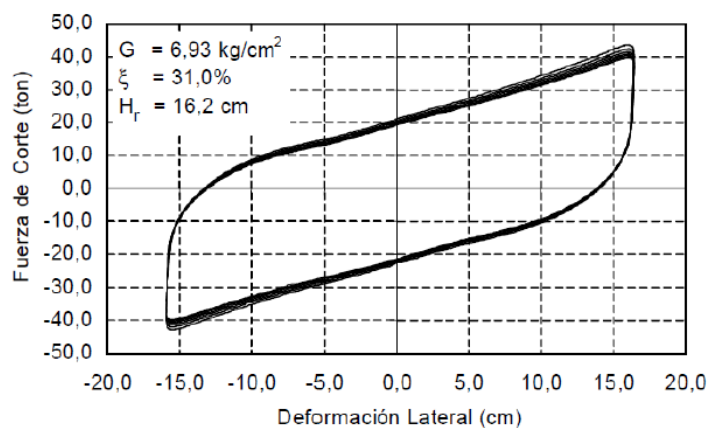


FIGURA N° 2-9 Gráfico de fuerza de corte vs deformación lateral para un ciclo

CAPACIDAD DE CARGAS DE GRAVEDAD DE LOS LRB

La capacidad de carga Q de un aislador sin deformación lateral se puede calcular como:

$$Q = A_p \tau_p \quad (2.2-12)$$

Dónde:

A_p = Área de plomo

τ_p = Esfuerzo de fluencia del plomo.

RIGIDEZ LATERAL DEL LRB

Para obtener un modelo razonable del comportamiento del LRB se considerará la rigidez elástica (k_1), la rigidez post-fluencia (k_2), y la fuerza de fluencia F_y . Como regla práctica se puede considerar a la rigidez elástica de 6.5 a 10 veces la rigidez post-fluencia.

$$k_1 = \frac{1}{h_r} (G_p A_p + G_r A_r) \quad (2.2-13)$$

Dónde:

G_r = Módulo de corte del caucho (0.5 – 1MPa)

G_p = Módulo de corte del plomo (150MPa a T° ambiente)

A_r = Área del caucho

A_p = Área del núcleo de plomo

$$k_2 = \frac{G_r A_r}{h_r} \quad (2.2-14)$$

Según la ecuación (2.2-14) la rigidez post-fluencia del LRB es igual a la del caucho (igual que en el caso del LRD); sin embargo, algunas Normas consideran que al contener un núcleo de plomo se hace mayor y se le multiplica por un factor que aproximadamente es 1.15. La fuerza de fluencia F_y se puede calcular de la siguiente forma:

$$F_y = Q + k_2 D_y \quad (2.2-15)$$

Dónde:

D_y = Desplacamiento de fluencia = Q/K ($k = 5.5$ a $9k_2$)

3. AISLADORES ELASTOMÉRICOS DE CAUCHO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)

Los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) están elaborados de caucho modificado con aditivos (tales como aceites, carbón en polvo, resinas, polímeros u otros elementos que le permiten alcanzar un mayor amortiguamiento por sí solos), intercalado con láminas de acero y en la parte superior e inferior se les coloca una placa de acero para confinar el núcleo. En la FIGURA N° 2-10 *Componentes del HLRD* se muestran los componentes del HDR.

El amortiguamiento de éste tipo de aisladores varía entre el 10 y 20% para deformaciones angulares menores a $\alpha = 2$. Para producir ciclos estables pasa por un proceso llamado scragging en el cual se le somete a varios ciclos de deformación y se logran ciclos estables para deformaciones menores. La relación entre la fuerza cortante y la deformación es lineal como se observa en la FIGURA N° 2-11 *Gráfico de fuerza cortante vs deformación lateral*; sin embargo, forma un bucle que encierra un área menor a los LRB.

Es importante notar que al agregarle aditivos al caucho se le modifican algunas propiedades mecánicas como la elongación a la ruptura. Otra desventaja es que éste tipo de aisladores se deterioran más rápidamente.

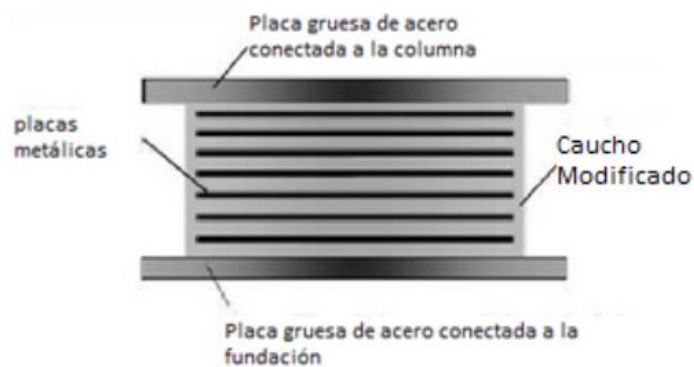


FIGURA N° 2-10 Componentes del HLRD

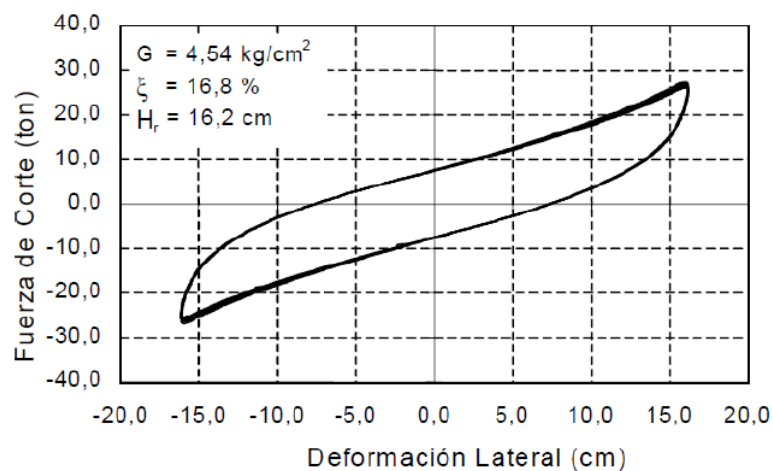


FIGURA N° 2-11 Gráfico de fuerza cortante vs deformación lateral

CAPACIDAD DE CARGAS DE GRAVEDAD DE LOS HDR

La capacidad de carga de un aislador a cero deformaciones, Q se puede calcular como:

$$Q = \frac{\pi\beta_{ef}k_2D^2}{(2 - \pi\beta_{ef})D - 2D_y} \quad (2.2-16)$$

$$Q = \frac{\pi\beta_{ef}k_{ef}D^2}{2(D - D_y)} \quad (2.2-17)$$

Dónde:

β_{ef} = Razón de amortiguamiento efectivo.

k_2 = Rigidez postfluencia.

k_{ef} = Rigidez efectiva.

D_y = Desplazamiento de fluencia que se puede aproximar a 0.005 – 0.1Hr

RIGIDEZ LATERAL DE LOS HDR

La rigidez post-fluencia y la fuerza de fluencia son iguales que en el caso de los aisladores LRB y LRD utilizando las fórmulas (2.2-14) y (2.2-15).

2.2.3.2. AISLADORES ELASTOMÉRICOS.

Es un sistema de aislamiento que combina el efecto de deslizamiento con una fuerza restitutiva generada por las cargas de gravedad y la geometría. Consiste en un deslizador conectado a la superestructura que se mueve sobre una superficie cóncava. En la FIGURA N° 2-12 *Componente del FPS* se muestran los componentes del FPS. El movimiento producido en la base debido al sismo producirá un desplazamiento en el deslizador, el cual disipará energía por fricción. Debido a la forma cóncava de la superficie de deslizamiento la fuerza vertical tendrá un componente tangencial impulsará a centrar el sistema.

La forma del deslizador es lenticular esférica, lo cual permite que un área esté en contacto con la superficie cóncava. El deslizador de acero está recubierto con un fluoropolímero de alta resistencia lo que le permite trabajar con presiones cercanas a 500 kg/ cm².

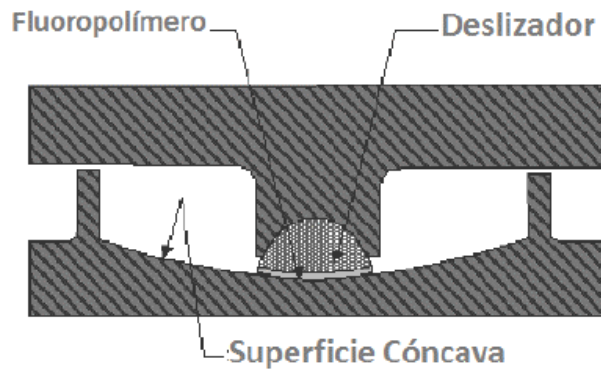


FIGURA N° 2-12 Componente del FPS

COMPONENTE DEL FPS

En la FIGURA N° 2-13 se muestra el mecanismo de funcionamiento del FPS. Se muestra que para iniciar el movimiento se necesita una fuerza del valor de F .

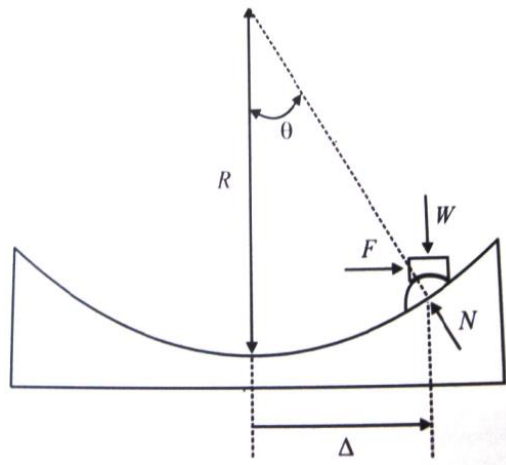


FIGURA N° 2-13

Por equilibrio y datos de la figura se obtiene el valor de la fuerza F como:

$$F = \frac{W\Delta}{R} \quad (2.2-18)$$

RIGIDEZ LATERAL

En el sistema FPS la rigidez lateral de la ecuación (2.2-18) se puede igualar:

$$k = \frac{F}{\Delta} = \frac{W}{R} \quad (2.2-19)$$

PERIODO NATURAL DE LA ESTRUCTURA AISLADA CON EL SISTEMA DE PÉNDULO FRICCIONAL

El periodo natural de una estructura aislada con el sistema FPS depende sólo del radio de curvatura R y no de la masa de la superestructura, lo cual podría considerarse como una ventaja respecto a los aisladores elastoméricos si se tiene edificaciones muy pesada.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gk}} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{8}} \quad (2.2-20)$$

SISTEMA DE PÉNDULO DE FRICCIÓN DE DOBLE CURVATURA

A diferencia del FPS, este sistema presenta dos superficies cóncavas en las que el deslizador superior e inferior podrá moverse, lo cual, permite que el desplazamiento máximo del aislador sea mayor al del sistema FPS. En la FIGURA N° 2-14 *Componentes del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura* se puede observar los componentes de este sistema de aislación.

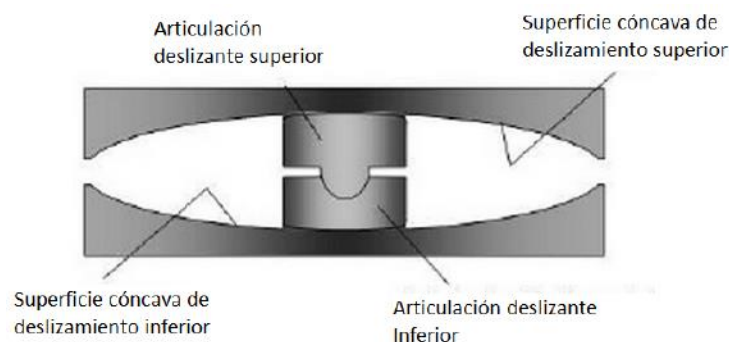


FIGURA N° 2-14 Componentes del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura

COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA DE PENDULO DE FRICCIÓN DE DOBLE CURVATURA

Cuando el aislador se desplaza D , la fuerza que se genera es:

$$F = \frac{W}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} D \quad (2.2-21)$$

Y la fuerza de fricción está dada por:

$$F = \frac{\mu(R_1 - h_1)W + \mu(R_2 - h_2)W}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} \quad (2.2-22)$$

Dónde:

μ = Coeficiente de fricción entre las superficies y el deslizador

R_1, R_2, h_1, h_2 se observan en la siguiente figura:

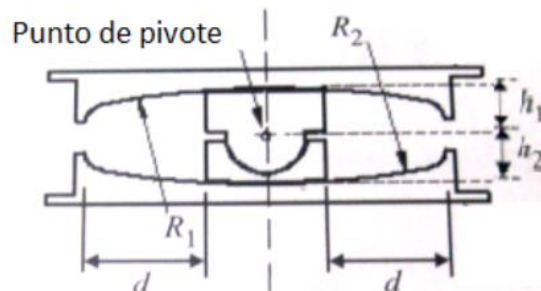


FIGURA N° 2-15 Dimensiones para el análisis del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura

2.2.4. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO.

El diseño convencional de las estructuras en nuestro medio se basa en añadir rigidez y resistencia en las direcciones principales con el fin de dificultar el ingreso a la zona inelástica y controlar desplazamientos excesivos durante los eventos sísmicos; es por ello que comúnmente se utilizan muros de corte adecuadamente distribuidas en toda la planta del edificio. El incremento de resistencia va permitir que la estructura sea capaz de tomar mayores fuerzas y se van a necesitar elementos estructurales capaces de resistir dichas fuerzas.

Un enfoque distinto se le da a las estructuras sísmicamente aisladas pues la transmisión de las fuerzas se reduce sustancialmente y ya no es necesario el uso de elementos estructurales con una gran capacidad de resistencia ni tampoco de una elevada rigidez como en el diseño convencional. En este caso, el parámetro a controlar es el gran desplazamiento que se da en el sistema de aislación.

Este desplazamiento del sistema de aisladores es la base para el procedimiento de diseño pues los parámetros estructurales como el amortiguamiento equivalente (resultado del incremento que se da en el amortiguamiento estructural por la adición de la del sistema de aislamiento) y el periodo efectivo dependen de esta variable.

En la FIGURA N° 2-16 *Relación entre periodo, amortiguamiento y desplazamiento* se muestra cómo influye el desplazamiento del sistema de aislación en los dos parámetros de diseño mencionados. Sin embargo, deberá encontrarse un balance entre la flexibilización de la estructura y la disminución del amortiguamiento equivalente debido al incremento de los desplazamientos en la interface de aislación. Entonces, se puede afirmar que el procedimiento será iterativo y el objetivo en el diseño será optimizar el desempeño de la estructura.

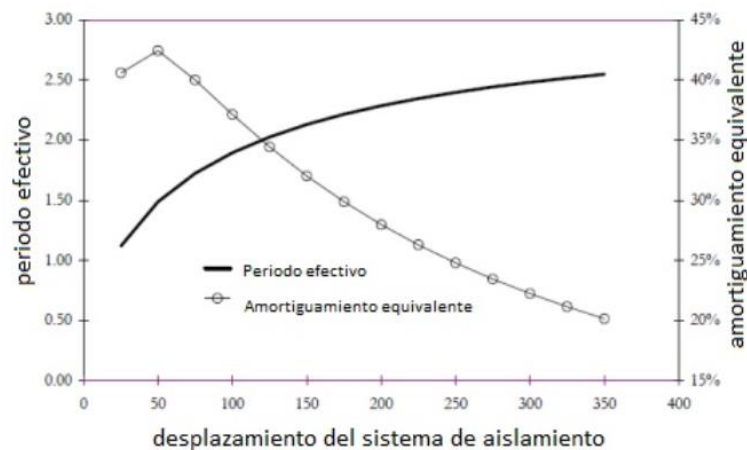


FIGURA N° 2-16 Relación entre periodo, amortiguamiento y desplazamiento

CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO CON AISLADORES SÍSMICO

Existen una serie de consideraciones que deberán tomarse en cuenta en el procedimiento de análisis y diseño al utilizar aisladores:

- **A nivel del sistema de aislamiento.**

Capacidad de carga: Parámetro muy importante pues tiene un valor máximo para cada aislador de acuerdo con lo establecido en las especificaciones técnicas de estos elementos. Por ello, será necesario repartir uniformemente toda la carga del edificio para impedir que algún aislador se encuentre sobrecargado.

Uniformar desplazamientos: La opción de flexibilizar a la estructura no podría ser ejecutada si es que existiesen desplazamientos diferenciales horizontales en ambas direcciones a nivel del sistema de aisladores, por lo que se deberá garantizar un diafragma rígido a nivel de la interface de aislación.

Efectos de torsión: Habrá que evaluar la separación entre el centro de masas y el centro de rigidez del sistema de aislamiento dado que si es que presentasen efectos de torsión en este nivel, existirá una mayor participación en el movimiento de los aisladores en la dirección perpendicular a la del análisis; y de esta forma el objetivo de independizar el movimiento en cada dirección se ve reducida.

Tracción en los aisladores: Los aisladores poseen una resistencia a tracción que es del orden del 10 – 15% de la de compresión, por eso este parámetro tendrá que ser evaluado constantemente. Valores fuera de este rango modifican las propiedades de los aisladores y en casos extremos pueden llegar a dañarse.

Deformaciones verticales: Estas también se deberán tener en cuenta, ya que podrían generar deformaciones diferenciales entre los distintos elementos de la superestructura.

- **A nivel de la estructura**

Efectos de segundo orden $P-\Delta$: Los desplazamientos en la interface de aislación pueden generar una excentricidad de la carga que resulta en momentos adicionales que deben ser tomados por la estructura.

Juntas de separación: El desplazamiento de diseño debe contemplar este parámetro. Puede ser alrededor de 50 cm.

La vida de los aisladores: Como esta tecnología es nueva, no se tiene mucha información real sobre los cambios mecánicos que ocurren en los aisladores a lo largo del tiempo. En todo caso, deben instalarse de manera que pudieran ser intercambiados en un futuro (esto se puede hacer incluso cuando se ubican en la cimentación).

Cimentación: El desplazamiento de los aisladores puede producir momentos $P-\Delta$ elevados que deben ser tomados por la cimentación (o en el caso de aisladores tipo péndulo invertidos, estos son tomados enteramente por la superestructura).

Factor de sitio: se debe conocer el comportamiento del suelo para seleccionar la combinación aisladores - estructura más apropiada.

En edificaciones de poca carga, es posible repartir la carga sobre los aisladores si es que se utiliza un sistema de losas y vigas entre la estructura y el nivel del sistema de aisladores donde las cargas provenientes de la estructura se reparten uniformemente sobre la losa y luego estas se transfieren por medio de las vigas a cada uno de los

aisladores, ubicados debajo de cada intersección de la cuadrícula que forman las vigas. La importancia de este sistema también radica en el hecho de que se uniformizan los desplazamientos. Además, es necesario evaluar en este sistema la separación entre el centro de masa y el de rigidez para evitar que efectos de torsión generen esfuerzos excesivos en los aisladores.

ALGUNAS CONSIDERACIONES PRELIMINARES PARA EL DISEÑO

Los parámetros a considerar en el diseño se pueden incluir en un análisis estático o uno dinámico. El análisis estático es muy restringido pues para su utilización existen muchas condiciones que limitan su aplicación en todas las estructuras; en cambio, el análisis dinámico puede ser realizado en cualquier estructura.

De acuerdo con las Normas que se toman como referencia, tratadas más adelante (FEMA y UBC), se recomienda realizar un análisis estático para todo diseño de una estructura aislada ya que de esta forma se obtiene un enfoque preliminar que establece un nivel mínimo de fuerzas y desplazamientos antes de utilizar el análisis dinámico.

2.2.5. NORMAS TÉCNICAS.

En este acápite se desea hacer una breve descripción de los métodos y las recomendaciones presentadas por las siguientes Normas técnicas, que creemos, son representativas.

2.2.5.1. NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES.

Se menciona la utilización de estos sistemas de aislamiento siempre y cuando se cumplan las disposiciones de esta Norma, y en la medida que se aplicables los requisitos del ASCE/SEI 7-10 "Minimum Design Loads for Building and Other Structures", Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010.

2.2.5.2. REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCION SISMO RESISTENTE.

Se permite el empleo de estructuras aisladas sísmicamente en su base, siempre y cuando se cumplan en su totalidad los requisitos al respecto de uno de los dos documentos siguiente:

- a) “NERHP Recommended Provisions for Sismic Regulations for new Buildings – Provisions and Commentary”, 2003 Edition, Federal Emergency Management Agency, FEMA 450, Building Seismic SAFETY Council, National Institute of Building Sciences, Washington, D.C., Usa 2044.
- b) “Minium Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-05, Estructural Engineergin Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006.

2.2.5.3. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY.

La guía del FEMA propone dos métodos para el análisis y diseño de estructuras aisladas: el primero es un método estático denominado “procedimiento de la fuerza lateral equivalente” y está basado en el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad con una rigidez efectiva como aquella que ofrece el sistema de aislación para el desplazamiento en cuestión. El segundo es un método dinámico, subdividido en uno que involucra un espectro y otro que compromete un análisis tiempo-historia. El método estático no está recomendado para un diseño final, sólo de para un diseño preliminar y el método dinámico por combinación espectral sólo para algunas estructuras regulares rígidas y de pocos pisos. El análisis tiempo-historia es el recomendado en la mayoría de los casos e involucra un mínimo de tres pares (en ambas direcciones) de historias reales escaladas a valores específicos.

MÉTODO DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

Se debe obtener el desplazamiento de diseño a partir de la ecuación mostrada. Donde S es el coeficiente sísmico del espectro (equivalente al ZUCS) para el periodo del sistema equivalente de una grado de libertad

conformado por la estructura aislada y B es el factor de reducción por amortiguamiento; si los valores del espectro pertenecen a un amortiguamiento de 5% y el sistema de aislación provee una amortiguamiento efectivo de 10% del crítico, B será mayor a 1. Para obtener luego la fuerza cortante en la base se debe multiplicar este desplazamiento por la rigidez efectiva del sistema de aislación para este desplazamiento. Se debe considerar también que puede existir una excentricidad en planta.

$$D = \frac{g}{4\pi^2} \frac{S.T}{B} \quad (2.2-23)$$

La fuerza a utilizar en la superestructura se puede reducir con un factor RSA, que se podrá calcular como $\frac{3}{8}$ de R, siempre menor a 2. Esto es así para asegurarse que la superestructura permanezca esencialmente elástica.

Sin embargo, el FEMA menciona como requisitos que la fuerza cortante utilizada para el diseño de la superestructura no sea nunca menor a: aquella obtenida por las solicitaciones de viento, 1.5 veces la necesaria para activar el sistema de aislación (en el caso de los aisladores de fricción), o aquella que se obtendría para una estructura convencional con periodo natural igual al de la estructura aislada.

La repartición de la fuerza se debe realizar con la forma de un triángulo invertido para así incluir los modos de vibración superiores que pudieran existir.

MÉTODO DINÁMICOS – COMBINACIÓN ESPECTRAL

Las únicas sugerencias especiales del FEMA para este método se refieren al correcto modelamiento y atención a los siguientes puntos:

- Modelar la distribución de los aisladores.
- Considerar los efectos de excentricidad accidental.

- Verificar que no exista tracción, o que los aisladores no estén resistiendo a tracción en el modelo.
- Verificar los efectos P- Δ
- Modelar la posible variabilidad en las propiedades de los aisladores (por envejecimiento o uso).

Además, la combinación deberá realizarse con 100% del espectro e una dirección y 30% en la otra al mismo tiempo. El amortiguamiento no podrá ser nunca mayor 30% del crítico y las fuerzas obtenidas deberán respetar un porcentaje mínimo de aquellas obtenidas con el método estático.

TABLA N° 2-24 RESUMEN DE CRITERIOS MÍNIMOS DE DISEÑO PARA ANÁLISIS DINÁMICO

Table 11.4-1 Summary of Minimum Design Criteria for Dynamic Analysis		
Design Parameter	Response Spectrum Analysis	Time History Analysis
Total design displacement, <i>DTD</i>	90% <i>DTD</i>	90% <i>DTD</i>
Total maximum displacement, <i>DTM</i>	80% <i>DTM</i>	80% <i>DTM</i>
Design force on isolation system, <i>V_b</i>	90% <i>V_b</i>	90% <i>V_b</i>
Design force on irregular superstructure, <i>V_s</i>	100% <i>V_s</i>	80% <i>V_s</i>
Design force on regular superstructure, <i>V_s</i>	80% <i>V_s</i>	60% <i>V_s</i>

Nótese que para un diseño con sistema de aislación, el FEMA también contempla un desplazamiento debido al evento máximo creíble DTM.

ANÁLISIS TIEMPO - HISTORIA

No presenta recomendaciones adicionales más que utilizar siete pares de historias reales escaladas y certificadas (existe una base de datos de historias que se pueden utilizar) y un mínimo de tres pares. Al igual que el método del espectro, el análisis deberá realizarse 100% en una dirección y 30% en la otra en simultáneo.

Este método es el recomendado en todas las situaciones.

El FEMA presenta una metodología muy sencilla y bastante similar al método estático provisto por la Norma peruana para estructuras convencionales, aunque como era de esperarse, este no puede ser usado para un diseño definitivo, para lo que será necesario un modelo.

Los requerimientos del modelo tampoco presentan serias novedades frente a lo ya mencionado en los capítulos anteriores.

2.2.5.4. UNIFORMAL BUILDING CODE 1997, CAPITULO 16.

En este código se describen dos procedimientos para el análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos: el primero, un análisis estático que se encuentra regulado por restricciones como la altura y regularidad de la estructura; el segundo, un análisis dinámico que comprende el análisis de respuesta espectral, el análisis con el espectro de diseño de la zona donde se construye y el análisis tiempo-historia.

El procedimiento de análisis y diseño está basado fundamentalmente en los parámetros de desplazamiento de diseño DD y el desplazamiento máximo DM.

Símbolos y notaciones (distintas a FEMA).

- S_A = Sistema de aislación.
- B_D = Coeficiente de amortiguamiento efectivo del SA en el desplazamiento de diseño.
- B_M = En el desplazamiento máximo.
- b y d = Ancho y largo de la estructura.
- D_{TD} = Desplazamiento total de diseño de un elemento del SA considerando torsión.
- K_{Dmax} = Máxima rigidez efectiva en el desplazamiento de diseño.
- T_D = Periodo en el desplazamiento de diseño.
- T_M = Periodo en el desplazamiento máximo.

- CVM y CVD = coeficientes del sismo de acuerdo con el tipo de suelo

CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

Los procedimientos y limitaciones son definidos por características como la zona, el tipo de suelo, la aceleración vertical, el sistema estructural y la altura del edificio.

Para un análisis estático la estructura debe ser regular, tener menos de 20 metros de altura, estar ubicada a más de 10 km de una falla activa y en buen suelo. Además, el periodo aislado debe resultar mayor a 3 segundos y ser por lo menos tres veces el de la estructura si fuera empotrada. Finalmente el sistema de aislación tiene que responder a las características:

- a) $K_D > \frac{1}{3} \cdot K_{20\%D}$
- b) Es capaz de producir una fuerza de restauración.
- c) Tiene propiedades de fuerza – deformación independiente del porcentaje de fuerza y cargas verticales presentes (es el caso de los elastoméricos).
- d) No limita el desplazamiento del máximo sismo a $CVM/CVD \cdot D_D$

Para un análisis dinámico por espectro basta que la estructura esté ubicada en un buen suelo y a más de 10 km de una falla activa y, se cumpla con los cuatro puntos numerados anteriormente. Por el contrario, un análisis tiempo-historia sí se puede aplicar a cualquier tipo de estructura.

ANÁLISIS ESTÁTICO

Cada estructura aislada debe ser diseñada y construida para resistir los desplazamientos y fuerzas mínimas del sismo:

Para los desplazamientos mínimos se utilizan las siguientes ecuaciones de diseño:

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2) \cdot C_{VD} \cdot T_D}{B_D} \quad (2.2-24)$$

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin} \cdot g}} \quad (2.2-25)$$

$$D_{DT}(D_D) = D_D \cdot \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (2.2-26)$$

Los coeficientes C_{VD} y C_{VM} son los que la Norma denominan el factor de amplificación sísmica y depende del tipo de suelo en el que se sitúe la estructura. El D_{TD} y D_{TM} sirven para el diseño de aisladores en donde se consideran los efectos de torsión y la cercanía al CR del aislador a evaluar. Estos desplazamientos también se deben calcular para el evento máximo posible.

Las fuerzas laterales mínimas se pueden calcular al igual que el FEMA.

$$V_s = \frac{K_{Dmax} \cdot D_D}{R1} \quad (2.2-27)$$

Solo para el diseño de los elementos estructurales que se encuentran encima del SA se utiliza el factor de reducción R1, que dependerá del sistema estructural que se va a emplear. El Vs obtenido debe cumplir con ser mayor al cortante requerido por viento y al de una estructura convencional con periodo igual al aislado. La distribución de la fuerza lateral se realiza mediante una distribución uniforme. Además se controla que las derivas no excedan de 0.001/R1.

ANALISIS DINÁMICO

La estructura deber ser diseñada de forma que el SA y la subestructura soporten:

$$D_{DT-dinámico} \geq 90\% \cdot D_{DT}(D_{D'}) \quad D_{D'} = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (2.2-28)$$

Para la superestructura existen límites en la reducción, derivados de la fuerza basal obtenida a través del análisis estático: 80% en un análisis dinámico y 60% para un análisis tiempo-historia. Sin embargo, si la estructura es irregular, el límite es 100% y 80%, respectivamente.

Para el análisis de combinación espectral, la Norma recomienda que se realice con el 100% del espectro en la dirección de análisis y el 30% en la otra dirección; y para este análisis se podrá usar un 30% del amortiguamiento crítico como máximo.

El análisis tiempo-historia requiere los mismos requisitos solicitados por el FEMA: mínimo tres pares de aceleraciones, siete recomendados y siempre 100-30% en simultáneo. Se especifica que los desplazamientos deben ser los obtenidos al sumar vectorialmente ambas direcciones.

Para evaluar la estabilidad de cada aislador se utiliza la máxima carga vertical $1.2M + 1.0V + S$ y la carga vertical mínima $0.8D - S$ en el desplazamiento total máximo; y para evaluar la sobrecarga en cada aislador debido al volteo de la estructura se utiliza la envolvente de S como valores picos en la respuesta ante el sismo severo. Adicionalmente, las derivas se limitan a $0.015/R1$ si es calculado mediante un análisis de combinación espectral; a $0.020/R1$ si es que se utiliza el análisis tiempo-historia y además se considera la degradación de la rigidez y resistencia en la etapa no lineal. Por último, la Norma recomienda hacer un análisis $P - \delta$ cuando la deriva excede de $0.010/R1$.

2.2.5.5. MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES ASCE/SEI 7-10.

Este código presenta en su capítulo 17 Requerimientos de diseño para estructuras aisladas, los lineamientos a seguir para el análisis y diseño del sistema de aislamiento en la base, que al igual que el UBC plantea dos procedimientos para el diseño de estructuras con sistemas de

aislamiento en su base: el primero el Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente que se encuentra regulada por restricciones como factor de suelo, clase de edificación, altura, periodo; el segundo que conforman los procedimientos dinámicos tales como el análisis con espectro de respuesta y el análisis tiempo historia.

Estos procedimientos están basados en los desplazamientos mínimos laterales DD, DM, DTD y DTM.

CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

ANÁLISIS ESTÁTICO

Se permitirá el procedimiento de fuerza lateral equivalente para ser usado en el diseño de una estructura sísmicamente siempre que:

- La estructura esté localizada en un sitio con S1 menor que 0.60g.
- La estructura esté localizada sobre la clase sitio A, B, C o D
- La estructura encima de la interfaz de aislamiento sea menor o igual a cuatro pisos o 65 pies (19.8m) en la altura estructural h_n , medida desde la base como se define en la sección 11.2.
- El periodo efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento máximo, T_M , es menor o igual a 3.0s.
- El periodo efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento de diseño, T_D , sea mayor que tres veces el periodo elástico, el periodo de la base fija de la estructura encima del sistema de aislamiento sea determinado por eq 12.8-7 o 12.8-8.
- La estructura encima del sistema de aislamiento tenga una configuración regular.
- El sistema de aislamiento cumpla con todos los siguientes criterios:
 - a. La rigidez efectiva del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño es mayor que un tercio de la rigidez efectiva al 20% del desplazamiento de diseño.

- b. EL sistema de aislamiento es capaz de producir una fuerza restauradora.
- c. El sistema de aislamiento no limita el máximo desplazamiento a menos que el desplazamiento total máximo.

ANALISIS DINÁMICO

- **PROCEDIMIENTO ESPECTRO DE RESPUESTA**

Este tipo de análisis no será usado para el diseño de una estructura aislada sísmicamente a menos que:

- La estructura esté localizada sobre las clases de sitio A, B, C o D.
- El sistema de aislamiento cumpla los criterios del ítem 7 de la sección 17.4.1

- **ANALISIS TIEMPO - HISTORIA**

Este procedimiento está permitido para el diseño de cualquier estructura aislada sísmicamente y será usada para el diseño de todas las estructuras aisladas sísmicamente que no cumplan los criterios de la sección 17.4.2.1

Debe realizarse el análisis con un conjunto no menor a tres pares apropiados de movimientos del suelo. Cada par de componentes del movimiento del suelo serán aplicados simultáneamente al modelo, considerando la posición más desventajosa de masa excéntrica. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento será calculado por la suma vectorial de los dos desplazamientos.

Los parámetros de interés serán cálculos para cada movimiento del suelo usado para el análisis de respuesta en el tiempo. Si siete o más pares de movimientos de suelo son usados para el análisis de respuesta en el tiempo, entonces el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés será usado para el diseño. Si menos que siete pares de movimiento del suelo son usados para el análisis, el valor

máximo del parámetro de respuesta de interés será usado para el diseño.

DESPLAZAMIENTOS LATERALES MÍNIMOS

• DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO

El sistema de aislamiento será diseñado y construido para soportar los mínimos desplazamiento laterales por sismo, D_D , que actúan en la dirección de cada uno de los ejes horizontales principales.

$$D_D = \frac{gS_{D1}T_D}{4\pi^2B_D} \quad (2.2-29)$$

Dónde:

g = Aceleración de la gravedad.

S_{D1} = Parámetro de aceleración espectral de diseño con 5% de amortiguamiento para un periodo de 1.s.

B_D = Coeficiente numérico relacionado con el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño.

T_D = Periodo efectivo en segundos de la estructura aislada sísmicamente.

• DESPLAZAMIENTO MÁXIMO

El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento, D_M , en la dirección más crítica de respuesta horizontal será calculado como sigue:

$$D_D = \frac{gS_{M1}T_D}{4\pi^2B_D} \quad (2.2-30)$$

Dónde:

S_{M1} = Parámetro de aceleración espectral para el máximo sismo considerado con 5% de amortiguamiento en un periodo de 1-s.

Las demás variables fueron descritas anteriormente.

- **DESPLAZAMIENTO TOTAL Y DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO.**

El desplazamiento total de diseño, DTD, y el desplazamiento total máximo, DTM, de los elementos del sistema de aislamiento incluirán el desplazamiento adicional debido a la torsión real y accidental calculada de la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la posición más desventajosa de masa excéntrica.

El desplazamiento total de diseño, DTD, y el desplazamiento total máximo, DTM, de los elementos de un sistema de aislamiento con una distribución espacial uniforme de rigidez lateral no serán tomados como menos de lo especificado por las Eqs. 2.2-31 Y 2.2-32:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (2.2-31)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (2.2-32)$$

Dónde:

DD = Desplazamiento de diseño en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección bajo consideración definido por la Eq. 17.5-1.

DM = Desplazamiento máximo en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección bajo consideración definido por la Eq. 17.5-3.

y = la distancia entre los centros de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés medido perpendicularmente a la dirección de carga sísmica bajo consideración.

e = la excentricidad real medida en planta entre el centro de masa de la estructura encima del interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental, en pies (mm), tomado como el 5 por ciento de la mayor dimensión en planta de la estructura perpendicular a la dirección de la fuerza bajo consideración.

b = la dimensión en planta más corta de la estructura medida perpendicularmente a d.

d = La dimensión más larga en planta de la estructura.

TABLA N° 2-25 COMPARACIÓN DE CRITERIOS ENTRE REGLAMENTOS INTERNACIONALES PARA EL DISEÑO CON AISLAMIENTO SÍSMICO

CRITERIO	FEMA	UBC	ASCE/SEI 7-10
Uso del método estático	Requisito, fija límites, no es para el diseño final	Requisito, fija límites, no es para el diseño final	Requisito, fija límites, no es para el diseño final
Por combinación espectral	Sólo estructuras regulares, no esenciales, y de altura menor	No se requiere, pero se realizaría con 100% y 30%	No se requiere, pero se realizaría con 100% y 30%
Tiempo historia	Mínimo 3 pares con 100% y 30%	Mínimo 3 pares con 100% y 30%	Mínimo 3 pares con 100% y 30%
Mínima fuerza cortante Basal	<ul style="list-style-type: none"> • 1.5 la de activación del SA. • Viento. • Espectro con TA 	Solo en comparación con el método estático.	<ul style="list-style-type: none"> • Viento. • Espectro con TA
Factor de reducción Superestructura	3/8 de Rest. Máximo 2	Entre 1 y 2	3/8 de Rest. Máximo 2
Tracción admisible	No se admite	(no se especifica)	
Control de deriva	<ul style="list-style-type: none"> • 0.01 EST • 0.015 CE • 0.02 TH 	<ul style="list-style-type: none"> • 0.01/R EST • 0.015/R CE • 0.02/R TH 	
Evento Máximo creíble	Para comprobar desplazamientos y el SA.	Para comprobar desplazamientos y el SA.	Para comprobar desplazamientos y el SA.
Rango sugerido para el TA	(No se especifica)	Entre 2 y 3s	Menor o igual a 3s
Consideraciones enfatizadas	<ul style="list-style-type: none"> • Modelar cambios de propiedades. • P-Δ 	(No especifica)	<ul style="list-style-type: none"> • Modelar cambios de propiedades. • P-Δ
Legalidad	(No especifica)	(No especifica)	(No especifica)

2.3. SOFTWARE PARA ANALISIS ESTRUCTURAL

2.3.1. ETABS.

ETABS es un programa de análisis y diseño de sistema de edificaciones, que desde hace más de 30 años ha estado en continuo desarrollo para

brindarle al ingeniero una herramienta confiable, sofisticada y fácil de usar.

ETABS 2013 posee una poderosa e intuitiva interfaz gráfica con procedimientos de modelaje, análisis, todos integrados usando una base de datos común. Aunque es fácil y sencillo para estructuras simples, ETABS también puede manejar grandes y complejos modelos de edificios, incluyendo un amplio rango de comportamientos no lineales, haciéndolo la herramienta predilecta para ingenieros estructurales en la industria de la construcción.

ETABS es un sistema completamente integrado. Detrás de una interface intuitiva y simple, se encajan poderosos métodos numéricos, procedimientos de diseño y códigos internacionales de diseño que funcionan juntos desde una base de datos. Esta Integración significa que usted crea solo un sistema de modelo de piso y sistema de barras verticales y laterales para analizar y diseñar el edificio completo.

Las convenciones de entrada y de salida usadas corresponden a la terminología común de edificaciones. Con ETABS , los modelos se definen de forma lógica: piso por piso, viga por viga, columna por columna, tramo por tramo, muros por muros y no como corrientes de puntos y elementos no descritos como lo hacen la mayoría de los programas para fines generales. Así la definición estructural es simple, ordenada y significativa.

ETABS ofrece la mayor cantidad de herramientas de análisis y diseño disponibles para el ingeniero estructural que trabaja con estructuras de edificios. La siguiente lista representa solo una muestra de los tipos de sistemas y análisis que ETABS puede manejar fácilmente:

- Facilidades en el modelaje de edificios comerciales de múltiples pisos.
- Estacionamientos con rampas lineales y circulares.
- Edificios con pisos de acero, concreto, compuestos o cerchas.
- Posee un poderoso diseño en acero estructural y concreto armado, incluyendo muros de corte, completamente integrado, todos disponibles desde la misma interfaz usada para modelar y analizar el modelo.
- El diseño de miembros de acero permite el pre-dimensionado inicial y una optimización interactiva, y el diseño de elementos de concreto incluye el cálculo de la cantidad de acero de refuerzo requerido, considerando incluso condición sismorresistente.
- Edificios basados en sistemas de líneas de referencia (Grid Lines)
- Edificios de losas planas o reticulares de concreto.
- Edificios sujetos a cualquier cantidad de casos de carga y combinaciones, tanto lateral como vertical Incluyendo carga automáticas por viento y sismo.
- Múltiples casos de carga por espectros de respuesta, con curvas predeterminadas.
- Transferencia automática de cargas verticales de pisos a vigas y muros.
- Análisis P-Delta con análisis dinámicos o estáticos.
- Análisis de cargas por secuencia de construcción.
- Múltiples casos de carga por funciones en el dominio del tiempo lineal y no lineal en cualquier dirección.
- Apoyo de fundación / soporte.
- Análisis de grandes desplazamientos.
- Pushover estático no lineal.
- Edificios con aisladores y amortiguadores de base.
- Modelaje de pisos con diafragmas rígidos o semirrígidos.
- Reducción automática de carga viva vertical.

El programa cuenta con diversos códigos para el diseño de pórticos de concreto armado y muros de corte, como por ejemplo los códigos: ACI 318-11, ACI 318-08, AS 3600-09, BS 8110-97, Eurocode 2-2004, RCDF 2004, etc. La Norma Peruana no está incluida dentro de los códigos predeterminados, sin embargo, se puede cumplir con muchos de sus requerimientos modificando ligeramente los parámetros del código ACI 318-99.

2.3.1.1. DISEÑO DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO.

El diseño de pórticos de concreto armado comprende al diseño de vigas y al diseño de columnas.

DISEÑO DE VIGAS

El programa puede diseñar secciones de vigas T y rectangulares.

Para su diseño, se deberá utilizar la envolvente de las combinaciones de los casos de carga, a fin de trabajar con las solicitaciones máximas a lo largo de ella. Para el diseño del refuerzo longitudinal, primero se calcula la resistencia nominal de la sección con un refuerzo a tracción y se verifica si es mayor a la demandada por los momentos flectores provenientes de la envolvente, en caso de ser menor, se calcula el refuerzo en compresión necesario.

Para el diseño del refuerzo transversal o de corte (estribos), el programa calcula primero la resistencia al corte del concreto y verifica si es mayor a la demandada por las fuerzas cortantes provenientes de la envolvente. Si es menor, calcula la diferencia de resistencia que deberá ser aportada por los estribos y posteriormente el área de acero necesaria como una cuantía, en unidades de $\text{Longitud}^2/\text{Longitud}$. Si la resistencia al corte del concreto es mayor a la resistencia demandada, el programa calcula la cuantía de acero mínimo que deberá colocarse a lo largo de la viga.

En la figura 2-16 y en la figura 2-17 se muestran el diagrama de deformaciones y de esfuerzos utilizado por el ACI y la Norma Peruana,

para el cálculo de la resistencia de diseño de vigas con secciones rectangulares y T.

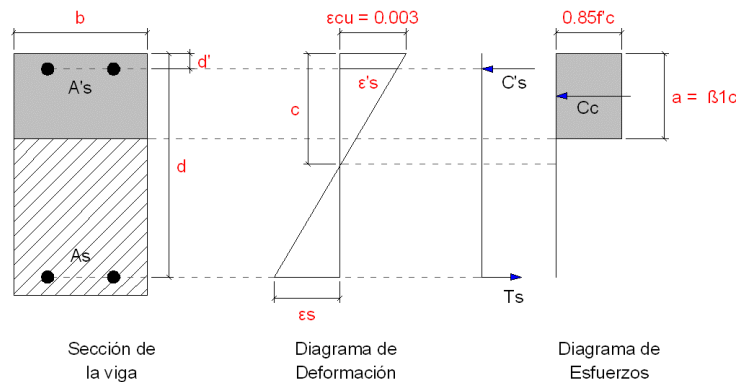


FIGURA N° 2-17 Diagramas de deformaciones y esfuerzos de una sección de viga rectangular

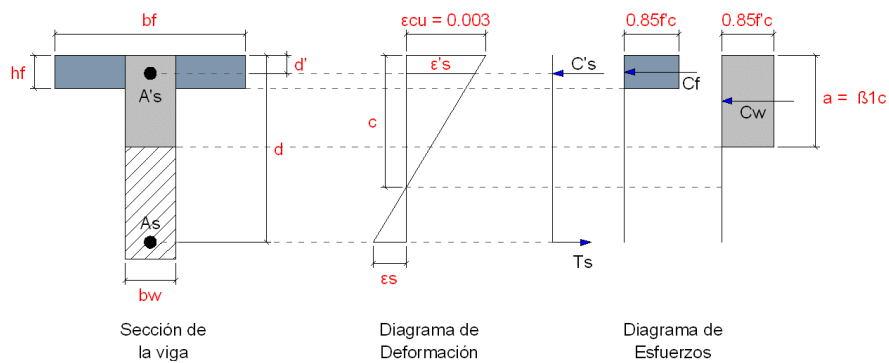


FIGURA N° 2-18 Diagramas de deformaciones y esfuerzos de una sección de viga T

DISEÑO DE COLUMNAS

El programa puede calcular el acero longitudinal requerido de una sección o chequear la capacidad de la sección para un acero longitudinal especificado, en términos de la Razón de Capacidad (RC), que es un factor que indica la condición de esfuerzos de la columna, con respecto a su capacidad. Para que una sección sea diseñada directamente, se debe indicar al momento de ser creada, que su refuerzo será diseñado, de lo contrario, será chequeado por medio de la RC.

El procedimiento de diseño de columnas que realiza el programa, consta de los siguientes pasos:

- La generación de una superficie o volumen de interacción de la fuerza axial y los momentos flectores biaxiales para una sección deseada, como la mostrada en la figura 2-18.

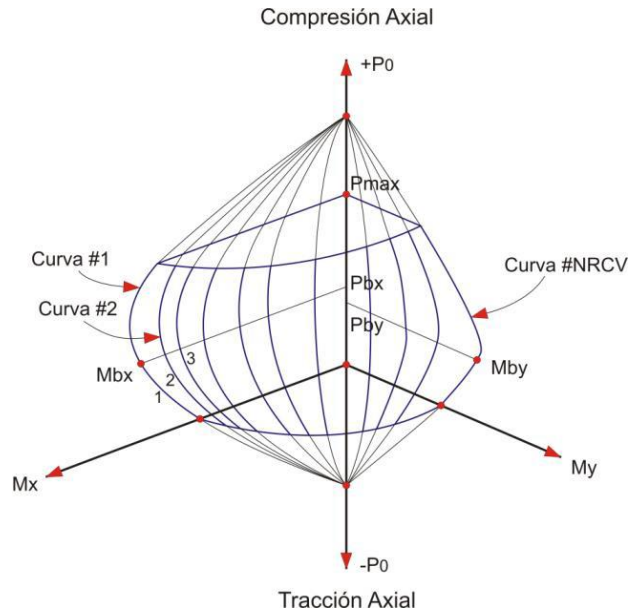


FIGURA N° 2-19 Superficie de interacción para fuerza axial y momentos flectores biaxiales

- El chequeo de la capacidad de la columna, con las combinaciones factorizadas de fuerza axial y momentos flectores de los casos de carga, en ambos extremos de la columna. En este paso, también se calcula el refuerzo longitudinal requerido (si no ha sido especificado) con una RC de 1, o en su defecto la RC de la columna con el refuerzo especificado.
- El chequeo de la capacidad está basado en si los puntos de la carga de diseño se encuentran dentro del volumen de interacción, para lo cual se tendrá una sección adecuada y una $RC < 1$, sin embargo, si algún punto se encuentra fuera del volumen de interacción la columna estará sobre esforzada y el programa tendrá que calcular la RC, que es mayor a 1, por medio del cociente entre la demanda de capacidad (OL) y la capacidad de la columna (OC), $RC = OL / OC$, tal como se ilustra en la figura 2-19.

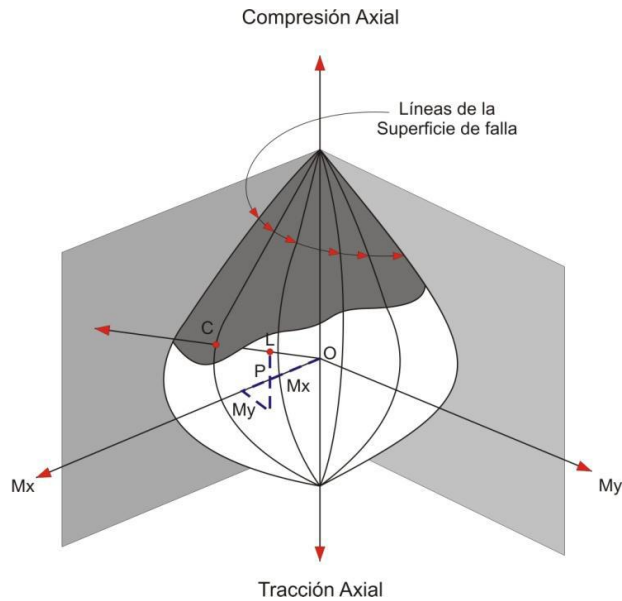


FIGURA N° 2-20 Superficie de interacción para el cálculo de la razón de capacidad de secciones sobre esforzadas.

- El diseño del refuerzo por corte, de manera similar al de una viga, pero tomando en cuenta el efecto de la fuerza axial en la capacidad de corte del concreto.

En la figura 2-20 se muestra el diagrama de deformaciones y de esfuerzos utilizado por el ACI y la Norma Peruana, para el cálculo de la resistencia de diseño de una columna.

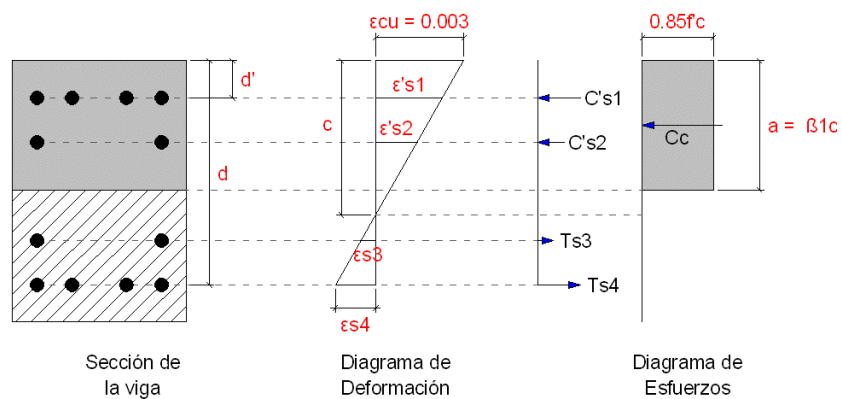


FIGURA N° 2-21 Diagramas de deformaciones y esfuerzos de una sección de columna.

2.3.1.2. DISEÑO DE MUROS DE CORTE.

Al igual que en las columnas, el programa puede diseñar o chequear la sección de un muro de corte.

Para el diseño de muros de corte, se deberá asignar etiquetas de muro pier (a los elementos verticales) y spandrel (a los elementos horizontales) a los objetos de área o línea que conforman los muros de corte.

El programa, a partir de las combinaciones de los casos de carga que se consideren críticos para el diseño, calcula las cuantías de acero requeridas, para su comportamiento a flexión (refuerzo vertical) y corte (refuerzo horizontal).

Sin embargo, es posible utilizar el sub programa “Diseñador de Secciones”, que permite dibujar la sección del muro de corte y asignarle un acero vertical tentativo, que podría ser el recomendado por las cuantías que calcula directamente ETABS, a fin de obtener la superficie de interacción, que indica la capacidad de la sección.

A partir de esta superficie de interacción, se puede realizar el chequeo de la capacidad del muro de corte, con las combinaciones factorizadas de fuerza axial y momentos flectores de los casos de carga, como en el caso de las columnas.

2.3.2. SAFE.

SAFE es un programa desarrollado por la empresa CSI, Computer and Structures, inc., en Berkeley, California, EEUU. Se presenta en varias versiones (standard y p/t). Es un programa especializado que automatiza el análisis y diseño de simple a complejas plateas y cimentaciones de concreto usando avanzados sistemas de modelación. El programa puede analizar y diseñar losas o plateas de formas arbitrarias y de

espesor variable, de paneles desnivelados, con aberturas, vigas de borde y discontinuidades. Las cimentaciones pueden ser combinaciones de plateas, franjas de cimentación o cimentaciones corridas aisladas.

En SAFE, el análisis está basado en el método de elementos finitos, una moderna y consistente teoría el cual contempla la variación de las propiedades por los efectos de los momentos torsores. El enmallado es automático y está basado en parámetros especificados por el usuario. Las cimentaciones son modeladas como placas gruesas sobre cimentaciones elásticas, donde solamente la rigidez a la compresión del suelo es automáticamente discretizados basados en el módulo de la especificada para cimentación.

SAFE proporciona las disposiciones del refuerzo y evalúa los efectos de corte por punzonamiento alrededor de la base de la columna. Entre sus opciones, se puede incluir características del agrietamiento en el modelo de elemento finito, basados en el refuerzo proporcionado a la losa. Además, una opción comprensiva de exportación está disponible en el ETABS que automáticamente crea modelos completos de cualquier piso o cimentación para su diseño inmediato en el SAFE.

En SAFE, se realiza el diseño de cimentaciones o fundaciones con la forma real, (sin aproximar la geometría). Cimientos aislados (circulares, rectangulares, irregulares, etc.), de borde, de esquina, combinados, sobre pilotes. Plateas con diferentes espesores, sobre distintos terrenos (en un mismo sistema de cimentaciones), con huecos etc.

Se pueden definir las condiciones de frontera que el usuario indique (naturales o impuestas). Refinamiento automático de mallas. Exportación al AutoCAD de la planta general de fundaciones. Cuantificación instantánea de materiales a utilizar. Análisis estructural Normal o iterativo diseña concreto.

2.4. CATEGORÍAS DE ESTABLECIMIENTOS DEL SECTOR SALUD

Categoría

Clasificación que caracteriza a los establecimientos de salud, en base a niveles de complejidad y a características funcionales comunes, para lo cual con Unidades Productoras de Servicios de Salud (UPSS) que en conjunto determinan su capacidad resolutive, respondiendo a realidades socio sanitarias similares y diseñadas para enfrentar demandas equivalentes.

Categorización

Proceso que conduce a clasificar los diferentes establecimientos de salud, en base a niveles de complejidad y a características funcionales que permitan responder a las necesidades de salud de la población que atiende.

Unidad Productora de Servicios de Salud (UPSS)

Es la UPS organizada para desarrollar funciones homogéneas y producir determinados servicios de salud, en relación directa con su nivel de complejidad. Para efectos de esta Norma se tomarán a las UPS referidas a los procesos operativos del establecimiento de salud (Atención Directa de Salud, Investigación y Docencia), y a aquellos procesos de soporte que corresponden a las UPSS de Atención de Soporte de Salud, y que a través de los servicios que produzcan resuelvan necesidades de salud individual de un usuario en el entorno de su familia y comunidad.

Las UPSS se agrupan en:

- Unidades Productoras de Servicios de Salud de Atención Directa, donde se realizan las prestaciones finales a los usuarios. Son las siguientes: UPSS Consulta Externa, UPSS Hospitalización, UPSS Enfermería, UPSS Centro Quirúrgico, UPSS Centro Obstétrico, UPSS Unidad de Cuidados Intensivos.

- Unidades Productoras de Servicios de Salud de Atención de Soporte, donde se realizan las prestaciones que coadyuvan al diagnóstico y tratamiento de los problemas clínicos quirúrgicos de usuarios que acuden a las UPSS de Atención Directa. Son las siguientes: UPSS Patología Clínica, UPSS Anatomía Patológica, UPSS Medicina de Rehabilitación, UPSS Hemodiálisis, UPSS Centro de Hemoterapia, UPSS Central de Esterilización, UPSS Diagnóstico por Imágenes, UPSS Farmacia, UPSS Nutrición y Dietética, UPSS Radioterapia y UPSS Medicina Nuclear.

Las categorías de establecimientos de salud por niveles de atención, consideradas en la Norma técnica de salud son las siguientes:

TABLA N° 2-26 CATEGORIZACIÓN DE ESTABLECIMIENTOS DE SALUD

PRIMER NIVEL DE ATENCIÓN		Categoría I-1
		Categoría I-2
		Categoría I-3
		Categoría I-4
SEGUNDO NIVEL DE ATENCIÓN	Establecimiento de salud de Atención General	Categoría II-1
	Establecimiento de salud de Atención Especializada	Categoría II-E
TERCER NIVEL DE ATENCIÓN	Establecimiento de salud de Atención General	Categoría III-1
	Establecimiento de salud de Atención Especializada	Categoría III-E
		Categoría III-2

Categoría III-E

Corresponde a Hospitales de atención especializada y Clínicas de atención especializada. Tienen como funciones generales la promoción, prevención, recuperación, rehabilitación y gestión. Las UPSS presentes en estos establecimientos de salud son:

- UPSS Consulta Externa.
- UPSS Hospitalización.
- UPSS Diagnóstico por Imágenes.

- UPSS Patología Clínica (Laboratorio Clínico).
- UPSS Farmacia.
- UPSS Nutrición y Dietética.
- UPSS Emergencia.
- UPSS Centro Obstétrico.
- UPSS Centro Quirúrgico.
- UPSS Medicina de Rehabilitación.
- UPSS Central de Esterilización.
- UPSS Centro de Hemoterapia y Banco de Sangre.
- UPSS Cuidados Intensivos.
- UPSS Anatomía Patológica.
- UPSS Hemodiálisis.
- UPSS Radioterapia Opcional.
- UPSS Medicina Nuclear.

3. ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL HOSPITAL UPAO MEDIANTE LOS SOFTWARES ETABS Y SAFE.

3.1. ARQUITECTURA.

La edificación consta de 6 pisos; en el primer piso presenta los ambientes de Consulta Externa y Farmacia; el segundo piso tiene los ambientes de Unidad de Neonatología y la Unidad de Cuidados Intensivos e Intermedios; el tercer piso alberga el Piso Técnico; y los pisos cuarto, quinto y sexto son netamente de Hospitalización.

El área techada por piso es la siguiente:

- 1° piso : 2,400.50 m².
- 2° piso : 2,400.50 m².
- 3° piso : 2,400.50 m².
- 4° piso : 2,400.50 m².
- 5° piso : 2,400.50 m².
- 6° piso : 2,400.50 m².
- Azotea : 2,400.50 m² (área de circulación).

La altura de entrepiso terminado es de 4.05 m. Se cuenta con una circulación fluida, tanto pública como técnica, por medio de escaleras y ascensores debidamente señalizados.

3.2. NORMAS UTILIZADAS.

Para el desarrollo del proyecto se utilizarán las Normas:

- Norma E.020 Cargas.
- Norma E.030 Diseños Sismorresistente.
- Proyecto de Norma E.30 Diseño Sismorresistente.
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones.
- Norma E.060 Concreto Armado.
- Norma ACI 318.



FIGURA N° 3-1 Primera planta

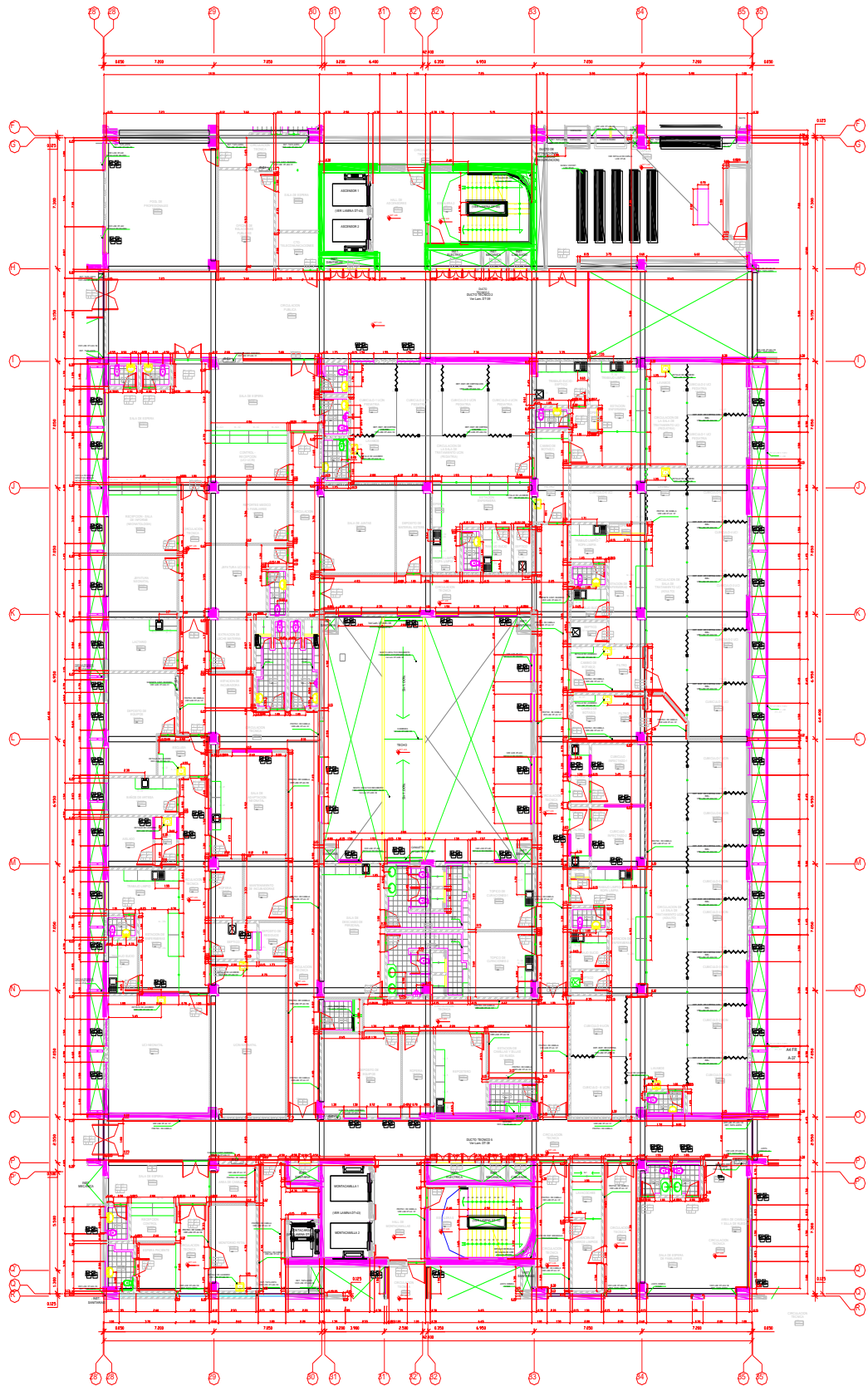


FIGURA N° 3-2 Segunda planta

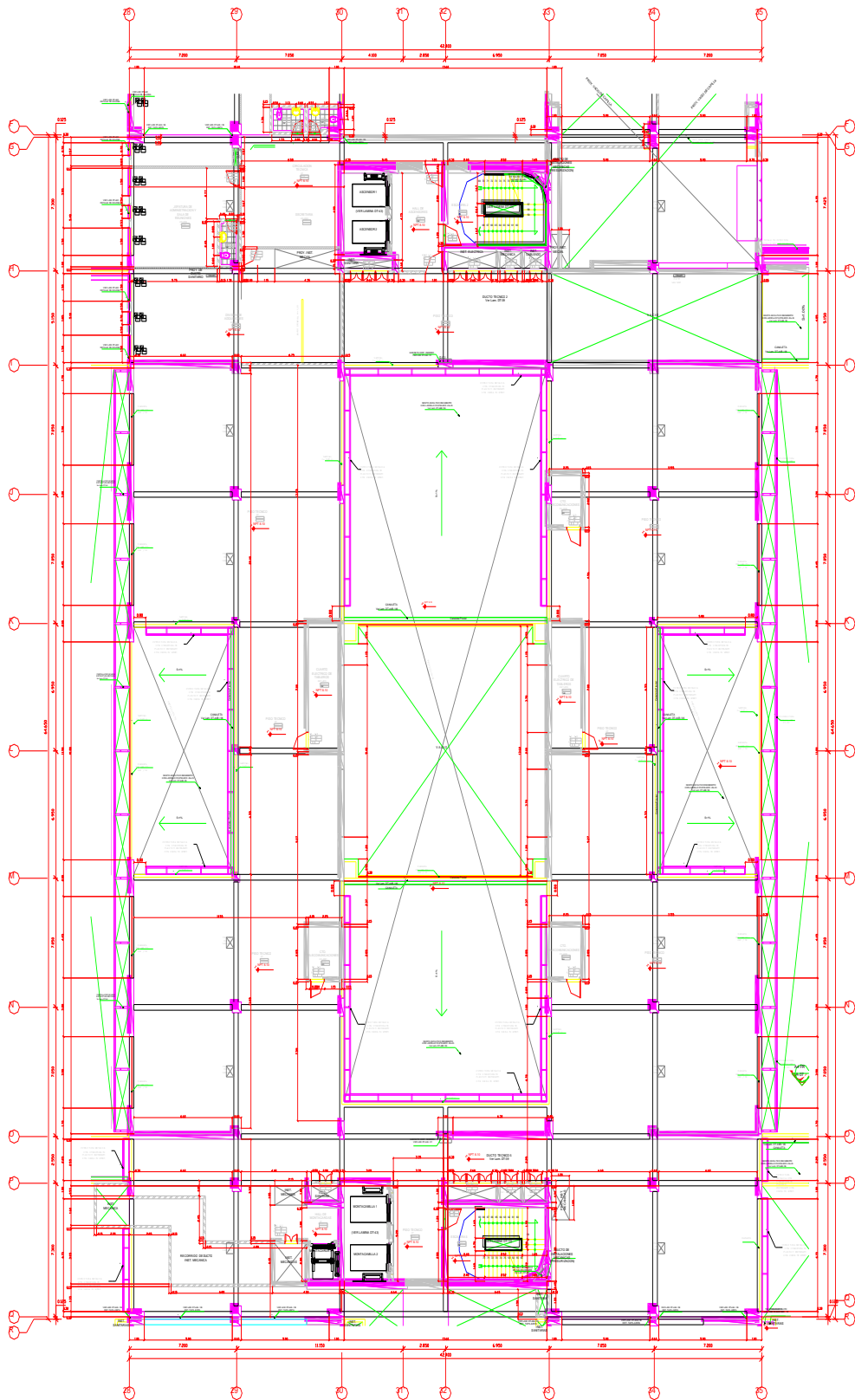


FIGURA N° 3-3 Tercera planta

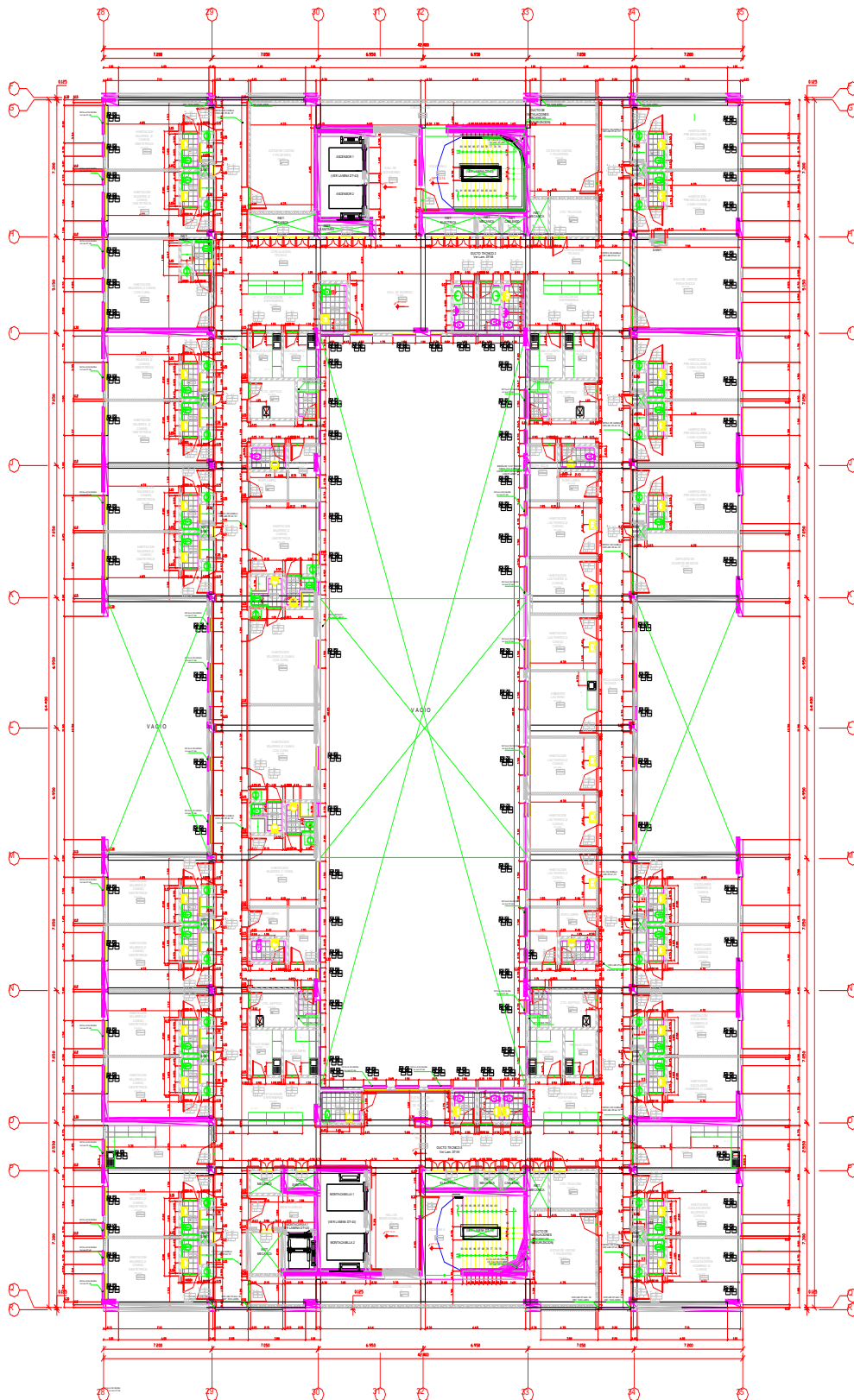


FIGURA N° 3-4 Cuarta planta

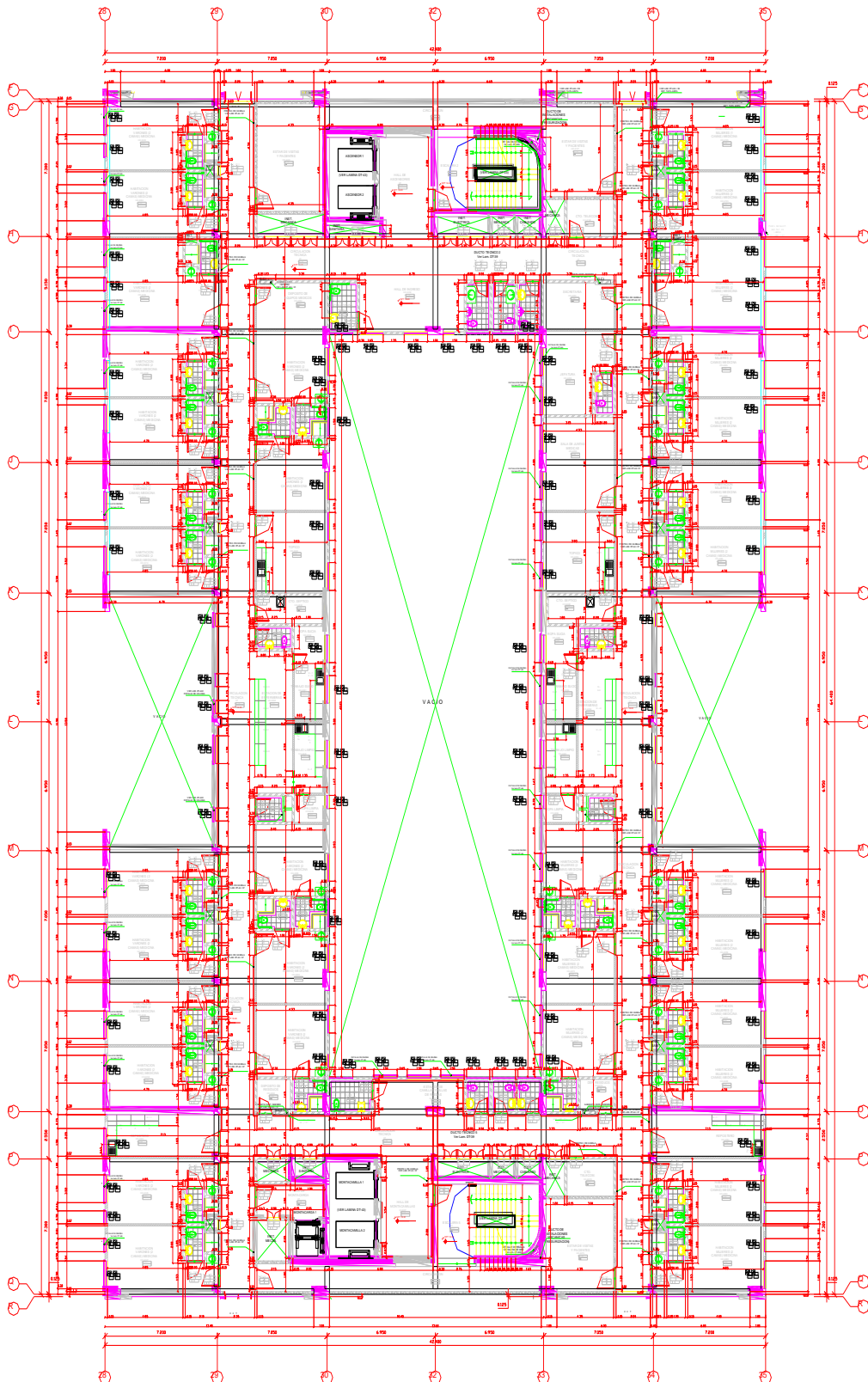


FIGURA N° 3-5 Quinta planta

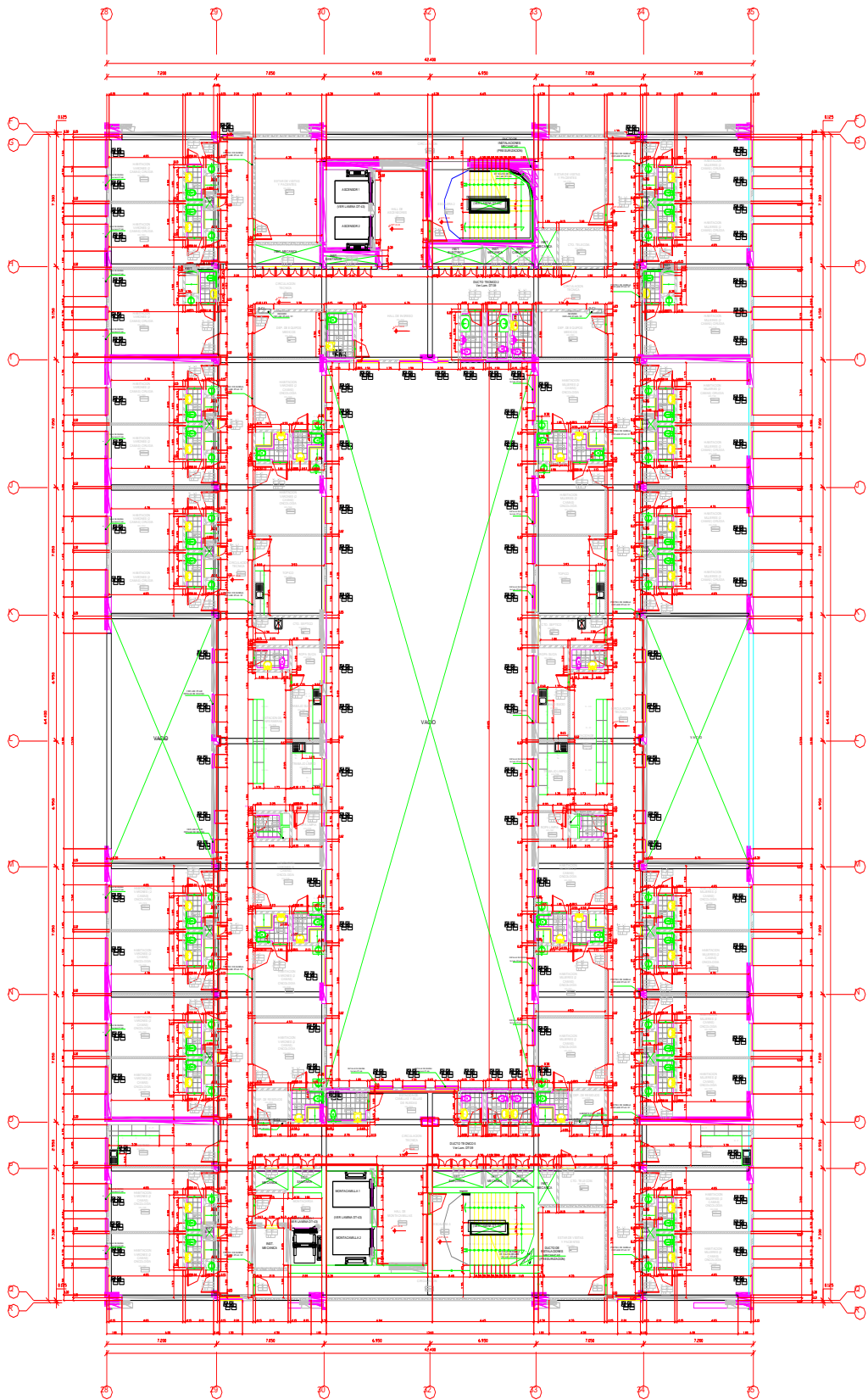


FIGURA N° 3-6 Sexta planta

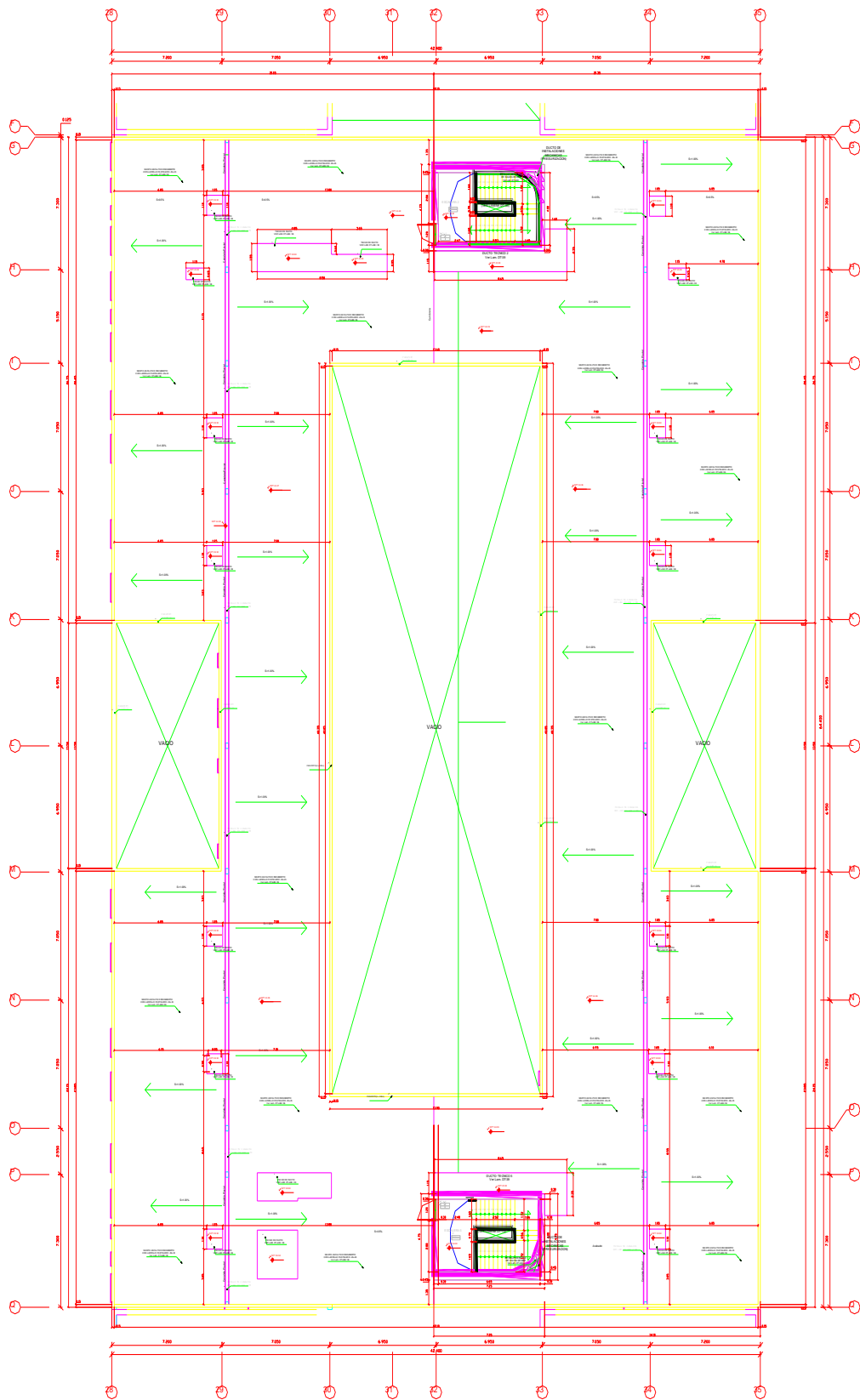


FIGURA N° 3-7 Sétima planta (Azotea)

3.3. ESTRUCTURACIÓN.

3.3.1. ESTRUCTURACIÓN TRADICIONAL

El proyecto está conformado predominantemente por elementos de concreto armado. Los muros estructurales y los pórticos de la edificación resisten las cargas sísmicas actuantes. El sistema empleado es un sistema de muros estructurales.

- Losas de piso:

Se optó por losas macizas de 0.20 m de espesor por motivos de proceso constructivo, ya que por la gran cantidad de tuberías que irán embebidas en las losas, si se emplean de otro tipo, como losas aligeradas en 2 direcciones, la losa propiamente dicha (5 cm), se verá seriamente afectada por estas.

- Columnas:

Se consideraron columnas cuadradas de dimensiones considerables esto para soportar las cargas provenientes de las grandes luces que se tiene en la edificación. Estas están conectadas por vigas para formar los pórticos que en conjunto con los muros de corte soportaran las acciones sísmicas; se obtuvo un total de dos columnas que se describen a continuación.

C-1, de 0.65 x 0.65 m.

C-2, de 0.55 x 0.55 m.

- Vigas:

Las vigas se han considerado las mismas dimensiones tanto para el eje principal como para el secundario esta para tratar de tener una respuesta uniforme ante alguna sollicitación sísmica. En cuanto a vigas perimetrales, por cuestiones arquitectónicas se empleó vigas de gran peralte. En resumen se detallan a continuación las vigas empleadas.

1.35 x 0.30 m. y 0.70x0.30m

Por motivos de asegurar el principio de columna fuerte – viga débil, y para permitir un adecuado proceso constructivo, los empalmes viga – columna se darán siempre de tal manera que los ejes de sus secciones transversales coincidan siempre, facilitando así la futura ejecución de las partidas correspondientes en obra.

- Muros de corte:

Como el sistema estructural corresponde al de muros estructurales, esto conlleva a tener una gran cantidad de estos para rigidizar la estructura y poder resistir las fuerzas sísmicas. Se trabajó con muros de 0.40 m de espesor distribuidos uniformemente en la edificación y sin perder continuidad con respecto a elevación para no caer en irregularidades. Se consideró rigidizar las zonas correspondientes a ascensores y escaleras con muros de corte en su perímetro, formando una especie de núcleos rígidos y se distribuyó estos de manera uniforme para poder obtener un adecuado trabajo de la estructura.

- Escaleras:

No son objeto de estudio en la presente investigación.

- Cimentación:

Las cimentaciones están encargadas de transmitir al terreno las cargas de manera tal que no exceda la capacidad portante o esfuerzo admisible del suelo, asegurando así los factores de seguridad adecuados para las condiciones de estabilidad de la edificación. La cimentación ha sido diseñada en base a zapatas conectadas, zapatas combinadas, zapatas corridas y plateas de cimentación. El suelo sobre el que se cimentará la edificación tiene una capacidad portante de 2.50 kg/cm², además se definió que la profundidad mínima de cimentación de 1.70 m.

- Albañilería:

Se emplearán únicamente como elemento divisorios entre ambientes, mas no como sistema resistente a fuerzas sísmicas. Estos irán debidamente separados de los elementos estructurales (Vigas, columnas y muros de corte). En su mayoría corresponden a muros altos o bajos de 15 cm o por cuestiones arquitectónicas se consideran de 25cm.

3.3.2. ESTRUCTURACIÓN CON AISLAMIENTO SÍSMICO

La superestructura del proyecto está conformada principalmente por elementos de concreto armado. El sistema estructural empleado será el aporticado.

Para la estructuración se tuvo las mismas consideraciones para losas, columnas y vigas descritas en el sistema convencional; a manera de resumen a continuación se describen estos elementos estructurales.

- Losas de piso:

Se optó por losas macizas de 0.20 m de espesor por motivos de proceso constructivo detallados anteriormente.

- Columnas:

Se consideraron columnas cuadradas de dimensiones considerables, esto para soportar las cargas provenientes de las grandes luces que se tiene en la edificación. Cabe resaltar que los pórticos formados trabajarán de manera principal, ya que son estos los que resistirán las sollicitaciones sísmicas. A continuación se detallan las dimensiones de las columnas empleadas:

C-1, de 0.65 x 0.65 m.

C-2, de 0.55 x 0.55 m.

- Vigas:

Se tienen las mismas consideraciones que en el sistema convencional, es decir se tienen las mismas dimensiones tanto para el eje principal como para el secundario y por cuestiones arquitectónicas las vigas perimetrales son de gran peralte. En resumen se detallan a continuación las vigas empleadas.

1.35 x 0.30 m.

0.70 x 0.30 m.

- Muros de corte:

A diferencia de la estructura convencional, en éste diseño no se emplearán muros de corte, ya que se considera que las fuerzas sísmicas serán resistidas por el sistema de aislamiento en forma de deformación, causando que solo una fracción de las fuerzas sísmicas sea transferida a la superestructura, las cuales serán resistidas por las vigas y columnas.

- Escaleras:

No son objeto de estudio en la presente investigación.

- Cimentación:

Las cimentaciones están encargadas de transmitir al terreno las cargas de manera tal que no exceda la capacidad portante o esfuerzo admisible del suelo, asegurando así los factores de seguridad adecuados para las condiciones de estabilidad de la edificación. La cimentación ha sido diseñada en base a zapatas aisladas conectadas con vigas de cimentación. El suelo sobre el que se cimentará la edificación tiene una capacidad portante de 2.50 kg/cm², además se definió que la profundidad mínima de cimentación de 1.70 m.

- Sistema de aislación sísmica.

La disipación de energía en la base de la estructura se realizará mediante aisladores sísmicos, pertenecientes a dispositivos de

disipación de energía pasivos. Se han considerado Aisladores Sísmicos de alto amortiguamiento conformados por caucho modificado con aditivos (tales como aceites, carbón en polvo, resinas, polímeros u otros elementos que le permiten alcanzar un mayor amortiguamiento por sí solos), intercalado con láminas de acero y en la parte superior e inferior se les coloca una placa de acero para confinar el núcleo.

Estos están distribuidos en cada unión de viga - columna del primer nivel. Esta unión se ha considerado como un dado de concreto con suficiente rigidez para poder transferir los esfuerzos al aislador sísmico y además con dimensiones suficientes para su correcto acoplamiento al aislador. De igual manera el aislador en su parte inferior va acoplado a una columna corta la cual se encarga de transferir las fuerzas internas a la cimentación.

- **Albañilería:**

Se emplearán únicamente como elemento divisorios entre ambientes, mas no como sistema resistente a fuerzas sísmicas. Estos irán debidamente separados de los elementos estructurales (vigas y columnas). En su mayoría corresponden a muros altos o bajos de 15 cm o por cuestiones arquitectónicas se consideran de 25cm.

3.4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Se han considerado materiales de distribución común en el mercado.

- Resistencia nominal a la compresión del C° : 280 kg/cm²
- Peso específico del C° : 2,400 kg/m³
- Esfuerzo de fluencia del acero : 4,200 kg/cm²
- Peso específico del acero : 7,850 kg/m³
- Peso Volumétrico de albañilería : 1,800 kg/m³
- Capacidad portante del suelo : 2.50 kg/cm²

3.5. INFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Se ha idealizado la estructura de tal manera que pueda analizarse y diseñarse sin muchas particularidades intrínsecas o características propias de esta, y de alguna manera que trate de reflejar un posible caso real.

- Ubicación : Trujillo – La Libertad.
- Clasificación del suelo : S2 suelos intermedios.
- Número de pisos : 6 pisos + azotea.
- Área de planta : 2,730.56 m².
- Uso : Edificación esencial (Hospital).
- Sobrecarga
 - Sala de operación : 300 kg/m²
 - Laboratorios : 300 kg/m²
 - Zonas de servicio : 300 kg/m²
 - Cuartos : 200 kg/m²
 - Corredores : 400 kg/m²
 - Azotea : 100 kg/m²

3.6. COMBINACIONES DE CARGAS

Se emplearon las siguientes combinaciones:

$$U1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U2 = 1.25(CM + CV + CV_i)$$

$$U3 = 0.9CM \pm 1.25CV_i$$

$$U4 = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U5 = 0.9CM \pm CS$$

$$U6 = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE$$

$$U7 = 0.9CM + 1.7CE$$

$$U8 = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CL$$

$$U9 = 1.05CM + 1.25CV + 1.05CT$$

$$U10 = 1.4CM + 1.4CT$$

Dónde:

CM: Carga muerta.

CV: Carga viva, cargas de impacto, cargas de nieve o granizo.

CV_i: Cargas de viento.

CS: Cargas de sismo.

CE: Cargas debido al peso y empuje de los suelos, la presión ejercida por el agua contenida en el suelo o la presión y peso ejercido por otros materiales.

CL: Cargas debido al peso y presión de los líquidos.

CT: Efectos de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida del concreto, expansión de concretos con retracción compensada o cambios de temperatura.

U: Resistencia requerida para soportar las cargas amplificadas o sus momentos o fuerzas internas.

La resistencia requerida *U* deberá ser igual o mayor que las cargas amplificadas que se indican a continuación, investigando siempre cuando una o más cargas no actúan simultáneamente.

3.7. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

3.7.1. LOSAS MACIZAS.

Debido a que la resistencia y rigidez de este tipo de losas es muy buena y se requieren peraltes reducidos, optaremos por su empleo en los paños donde por criterio consideramos necesario (paños de forma irregular, paños adyacentes a elementos estructurales muy rígidos).

$$h = \frac{lm}{30 + 3\beta} \quad (3.7-1)$$

$$\beta = \frac{lm}{ln} \quad (3.7-2)$$

Dónde:

h = Peralte de la losa maciza

lm = Longitud mayor del paño

ln = Longitud menor del paño

Lm = luz mayor = 7.10 m

Ln = luz menor = 2.85 m

B = 2.49

h = 0.19 m

Por redondeo: **$h = 0.20$ m**

3.7.2. VIGAS.

Las vigas se han dimensionado teniendo en cuenta la luz libre, al ancho tributario y las cargas de acuerdo a la Norma NTP E.0.20 Cargas.

$$h = \frac{ln}{\left(\frac{4}{\sqrt{W_u}}\right)} \quad (3.7-3)$$

$$b = \frac{B}{20} \quad (3.7-4)$$

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV \quad (3.7-5)$$

Dónde:

h = Peralte de la viga.

ln = Luz libre.

b = Ancho de la viga.

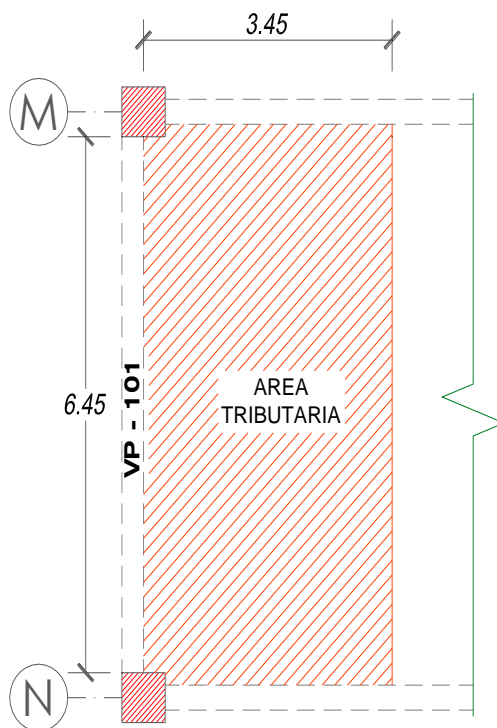
B = Ancho tributario.

W_u = Carga total por unidad de área.

CV = Carga viva.

CM = Carga muerta.

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA VP - 101



$$ln = 645cm$$

$$B = 345cm$$

$$p. losa = 480kg/m^2$$

$$p. acabados = 100kg/m^2$$

$$CM = 480 + 100 = 580kg/m^2$$

$$CV = 300kg/m^2$$

$$Wu = 1.4(580) + 1.7(300)$$

$$W_u = 1322kg/m^2$$

$$h = \frac{645}{\left(\frac{4}{\sqrt{0.1322}}\right)} = 58.63cm$$

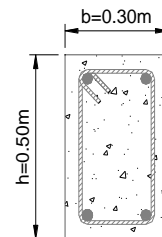
$$b = \frac{345}{20} = 17.25cm$$

Tomando igualdad de rigideces para $b = 30cm$

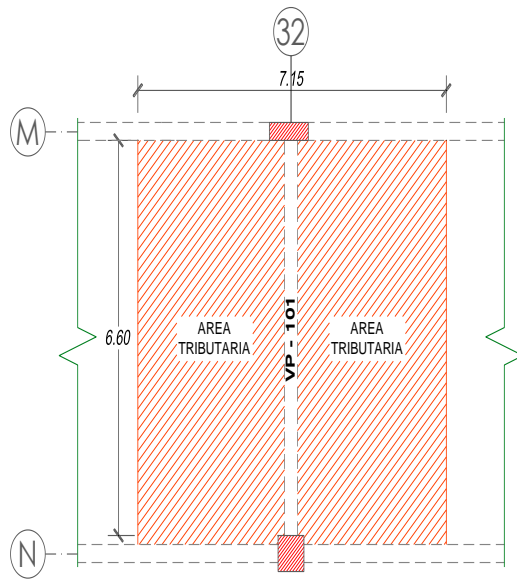
$$17.25 * 58.63^3 = 30 * h^3$$

$$h = 48.75cm$$

La sección propuesta para la viga será de:



PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA VP - 102



$$l_n = 660\text{cm}$$

$$B = 715\text{cm}$$

$$p.\text{losa} = 480\text{kg/m}^2$$

$$p.\text{acabados} = 100\text{kg/m}^2$$

$$CM = 480 + 100 = 580\text{kg/m}^2$$

$$CV = 300\text{kg/m}^2$$

$$W_u = 1.4(580) + 1.7(300)$$

$$W_u = 1322\text{kg/m}^2$$

$$h = \frac{660}{\left(\frac{4}{\sqrt{0.1322}}\right)} = 59.99\text{cm}$$

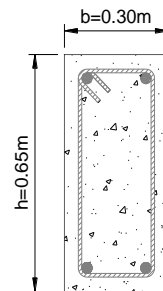
$$b = \frac{715}{20} = 35.75\text{cm}$$

Tomando igualdad de rigideces:

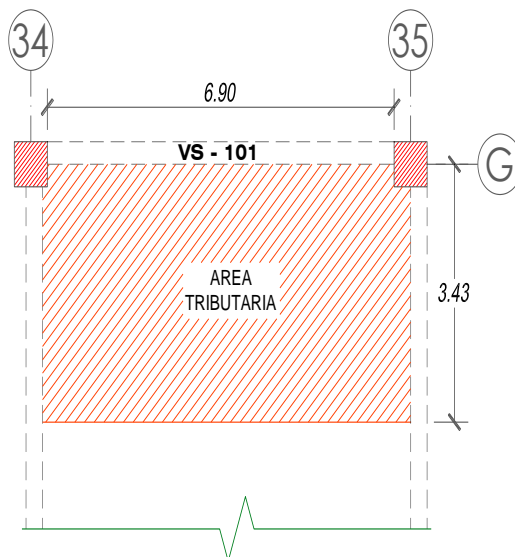
$$35.75 * 59.99^3 = 30 * h^3$$

$$h = 63.60\text{cm}$$

La sección propuesta para la viga será de:



PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA VS - 101



$$l_n = 630\text{cm}$$

$$B = 343\text{cm}$$

$$p.\text{losa} = 480\text{kg/m}^2$$

$$p.\text{acabados} = 100\text{kg/m}^2$$

$$CM = 480 + 100 = 580\text{kg/m}^2$$

$$CV = 300\text{kg/m}^2$$

$$W_u = 1.4(580) + 1.7(300)$$

$$W_u = 1322\text{kg/m}^2$$

$$h = \frac{630}{\left(\frac{4}{0.1322}\right)} = 57.27\text{cm}$$

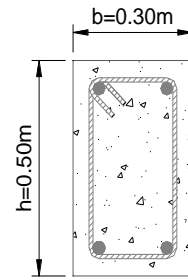
$$b = \frac{343}{20} = 17.15\text{cm}$$

Tomando igualdad de rigideces:

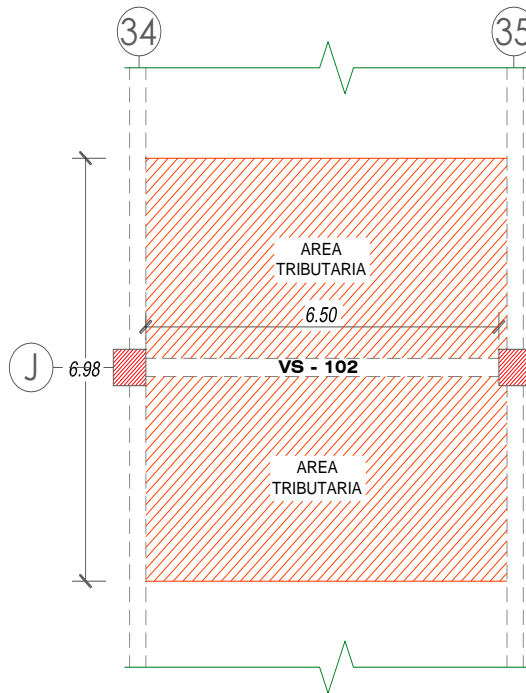
$$17.15 * 57.27^3 = 30 * h^3$$

$$h = 47.53cm$$

La sección propuesta para la viga será de:



PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA VS – 102



$$l_n = 650cm$$

$$B = 698cm$$

$$p. losa = 480kg/m^2$$

$$p. acabados = 100kg/m^2$$

$$CM = 480 + 100 = 580kg/m^2$$

$$CV = 300kg/m^2$$

$$W_u = 1.4(580) + 1.7(300)$$

$$W_u = 1322kg/m^2$$

$$h = \frac{650}{\left(\frac{4}{\sqrt{0.1322}}\right)} = 59.08cm$$

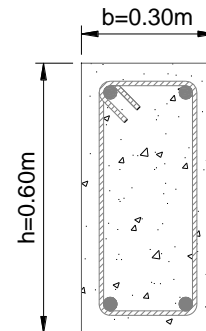
$$b = \frac{698}{20} = 34.90cm$$

Tomando igualdad de rigideces:

$$34.90 * 59.08^3 = 30 * h^3$$

$$h = 62.14cm$$

La sección propuesta para la viga será de:



Cabe resaltar que en esta sección se presenta el método para pre-dimensionar estas secciones pero existe una diferencia entre las secciones propuestas con las secciones finales, ya que después del análisis sísmico se necesitó incrementar las secciones de estas vigas y se uniformizó para obtener una respuesta más uniforme de la estructura.

V1: 1.35 x 0.30 m.

V2: 0.70 x 0.30 m.

3.7.3. COLUMNAS.

Las columnas se han dimensionado siguiendo el método de las áreas tributarias y de acuerdo a la Norma NTP E.0.20 Cargas.

Áreas tributarias según plano de predimensionamiento:

- Para columna tipo C1 = 50.22 m²
- Para columna tipo C2 = 26.15 m²
- Para columna tipo C3 = 24.66 m²
- Para columna tipo C4 = 13.96 m²

Se calculó el peso propio de las vigas, descontado la altura de la losa aligerada de 0.25 m.

Sección	b(m)	h(m)	l(m)	Pe(kg/m ³)	Total (kg)
• VP-101	= 0.30	x 0.30	x 116.80	x 2,400.00	= 25,228.80
• VP-102	= 0.30	x 0.45	x 233.60	x 2,400.00	= 75,686.40
• VS-101	= 0.30	x 0.30	x 76.40	x 2,400.00	= 16,502.40
• VS-102	= 0.30	x 0.40	x 343.80	x 2,400.00	= 99,014.40
TOTAL (kg)					= 216,432.00

Se tiene entonces un peso de vigas por m² = 216,432.00/2,445.50 = 88.50 kg/m².

Por redondeo se asume un valor de 90.00 kg/m².

Luego, realizamos un dimensionamiento referencial de las columnas, con dimensiones b = 0.40 m y d = 0.40 m, con una altura h = 4.05 m.

b(m)	d(m)	h(m)	Pe(kg/m ³)	N° Col	Total (kg)
0.40	x 0.40	x 4.05	x 2,400.00	x 75	= 116,640.00

Se tiene entonces un peso de columnas por m²
 = 116,640.00/2,445.50 = 47.70 kg/m². Por redondeo = 50.00 kg/m².

Para el predimensionamiento de columnas con los datos encontrados emplearemos el siguiente método:

Tipos de columnas:

- C1 = Columna central.
- C2 = Columna extrema de un pórtico interior primario.
- C3 = Columna extrema de un pórtico interior secundario.
- C4 = Columna de esquina.

Fórmula para el dimensionamiento de columnas:

$$b * D = \frac{P}{n * f'_c} \quad (3.7-6)$$

Dónde:

- D = Dimensión en la dirección del análisis sísmico
- b = Dimensión restante
- P = Carga total que soporta la columna.
- f'_c = Resistencia del concreto a compresión
- n = Coeficiente sísmico (**¡Error! No se encuentra el rígen de la referencia.**)

TABLA N° 3-1 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

TIPO DE COLUMNA	UBICACIÓN	PESO "P"
Tipo C1	Columna interior	P= 1.10 PG n= 0.30
Tipo C2 y C3	Columnas extremas	P= 1.25 PG n= 0.25
Tipo C4	Columnas de esquinas	P= 1.50 PG n= 0.20

Dónde:

- P = Peso total de cargas de gravedad (CM, CV)
- PG = Carga total, incluye sismo.

Fórmulas para hallar PG y WT :

$$PG = WT * At \quad (3.7-7)$$

$$WT = CM + CV \quad (3.7-8)$$

Dónde:

- WT = Peso total

At	=	Área tributaria de la columna
CM	=	Carga muerta
CV	=	Carga viva

Obtenemos la carga última (WT) de la azotea:

CM:

• Peso propio de losa	=	480.00 kg/m ²
• Peso de vigas	=	90.00 kg/m ²
• Peso de columnas	=	50.00 kg/m ²
• Peso de acabados	=	100.00 kg/m ²
• Peso de tabiquería	=	100.00 kg/m ²
CM	=	820.00 kg/m²

CV:

• Sobrecarga (RNE E.020)	=	100.00 kg/m ²
CV	=	100.00 kg/m²

$$WT = CM + CV = 920.00 \text{ kg/m}^2$$

Obtenemos la carga última (WT) del 1° al 5° piso:

CM:

• Peso propio de losa	=	480.00 kg/m ²
• Peso de vigas	=	90.00 kg/m ²
• Peso de columnas	=	50.00 kg/m ²
• Peso de acabados	=	100.00 kg/m ²
• Peso de tabiquería	=	100.00 kg/m ²
CM	=	820.00 kg/m²

CV:

• Sobrecarga (RNE E.020)	=	300.00 kg/m ²
CV	=	300.00 kg/m²

$$WT = CM + CV = 1,120.00 \text{ kg/m}^2$$

Las secciones tentativas para las columnas se calculan de la siguiente manera:

- Columna Tipo C1:

$$PG = 1,120.00 * 50.22 * 5 + 920.00 * 50.22 = 327,434.40 \text{ kg}$$

$$P = 1.10 PG$$

$$P = 1.10 \times 327,434.40 = 360,177.84 \text{ kg}$$

$$b * d = 360,177.84 / (0.30 * 280.00) = 4,288.00$$

$$b = 65.00 \text{ cm}$$

$$D = 65.97 \text{ cm}$$

Se considerarán columnas mínimas de 0.65 x 0.65 m.

- Columna Tipo C2:

$$PG = 1,120.00 * 26.15 * 5 + 920.00 * 26.15 = 170,498.00 \text{ kg}$$

$$P = 1.25 PG$$

$$P = 1.25 \times 170,498.00 = 213,122.50 \text{ kg}$$

$$b * d = 213,122.50 / (0.25 * 280.00) = 3,044.60$$

$$b = 55.00 \text{ cm}$$

$$D = 55.36 \text{ cm}$$

Se considerarán columnas mínimas de 0.55 x 0.55 m.

- Columna Tipo C3:

$$PG = 1,120.00 * 24.66 * 5 + 920.00 * 24.66 = 160,783.20 \text{ kg}$$

$$P = 1.25 PG$$

$$P = 1.25 \times 160,783.20 = 200,979.00 \text{ kg}$$

$$b * d = 200,979.00 / (0.25 * 280.00) = 2,871.00$$

$$b = 55.00 \text{ cm}$$

$$D = 52.20 \text{ cm}$$

Se considerarán columnas mínimas de 0.55 x 0.55 m.

- Columna Tipo C4:

$$PG = 1,120.00 * 13.96 * 5 + 920.00 * 13.96 = 91,019.20 \text{ kg}$$

$$P = 1.50 PG$$

$$P = 1.50 * 91,019.20 = 136,528.80 \text{ kg}$$

$$b * d = 136,528.80 / (0.20 * 280.00) = 2,438.00$$

$$b = 50.00 \text{ cm}$$

$$D = 48.76 \text{ cm}$$

Se considerarán columnas mínimas de 0.50 x 0.50 m.

De igual manera que en el caso de vigas, las columnas resultantes por criterios posteriores al análisis sísmico y uniformización se obtuvieron dos tipos de columnas.

C-1, de 0.65 x 0.65 m.

C-2, de 0.55 x 0.55 m.

3.7.4. MUROS DE CORTE.

La principal función de los muros de corte es absorber las fuerzas del sismo, controlando así los desplazamientos laterales. Para poder predimensionar estos elementos debemos suponer que los muros de corte absorben un porcentaje de la fuerza cortante actuante (V_u) que es superior al 75%; para esto se efectúa un análisis sísmico aproximado utilizando el método estático sugerido por la Norma E.030 para obtener así la cortante basal de la estructura. Ésta se repartirá entre los elementos estructurales en ese sentido, que en nuestro caso serán los muros de corte principales de 0.30 m de espesor para ambas direcciones. Los cálculos efectuados fueron los siguientes:

$$Z = 0.40$$

$$U = 1.50$$

$$h_n = 26.30 \text{ m}$$

$$CT = 60$$

$$T = 0.44 \text{ seg}$$

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

$$L_{x,y} = \frac{V}{0.53 * \sqrt{f'c * b}}$$

$$T_p = 0.60$$

$$C = 2.50$$

$$S = 1.20$$

$$R = 6$$

$$P = 15,749.29 \text{ ton}$$

$$V = (0.40 * 1.50 * 2.50 * 1.20) * 15,749,290.00/6 = 4,724,788.43 \text{ kg}$$

$$L = (4,724,788.43)/(0.53 * ((280) ^ (1/2)) * 30.00)/100$$

$$L = 177.58 \text{ m (al 100% de V).}$$

3.8. METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas consiste en estimar las cargas verticales actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen el edificio.

3.8.1. CARGA MUERTA.

- Vigas.

TABLA N° 3-2 METRADO DE CARGAS

1° PISO						
VIGAS	Nº VIGAS	L (m)	b (m)	h (m)	PU. C° (T/m³)	PESO (Ton)
Eje 28	1	43.80	0.30	0.30	2.40	9.46
Eje 29	1	57.50	0.30	0.45	2.40	18.63
Eje 30	1	40.22	0.30	0.45	2.40	13.03
Eje 32	1	37.02	0.30	0.45	2.40	11.99
Eje 33	1	40.22	0.30	0.45	2.40	13.03
Eje 34	1	57.50	0.30	0.45	2.40	18.63
Eje 35	1	43.79	0.30	0.30	2.40	9.46
Eje G	1	38.64	0.30	0.30	2.40	8.35
Eje H	1	38.86	0.30	0.45	2.40	12.59
Eje I	1	18.84	0.30	0.45	2.40	6.10
Eje J	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje K	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje L	1	25.50	0.30	0.45	2.40	8.26
Eje M	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje N	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje O	1	18.84	0.30	0.45	2.40	6.10
Eje P	1	35.56	0.30	0.45	2.40	11.52
Eje Q	1	38.64	0.30	0.30	2.40	8.35
TOTAL						204.89

2° PISO						
VIGAS	Nº VIGAS	L (m)	b (m)	h (m)	PU. C° (T/m³)	PESO (Ton)
Eje 28	1	43.79	0.30	0.30	2.40	9.46
Eje 29	1	57.50	0.30	0.45	2.40	18.63
Eje 30	1	40.22	0.30	0.45	2.40	13.03
Eje 32	1	37.02	0.30	0.45	2.40	11.99
Eje 33	1	40.22	0.30	0.45	2.40	13.03
Eje 34	1	51.05	0.30	0.45	2.40	16.54
Eje 35	1	43.79	0.30	0.30	2.40	9.46
Eje G	1	38.64	0.30	0.30	2.40	8.35
Eje H	1	38.86	0.30	0.45	2.40	12.59
Eje I	1	18.84	0.30	0.45	2.40	6.10
Eje J	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje K	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje L	1	25.50	0.30	0.45	2.40	8.26
Eje M	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje N	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje O	1	18.84	0.30	0.45	2.40	6.10
Eje P	1	35.56	0.30	0.45	2.40	11.52
Eje Q	1	38.64	0.30	0.30	2.40	8.35
TOTAL						202.80

3° PISO						
VIGAS	Nº VIGAS	L (m)	b (m)	h (m)	PU. C° (T/m³)	PESO (Ton)
Eje 28	1	43.80	0.30	0.30	2.40	9.46
Eje 29	1	57.50	0.30	0.45	2.40	18.63
Eje 30	1	40.22	0.30	0.45	2.40	13.03
Eje 32	1	37.02	0.30	0.45	2.40	11.99
Eje 33	1	40.22	0.30	0.45	2.40	13.03
Eje 34	1	57.50	0.30	0.45	2.40	18.63
Eje 35	1	43.79	0.30	0.30	2.40	9.46
Eje G	1	38.64	0.30	0.30	2.40	8.35
Eje H	1	38.86	0.30	0.45	2.40	12.59
Eje I	1	71.49	0.30	0.45	2.40	25.74
Eje J	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje K	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje L	1	25.50	0.30	0.45	2.40	8.26
Eje M	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje N	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje O	1	18.84	0.30	0.45	2.40	6.10
Eje P	1	35.56	0.30	0.45	2.40	11.52

Eje Q	1	38.64	0.30	0.30	2.40	8.35
TOTAL						204.89

4°, 5° y 6° PISO						
VIGAS	Nº VIGAS	L (m)	b (m)	h (m)	PU. C° (T/m³)	PESO (Ton)
Eje 28	1	43.80	0.30	0.30	2.40	9.46
Eje 29	1	57.50	0.30	0.45	2.40	18.63
Eje 30	1	40.22	0.30	0.45	2.40	13.03
Eje 32	1	37.02	0.30	0.45	2.40	11.99
Eje 33	1	40.22	0.30	0.45	2.40	13.03
Eje 34	1	57.50	0.30	0.45	2.40	18.63
Eje 35	1	43.79	0.30	0.30	2.40	9.46
Eje G	1	38.64	0.30	0.30	2.40	8.35
Eje H	1	38.86	0.30	0.45	2.40	12.59
Eje I	1	71.49	0.30	0.45	2.40	25.74
Eje J	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje K	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje L	1	25.50	0.30	0.45	2.40	8.26
Eje M	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje N	1	38.10	0.30	0.45	2.40	12.34
Eje O	1	18.84	0.30	0.45	2.40	6.10
Eje P	1	35.56	0.30	0.45	2.40	11.52
Eje Q	1	38.64	0.30	0.30	2.40	8.35
TOTAL x3						799.18

- Columnas.

COLUMNAS	Nº COL.	L (m)	Área (m²)	PU. C° (T/m³)	PESO (Ton)
C1	34	26.30	0.42	2.40	906.72
C1	4	26.30	0.42	2.40	106.67
C2	16	26.30	0.30	2.40	305.50
C2	2	26.30	0.30	2.40	38.19
C3	10	26.30	0.30	2.40	190.94
C4	4	26.30	0.25	2.40	63.12
TOTAL					1,611.14

- Muros de corte.

Área total de muros de corte distribuidos en ambos ejes = 24.55m²

Peso total de muros de corte = 1,549.34 ton.

- Losas.

TIPO DE LOSA	PISO	e (m)	Área (m ²)	PU. C° (T/m ³)	PESO (Ton)
Maciza	1	0.20	2,403.61	2.40	1,153.73
Maciza	2	0.20	2,387.61	2.40	1,146.05
Maciza	3	0.20	2,403.61	2.40	1,153.73
Maciza	4	0.20	2,403.61	2.40	1,153.73
Maciza	5	0.20	2,403.61	2.40	1,153.73
Maciza	6	0.20	2,403.61	2.40	1,153.73
TOTAL					6,914.72
TECHO DE ESCALERAS					
TIPO DE LOSA	PISO	e (m)	Área (m ²)	PU. C° (T/m ³)	PESO (Ton)
Maciza	Azótea	0.15	66.68	2.40	24.00
TOTAL					24.00

- Acabados.

ACABADOS	PISO	Área (m ²)	Carga RNE E.020 (T/m ²)	PESO (Ton)
	1	2,403.61	0.10	240.36
	2	2,387.61	0.10	238.76
	3	2,403.61	0.10	240.36
	4	2,403.61	0.10	240.36
	5	2,403.61	0.10	240.36
	6	2,403.61	0.10	240.36
	TOTAL			

- Tabiquería.

TABIQUERÍA	PISO	Área (m ²)	Carga RNE E.020 (T/m ²)	PESO (Ton)
	1	2,403.61	0.10	240.36
	2	2,387.61	0.10	238.76
	3	2,403.61	0.10	240.36
	4	2,403.61	0.10	240.36
	5	2,403.61	0.10	240.36
TOTAL				1,200.21

- Cajas de ascensores y escaleras.

CAJAS	TIPO	Área (m ²)	Altura (m)	PU. C° (T/m ³)	PESO (Ton)
	CAJA1	4.16	26.3	2.40	262.58
	CAJA2	6.31	30.35	2.40	459.62
	CAJA3	5.69	26.3	2.40	359.15
	CAJA4	7.69	30.35	2.40	560.14
TOTAL					1,641.49

3.8.2. CARGA VIVA.

- Corredores.

SOBRECARGA (Corredores)	PISO	Área (m ²)	Carga RNE E.020 (T/m ²)	PESO (Ton)
	1	255.23	0.40	102.09
	2	250.08	0.40	100.03
	3	321.92	0.40	128.77
	4	321.92	0.40	128.77
	5	321.92	0.40	128.77
TOTAL				588.43

- Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio.

SOBRECARGA (Resto de ambientes)	PISO	Área (m ²)	Carga RNE E.020 (T/m ²)	PESO (Ton)
	1	2,148.38	0.30	644.51
	2	2,137.53	0.30	641.26
TOTAL				1,285.77

- Áreas de hospitalización.

SOBRECARGA (Resto de ambientes)	PISO	Área (m ²)	Carga RNE E.020 (T/m ²)	PESO (Ton)
	3	2,081.69	0.20	416.34
	4	2,081.69	0.20	416.34
	5	2,081.69	0.20	416.34
TOTAL				1,249.01

- Azotea.

AZOTEA				
SOBRECARGA (Azotea)	PISO	Área (m ²)	Carga RNE E.020 (T/m ²)	PESO (Ton)
	6	2,403.61	0.10	240.36
TOTAL				240.36

3.9. ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON LA NORMA E.030-2006

3.9.1. ETAPA I: PELIGRO SÍSMICO

3.9.1.1. FACTOR DE ZONA (TABLA N° 2-1)

Según se indica en la tabla mencionada, el factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Para el proyecto en mención, para la ciudad de Trujillo según FIGURA N° 2-1 se tienen los siguientes valores.

$$\text{Zona} = 3$$

$$Z = 0.40$$

3.9.1.2. PARÁMETROS DEL SUELO (TABLA N° 2-2).

Este valor es obtenido tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, espesor del estrato, periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de ondas de corte. Para el proyecto en mención se ha clasificado el suelo obteniendo su periodo fundamental y su factor de suelo correspondiente.

$$\text{Tipo de Suelo} = S2$$

$$T_p = 0.60$$

$$S = 1.20$$

3.9.1.3. CÁLCULO FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICO vs. PERIODO "T"

El periodo predominante de la estructura en mención es calculada con la ecuación (2.1-4), con su correspondiente coeficiente CT. A su vez el

factor de amplificación sísmica se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración del suelo

Cálculo del periodo fundamental "T" (ecuación (2.1-4)).

$$h_n = 26.30 \text{ m}$$

$$C_T = 60 \text{ (Muros de corte)}$$

$$T = 0.44 \text{ seg}$$

Cálculo del Factor de Amplificación Sísmica "C" (ecuación(2.1-1)):

$$C = 3.42$$

Por condición del RNE:

$$C = 2.50$$

TABLA N° 3-3 TABULACIÓN FACTOR DE AMPLIFICACIÓN VS. PERIODO

T	C	T	C	T	C	T	C
0.00	2.50	1.00	1.50	1.42	1.06	1.84	0.82
0.60	2.50	1.02	1.47	1.44	1.04	1.86	0.81
0.62	2.42	1.04	1.44	1.46	1.03	1.88	0.80
0.64	2.34	1.06	1.42	1.48	1.01	1.90	0.79
0.66	2.27	1.08	1.39	1.50	1.00	1.92	0.78
0.68	2.21	1.10	1.36	1.52	0.99	1.94	0.77
0.70	2.14	1.12	1.34	1.54	0.97	1.96	0.77
0.72	2.08	1.14	1.32	1.56	0.96	1.98	0.76
0.74	2.03	1.16	1.29	1.58	0.95	2.00	0.75
0.76	1.97	1.18	1.27	1.60	0.94	2.02	0.74
0.78	1.92	1.20	1.25	1.62	0.93	2.04	0.74
0.80	1.88	1.22	1.23	1.64	0.91	2.06	0.73
0.82	1.83	1.24	1.21	1.66	0.90	2.08	0.72
0.84	1.79	1.26	1.19	1.68	0.89	2.10	0.71
0.86	1.74	1.28	1.17	1.70	0.88	2.12	0.71
0.88	1.70	1.30	1.15	1.72	0.87	2.14	0.70
0.90	1.67	1.32	1.14	1.74	0.86	2.16	0.69
0.92	1.63	1.34	1.12	1.76	0.85	2.18	0.69
0.94	1.60	1.36	1.10	1.78	0.84	2.20	0.68
0.96	1.56	1.38	1.09	1.80	0.83	2.22	0.68
0.98	1.53	1.40	1.07	1.82	0.82	2.24	0.67

Siendo el espectro:

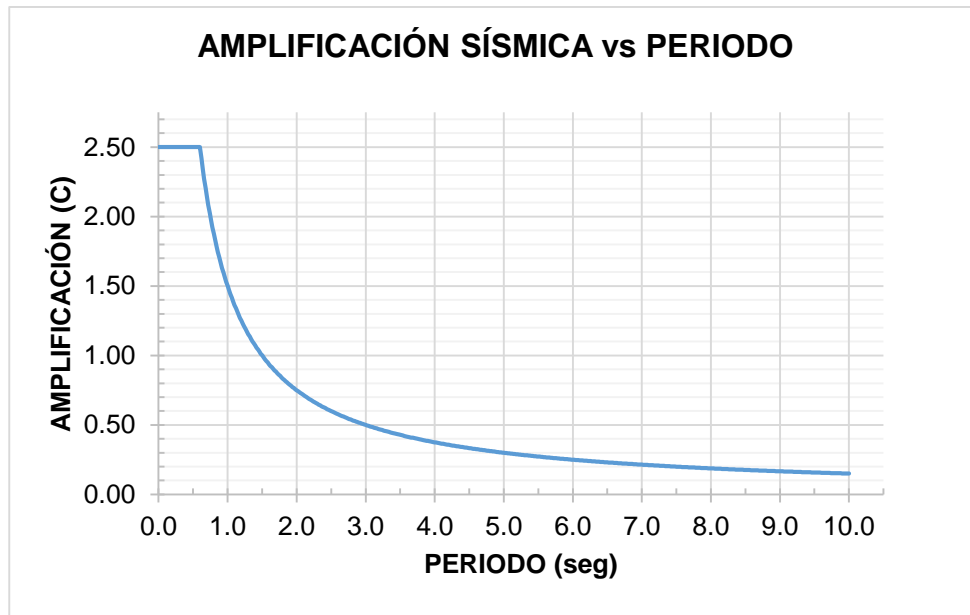


FIGURA N° 3-8 Amplificación Sísmica "C" vs. Período

Factor de escala F.E=1.1722

3.9.1.4. CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN Y FACTOR DE USO "U" (TABLA N° 2-3)

El factor de uso de la estructura viene de la mano con la clasificación de la categoría de la edificación. Para la estructura en estudio se obtuvo los siguientes valores.

Categoría = A (Edificaciones esenciales)

Factor U = 1.50

3.9.2. ETAPA II: CARACTERIZACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

3.9.2.1. DETERMINACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL (TABLA N° 2-6 Y TABLA N° 2-7)

Los sistemas estructurales se clasifican de acuerdo a los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección. En este caso la edificación en estudio se clasifica como:

Sistema Estructural : Muros estructurales

3.9.2.2. DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN “R” (TABLA N° 2-6)

Según la clasificación que se realizó de la edificación, se empleará el siguiente coeficiente de reducción sísmica.

$$R = 6$$

3.9.2.3. DETERMINACIÓN DE IRREGULARIDADES EN LA ESTRUCTURA (PREVIAS AL MODELAMIENTO) (TABLA N° 2-4 Y TABLA N° 2-5)

Con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica, se analizarán las irregularidades que puede presentar la estructura en estudio.

3.9.2.3.1. IRREGULARIDADES EN ALTURA.

- **Irregularidad de piso blando:** Se especifica que la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85% de la correspondiente suma para el entrepiso superior. En la estructura en estudio se presenta continuidad en todos los elementos verticales, a su vez estas no presentan variación en sus dimensiones por piso, causando que no se presente este tipo de irregularidad.
- **Irregularidad de Masa:** Cuando se presenta que la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa del piso adyacente. Se analizará esta irregularidad con el presente cuadro.

TABLA N° 3-4 IRREGULARIDAD DE MASA

PISO	PESO SÍSMICO (ton)	RELACIÓN DE MASAS
PISO 1	2,972.12	109%
PISO 2	2,676.94	102%
PISO 3	2,608.88	100%
PISO 4	2,608.88	100%
PISO 5	2,608.88	113%
PISO 6	2,316.14	

Como se observa en la columna de relación de masas, no se cuenta con un porcentaje de masa que supere el 150%, además este criterio no es aplicable a azoteas. Por lo tanto no se presenta esta irregularidad en la edificación en estudio.

- Irregularidad Geométrica Vertical:** Esta irregularidad se presente cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que el 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente y no es aplicable a azoteas ni en sótanos. La presente edificación cuenta con una distribución regular, como se aprecia en la FIGURA N° 3-12 Configuración en planta., la cual cuenta con una abertura en su centro la que es continua en todos los pisos. Las figuras FIGURA N° 3-10 Corte A-A y B-B representan los cortes A-A y B-B correspondientes, estos representan la continuidad en planta de los elementos estructurales resistentes a cargas laterales (losas).

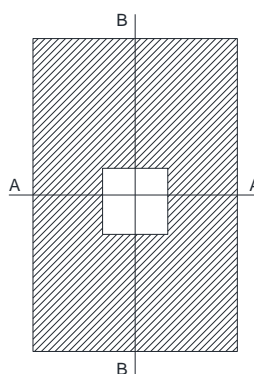


FIGURA N° 3-9 – Distribución en planta

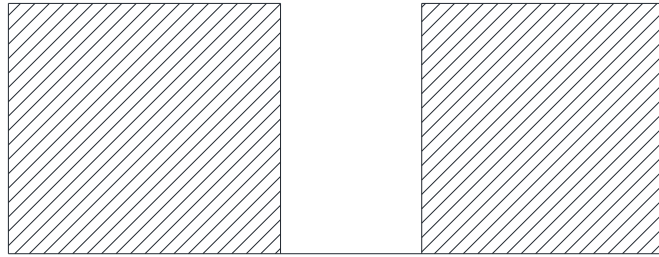


FIGURA N° 3-10 Corte A-A

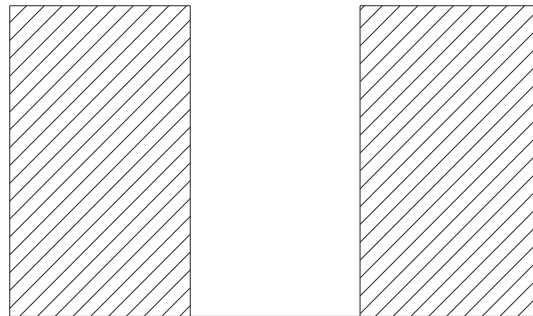


FIGURA N° 3-11 Corte B-B

Como se aprecia en las figuras no se cuenta con variaciones de las dimensiones de la planta que indique una irregularidad geométrica vertical, por lo tanto no se presenta este tipo de irregularidad en la estructura en estudio.

- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes:** Esta irregularidad se presenta por un desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento. La estructura en estudio no presenta este tipo de irregularidad como se puede verificar en los planos estructurales adjuntos.

3.9.2.3.2. IRREGULARIDADES EN PLANTA.

- **Irregularidad torsional:** Esta irregularidad se presenta solo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la TABLA N° 2-8 . Esta irregularidad se analizará en el capítulo de resultados.
- **Esquinas entrantes:** Se presenta esta irregularidad cuando la configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

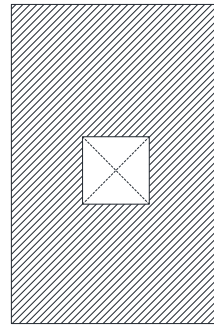
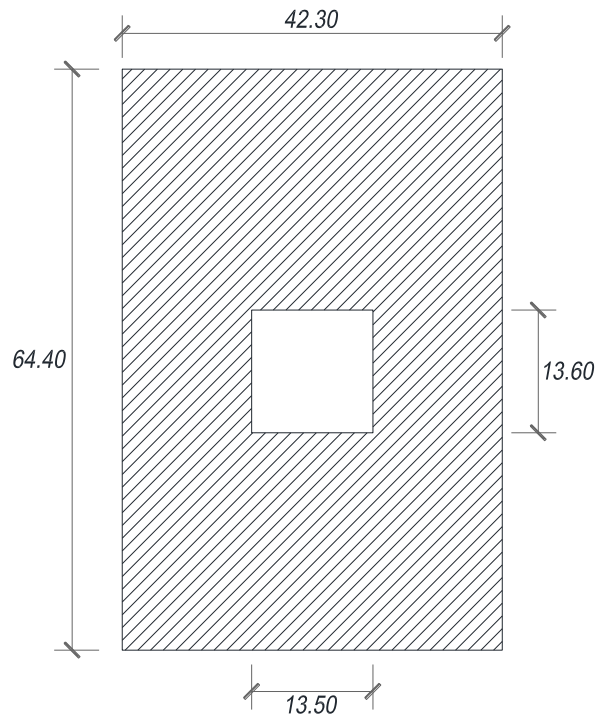


FIGURA N° 3-12 Configuración en planta.

Como se logra apreciar en la figura, no se presentan esquinas entrantes en la configuración de la estructura, por lo tanto no presente este tipo de irregularidad.

- **Discontinuidad del diafragma:** Se presentan en los diafragmas de piso con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores del 50% del área bruta.

**FIGURA N° 3-13** Planta típica 1er – 7 nivel

Área bruta	= $64.40 \times 42.30 = 2,724.12 \text{m}^2$
Área de la abertura	= $13.50 \times 13.60 = 183.60 \text{m}^2$
Relación de áreas	= $2,724.12 / 183.60 = 0.067$

El área de la abertura solo representa un 6.7% del área total de piso, por lo tanto no se presenta una irregularidad de discontinuidad de diafragma rígido ya que no se supera el 50% que estipula la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

3.9.3. ETAPA III: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.9.3.1. DESARROLLO DEL MODELO MATEMÁTICO DE LA ESTRUCTURA.

PESO SÍSMICO

Para detallar un peso sísmico correcto se realizó el siguiente análisis.

Peso Sísmico calculado de manera manual: Artículo 16.3

Peso propio de la edificación = 15,676.94 ton

50% CV (sin CV azotea) = 1,561.61 ton

25% CV azotea = 60.09 ton

P = 17,298.64 ton

Este peso calculado "inicial" corresponde al metrado de todos los elementos estructurales pre-dimensionados, sin ser sometidos a algún análisis.

Peso Sísmico calculado de manera manual post-análisis.

Peso propio de la edificación = 16,456.04 ton

50% CV (sin CV azotea) = 1,561.61 ton

25% CV azotea = 60.09 ton

P = 18,077.73 ton

Este peso corresponde a las secciones finales de los elementos estructurales obtenidas después del análisis en el correspondiente software de diseño (ETABS). Se necesitó incrementar las secciones de vigas y uniformizarlas, pasando de vigas de distintas dimensiones a vigas de 30x70, además se consideró vigas de gran peralte en el perímetro de la estructura así como en perímetros de vacíos y se incrementó el ancho de muros de corte de 0.30m a 0.40m.

PESO SÍSMICO

Peso propio de la edificación = 17,873.28 ton

50% CV (sin CV azotea) = 1,511.15 ton

25% CV azotea = 59.11 ton

P = 19,472.77 ton

Este es el peso obtenido del software estructural ETABS. Se trabajará con este peso para continuar con el diseño sismorresistente ya que consideramos que un mayor peso nos conllevará a resultados más conservadores.

FUERZA CORTANTE EN LA BASE (ecuación (2.1-4))

$$V = 5,841.83 \text{ ton}$$

Comprobación:

$$C/R = 0.417 > 0.125 \text{ (OK)}$$

DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SÍSMICA EN ALTURA (ecuación (2.1-5))

Como $T < 0.7$ seg, emplearemos la siguiente ecuación:

$$F_i = \frac{P_i * h_i}{\sum_{j=1}^n P_j * h_j} * V$$

TABLA N° 3-5 DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SÍSMICA EN ALTURA

PISO	ALTURA (m)	FUERZA SÍSMICA F_i (ton)
PISO 1	6.05	373.64
PISO 2	10.10	626.05
PISO 3	14.15	884.46
PISO 4	18.20	1,153.04
PISO 5	22.25	1,421.43
PISO 6	26.30	1,383.19
TOTAL	26.30	5,841.83

EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL

$$e_x = 0.05 (L_x) = 2.12 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 (L_y) = 3.22 \text{ m}$$

ANÁLISIS ESTÁTICO (NORMA E.30 DISEÑO SISMORRESISTENTE)

Comprobamos de manera preliminar los desplazamientos relativos permisibles:

TABLA N° 3-6 DERIVAS SEGÚN ANÁLISIS ESTÁTICO

SISMO X				SISMO Y			
PISO	DX (mm)	Hi	$\Delta DX/Hi$	PISO	DY (mm)	Hi	$\Delta DY/Hi$
6	90.10	4050	0.0038	6	100.20	4050	0.0037
5	74.70	4050	0.0041	5	85.30	4050	0.0042
4	58.10	4050	0.0042	4	68.30	4050	0.0046
3	41.00	4050	0.0040	3	49.80	4050	0.0046
2	24.90	4050	0.0035	2	31.30	4050	0.0043
1	10.70	6050	0.0018	1	14.00	6050	0.0023
0	0.00	0		0	0.00	0	

ANÁLISIS DINÁMICO (NORMA E.30 DISEÑO SISMORRESISTENTE)

Comprobamos de manera preliminar los desplazamientos relativos permisibles:

TABLA N° 3-7 DERIVAS SEGÚN ANÁLISIS DINÁMICO

SISMO X (espectral)				SISMO Y (espectral)			
PISO	DX (mm)	Hi	$\Delta DX/Hi$	PISO	DY (mm)	Hi	$\Delta DY/Hi$
6	81.20	4050	0.0035	6	80.70	4050	0.0030
5	67.20	4050	0.0037	5	68.50	4050	0.0034
4	52.10	4050	0.0038	4	54.70	4050	0.0037
3	36.70	4050	0.0036	3	39.80	4050	0.0037
2	22.20	4050	0.0031	2	24.90	4050	0.0034
1	9.50	6050	0.0016	1	11.10	6050	0.0018
0	0.00	0		0	0.00	0	

3.9.4. ETAPA IV: VALIDACIÓN DE LA ESTRUCTURA**ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES**

- **Irregularidad torsional:** La edificación en estudio presenta características regulares la cual se ve reflejado en las derivas de entrepiso indicadas en el capítulo anterior. Estas son semejantes en las esquinas que presenta la edificación, por lo tanto no se presenta una variación de estas derivas entre puntos opuestos de un mismo nivel que supere 1.3 veces la menor. Con esto se concluye que no se presenta esta tipo de irregularidad torsional.

FACTOR DE ESCALA

Según el artículo 18.2.c de la Norma E.030: “Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 17.3 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.”

En la siguiente tabla podemos observar que en nuestro caso, el cortante en la dirección XX de análisis dinámico es menor al 80% de la cortante basal estática, por lo que será necesario escalarse según el citado artículo.

TABLA N° 3-8 FACTOR DE ESCALA

Peso total de la edificación	19,472.77
Aceleración análisis estático	0.30
Cortante en la base Análisis estático	5,841.83
Cortante en la base al 80% del Análisis estático	4,673.46
Cortante XX de análisis Dinámico	4,160.08
Cortante YY de Análisis Dinámico	4,583.93
Factor a escalar en XX	1.32
Factor a escalar en YY	1.20

RESUMEN DE CORTANTES

TABLA N° 3-9 RESUMEN DE CORTANTES

	Dirección	Cortante	Factor de Escala
Estática	X	5,841.3	-
	Y		
Dinámica	X	4,673.46	1.12
	Y	4,583.93	1.01

COMPROBACIÓN DE DERIVAS

TABLA N° 3-10 COMPROBACIÓN DE DERIVAS

SISMO X (espectral)					SISMO Y (espectral)				
PISO	DX (mm)	Hi	$\Delta DX/Hi$	DER.	PISO	DY (mm)	Hi	$\Delta DY/Hi$	DER.
6	81.20	4050	0.0035	0.007	6	80.70	4050	0.0030	0.007
5	67.20	4050	0.0037	0.007	5	68.50	4050	0.0034	0.007
4	52.10	4050	0.0038	0.007	4	54.70	4050	0.0037	0.007
3	36.70	4050	0.0036	0.007	3	39.80	4050	0.0037	0.007
2	22.20	4050	0.0031	0.007	2	24.90	4050	0.0034	0.007
1	9.50	6050	0.0016	0.007	1	11.10	6050	0.0018	0.007
0	0.00	0			0	0.00	0		

Todas las derivas de entrepiso tanto para la dirección X como para Y están por debajo de lo que permite la Norma para el sistema de muros estructurales.

JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA

No será menor que los siguientes valores:

$$s = 3 + 0.004(h - 500) = 3 + 0.004(2630 - 500) = 11.52 \text{ cm}$$

$$s = \frac{2}{3} D_{max} = \frac{2}{3} 81.20 \text{ mm} = 5.41 \text{ cm}$$

$$s > 3 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la junta de separación sísmica será de 12 cm.

3.10. ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON PROYECTO DE NORMA E.030-2014

Para el cálculo de los parámetros sísmicos se trabaja con la Norma ASCE/SEI 7-10 como indica el Proyecto de Norma. Estos parámetros son detallados a continuación.

3.10.1. ETAPA I: PELIGRO SÍSMICO

3.10.1.1. FACTOR DE ZONA (TABLA N° 2-10).

El territorio nacional ahora se ha dividido en cuatro zonas. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en el suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Para la ciudad de Trujillo según la FIGURA N° 2-2 se tienen los siguientes valores. Estos son los valores con los cuales se diseñará la superestructura

$$\begin{aligned} \text{Zona} &= 4 \\ Z &= 0.45 \end{aligned}$$

Para diseñar el sistema de aislamiento, se utiliza el Sismo Máximo Creíble (MCER) o sismo que tiene el 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años, para lo cual al factor de zona se le tiene que multiplicar por (1.5), con esto el factor de zona tiene los siguientes valores.

$$\begin{aligned} \text{Zona} &= 4 \\ Z &= 0.675 \end{aligned}$$

3.10.1.2. PARÁMETROS DEL SUELO (TABLA N° 2-13).

Este valor se obtiene tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, la velocidad promedio de las ondas de corte, N60, ensayo SPT. Para el proyecto en mención se ha clasificado el suelo obteniendo su periodo fundamental y sus factores T_p y T_L correspondientes.

$$\begin{aligned} \text{Tipo de Suelo} &= S2 \\ S &= 1.05 \\ T_p &= 0.60 \\ T_L &= 2.00 \end{aligned}$$

3.10.1.3. CÁLCULO FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICO vs. PERIODO "T"

El periodo fundamental de la estructura en mención es calculada con la ecuación (2.1-19), con su correspondiente coeficiente CT. A su vez el factor de amplificación sísmica se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración del suelo

Cálculo del periodo fundamental "T" (ecuación (2.1-19)):

$$h_n = 26.30 \text{ m}$$

$$C_T = 60 \text{ (Muros de corte)}$$

$$T = 0.44 \text{ seg}$$

Cálculo del Factor de Amplificación Sísmica "C" (ecuación (2.1-13)(2.1-1):

$$C = 2.57$$

Por condición del RNE:

$$C = 2.50$$

Por condición de estructuras aisladas sísmicamente, este coeficiente deberá ser igual a 1.0 ya que para los periodos propios de la aislación, no existe amplificación de la aceleración máxima.

$$C = 1.0$$

TABLA N° 3-11 TABULACIÓN FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA VS. PERIODO (PROYECTO DE NORMA)

T	C	T	C	T	C	T	C
0.00	2.50	1.00	1.50	1.42	1.06	1.84	0.82
0.60	2.50	1.02	1.47	1.44	1.04	1.86	0.81
0.62	2.42	1.04	1.44	1.46	1.03	1.88	0.80
0.64	2.34	1.06	1.42	1.48	1.01	1.90	0.79
0.66	2.27	1.08	1.39	1.50	1.00	1.92	0.78
0.68	2.21	1.10	1.36	1.52	0.99	1.94	0.77
0.70	2.14	1.12	1.34	1.54	0.97	1.96	0.77
0.72	2.08	1.14	1.32	1.56	0.96	1.98	0.76
0.74	2.03	1.16	1.29	1.58	0.95	2.00	0.75
0.76	1.97	1.18	1.27	1.60	0.94	2.02	0.74
0.78	1.92	1.20	1.25	1.62	0.93	2.04	0.74
0.80	1.88	1.22	1.23	1.64	0.91	2.06	0.73
0.82	1.83	1.24	1.21	1.66	0.90	2.08	0.72
0.84	1.79	1.26	1.19	1.68	0.89	2.10	0.71
0.86	1.74	1.28	1.17	1.70	0.88	2.12	0.71
0.88	1.70	1.30	1.15	1.72	0.87	2.14	0.70
0.90	1.67	1.32	1.14	1.74	0.86	2.16	0.69
0.92	1.63	1.34	1.12	1.76	0.85	2.18	0.69
0.94	1.60	1.36	1.10	1.78	0.84	2.20	0.68
0.96	1.56	1.38	1.09	1.80	0.83	2.22	0.68
0.98	1.53	1.40	1.07	1.82	0.82	2.24	0.67

Siendo el espectro:

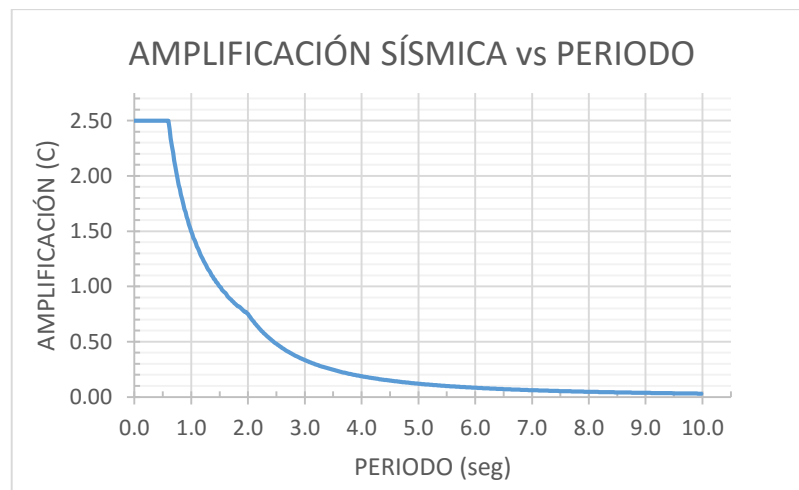


FIGURA N° 3-14 Amplificación Sísmica "C" vs Periodo (Proyecto de Norma)

Factor de escala F.E = 4.6352 (para estructura aislada)

Factor de escala F.E = 2.3176 (para diseño de superestructura)

3.10.1.4. CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN Y FACTOR DE USO “U” (2.1-14)

Para el diseño de estructuras aisladas el factor de uso será 1.0, dado que al dimensionar los aisladores no se utiliza un factor de Reducción R.

La categoría que toma la edificación es la siguiente.

Categoría = A1 (Edificaciones esenciales)

Factor U = 1.00 (Estructura con aislamiento sísmico).

3.10.2. ETAPA II: CARACTERIZACIÓN DE LA EDIFICACIÓN**3.10.2.1. DETERMINACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL ((2.1-16) Y(2.1-17))**

El sistema estructural independiente de su sistema de aislamiento es el siguiente.

Sistema Estructural : Aporticado

3.10.2.2. DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN “R” SEGÚN NORMA ASCE.

Es el factor de reducción que depende del tipo de estructura. Al tratarse de estructuras aisladas, las cuales se considera que deberán mantenerse en el rango elástico ante el sismo de diseño, no se deberá usar un factor de reducción mayor a 2 para la superestructura.

R = 1 Para diseño de aisladores sísmicos

R = 2 Para diseño de superestructura

3.10.2.3. DETERMINACIÓN DE IRREGULARIDADES EN LA ESTRUCTURA (PREVIAS AL MODELAMIENTO) ((2.1-18) Y (2.1-19))

Según TABLA N° 2-20 las zonas 4, 3 y 2 en donde la categoría de la edificación pertenezca a A1 o A2, no se permiten irregularidades, estas irregularidades serán detalladas a continuación.

3.10.2.3.1. IRREGULARIDADES EN ALTURA.

- **Irregularidad de rigidez – piso blando:** Existe esta irregularidad cuando la deriva de entrepiso es mayor a 1.4 veces la deriva del piso superior. Y es considerada **Irregularidad extrema de rigidez** cuando esta diferencia de derivas es superior a 1.6 veces. Estas irregularidades serán estudiadas en el capítulo de resultados.
- **Irregularidad de resistencia – Piso débil:** Existe esta irregularidad cuando la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia de entrepiso inmediato superior. Y es considerada **Irregularidad extrema de resistencia** cuando la diferencia de estas resistencias es inferior al 65%. Estas irregularidades serán estudiadas en el capítulo de resultados.
- **Irregularidad de masa o peso:** Se considera que existe esta irregularidad cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso del piso adyacente. Se exceptúan los techos cuyo peso sea inferior al del piso inmediato superior.

**TABLA N° 3-12 IRREGULARIDAD DE MASA O PESO
(PROYECTO DE NORMA)**

PISO	PESO SÍSMICO (ton)	RELACIÓN DE PESOS S.
S. AISL.	2865.90	99%
PISO 1	2880.20	101%
PISO 2	2827.58	99%
PISO 3	2834.47	99%
PISO 4	2835.67	100%
PISO 5	2835.67	128%
PISO 6	2241.26	

Como se aprecia en el cuadro anterior, extraído del software ETABS, no se cuenta con esta irregular ya que ningún peso sísmico por piso es superior en 1.5 veces el peso sísmico del piso superior.

- **Irregularidad geométrica vertical:** Esta irregularidad se presenta cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Esta irregularidad fue estudiada para la misma estructura con base empotrada en el capítulo 0, en la cual se concluye que no se presenta con esta irregularidad.
- **Discontinuidad de los Sistemas Resistentes:** Se califica como irregular cuando un elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante tiene un desalineamiento vertical, y se presenta una **Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes** cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en líneas anteriores, supere el 50% de la fuerza cortante total.. En la FIGURA N° 3-12 Configuración en planta., se detalla la uniformidad de todos los pisos y la continuidad de los elementos verticales, concluyendo que no se cuenta con este tipo de irregularidad.

3.10.2.3.2. IRREGULARIDAD EN PLANTA

- **Irregularidad torsional:** Existe esta irregularidad cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor a 1.5, y es **Irregularidad torsional extrema** cuando esta diferencia es mayor a 3.0 veces el desplazamiento relativo del extremo opuesto del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Esta irregularidad será analizada en el capítulo de resultados.
- **Esquinas Entrantes:** Esta irregularidad fue estudiada en el capítulo 3.9.2.3.2, en la cual se concluye que la edificación en estudio no presenta esta irregularidad ya que presenta una configuración rectangular y uniforme en planta.

- **Discontinuidad del diafragma:** De igual manera que la irregularidad anterior, esta característica fue analizada en el capítulo 3.9.2.3.2, donde se presenta lo siguiente:

$$\text{Área bruta} = 64.40 \times 42.30 = 2,724.12 \text{m}^2$$

$$\text{Área de la abertura} = 13.50 \times 13.60 = 183.60 \text{m}^2$$

$$\text{Relación de áreas} = 2,724.12 / 183.60 = 0.067$$

Concluyendo que el área de la abertura al representar solo un 6.7% del área total de piso no se presenta este tipo de irregularidad ya que no se supera el 50% que estipula la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

- **Sistemas no paralelos:** Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos.

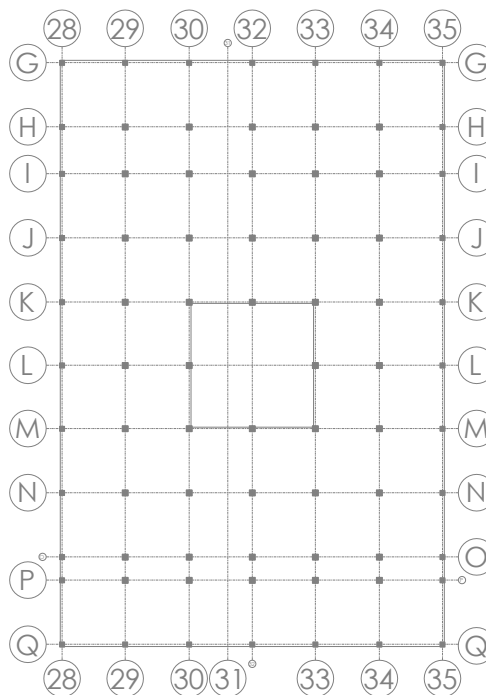


FIGURA N° 3-15 – Ejes

Tal como se muestra en la figura N° 3-13, la distribución de ejes y elementos estructurales resistentes a fuerzas laterales son paralelos, concluyendo que en la presente estructura en estudio no cuenta con esta irregularidad

3.10.3. ETAPA III: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.10.3.1. DESARROLLO DEL MODELO MATEMÁTICO DE LA ESTRUCTURA

PESO SÍSMICO

Peso propio de la edificación	=	17,211.86 ton
50% CV (sin CV azotea)	=	2,022.80 ton
25% CV azotea	=	59.11 ton

$$\mathbf{P = 19,293.77 \text{ ton}}$$

Este es el peso obtenido del software estructural ETABS. Se trabajará con este peso para continuar con el diseño sismorresistente ya que consideramos que un mayor peso nos conllevará a resultados más conservadores.

FUERZA CORTANTE EN LA BASE (ecuación (2.1-4))

$$V = 4,263.92 \text{ ton}$$

ANÁLISIS DINÁMICO (NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES.)

- Comprobamos de manera preliminar los desplazamientos relativos permisibles para un espectro con 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años:

TABLA N° 3-13 COMPROBACIÓN PRELIMINAR DE DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES PARA UN ESPECTRO CON 10% DE PROBABILIDAD DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS

SISMO X (espectral)				SISMO Y (espectral)			
PISO	DX (cm)	Hi	$\Delta DX/Hi$	PISO	DY (cm)	Hi	$\Delta DY/Hi$
7	30.68	4050	0.0001	7	27.27	4050	0.0000
6	30.43	4050	0.0001	6	27.10	4050	0.0001
5	29.96	4050	0.0002	5	26.76	4050	0.0001
4	29.26	4050	0.0002	4	26.25	4050	0.0002
3	28.28	4050	0.0003	3	25.52	4050	0.0003
2	26.93	6050	0.0007	2	24.49	6050	0.0005
1	24.29	50	0.0040	1	22.35	50	0.0037
0	0	0		0	0	0	

Las derivas de entrepiso por encima del nivel de aislamiento están cumpliendo por ser menores a las establecidas por la Norma 0.007, a diferencia del primer nivel que corresponde al sistema de aislamiento donde su deformación se encuentra dentro de los límites establecidos por el ASCE.

- Comprobamos de manera preliminar los desplazamientos relativos permisibles para un espectro con 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años:

TABLA N° 3-14 COMPROBACIÓN PRELIMINAR DE DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES PARA UN ESPECTRO CON 2% DE PROBABILIDAD DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS

SISMO X (espectral)				SISMO Y (espectral)			
PISO	DX (cm)	Hi	$\Delta DX/Hi$	PISO	DY (cm)	Hi	$\Delta DY/Hi$
7	46.03	4050	0.0001	7	40.91	4050	0.0001
6	45.05	4050	0.0002	6	40.64	4050	0.0001
5	44.94	4050	0.0003	5	40.14	4050	0.0002
4	43.88	4050	0.0004	4	39.37	4050	0.0003
3	42.41	4050	0.0005	3	38.28	4050	0.0004
2	40.39	6050	0.0010	2	36.73	6050	0.0008
1	36.44	50	0.0060	1	33.52	50	0.0055
0	0	0		0	0	0	

3.10.4. ETAPA IV: VALIDACIÓN DE LA ESTRUCTURA**TABLA N° 3-15 COMPROBACIÓN DE DERIVAS**

SISMO X (espectral)					SISMO Y (espectral)				
PISO	DX (cm)	Hi	$\Delta DX/Hi$	DER	PISO	DY (cm)	Hi	$\Delta DY/Hi$	
7	30.68	4050	0.0001	0.007	7	27.27	4050	0.0000	0.007
6	30.43	4050	0.0001	0.007	6	27.10	4050	0.0001	0.007
5	29.96	4050	0.0002	0.007	5	26.76	4050	0.0001	0.007
4	29.26	4050	0.0002	0.007	4	26.25	4050	0.0002	0.007
3	28.28	4050	0.0003	0.007	3	25.52	4050	0.0003	0.007
2	26.93	6505	0.0007	0.007	2	24.49	5250	0.0005	0.007
1	24.29	50	0.0040		1	22.35	50	0.0037	
0	0	0			0	0	0		

Todas las derivas de entrepiso tanto para la dirección X como para Y están por debajo de lo que permite la Norma para el sistema aporticado.

JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA

La separación mínima entre la estructura aislada y que rodean los muros de contención y otros obstáculos fijos no deberá ser menor que el máximo desplazamiento total

$$S = 45 \text{ cm}$$

4. RESULTADOS.

4.1. ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE ESTRUCTURAS PROYECTADAS

TABLA N° 4-1 ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE ESTRUCTURAS PROYECTADAS

HOSPITAL UPAO – NTE E.030		HOSPITAL UPAO – PROYECTOR DE NORMA E.030	
1. ETAPA 1: Peligro sísmico.			
<ul style="list-style-type: none"> Factor de zona Parámetros de suelo Factor amplificación sísmica Categoría de la edificación Factor de uso 	<p>Z = 3 Z = 0.40 S2 TP = 0.60 S = 1.20</p> <p>C = 2.50 A (Edificación Esencial) U = 1.50</p>	<ul style="list-style-type: none"> Factor de zona Parámetros de suelo Factor amplificación sísmica Categoría de la edificación Factor de uso 	<p>Z = 4 Z = 0.40 S2 S = 1.05 TP = 0.60 TL = 2.00 C = 1.00 A1 U = 1.00</p>
2. ETAPA 2: Caracterización de la edificación.			
<ul style="list-style-type: none"> Sistema Estructural Coeficiente de Reducción sísmica Irregularidades 	<p>Muros Estructurales R = 6</p> <p>Regular</p>	<ul style="list-style-type: none"> Sistema Estructural Coeficiente de Reducción sísmica <ul style="list-style-type: none"> Subestructura. Superestructura. Irregularidades 	<p>Aporticado</p> <p>R = 1 R = 2 Regular</p>
3. ETAPA 3: Análisis estructural.			
<ul style="list-style-type: none"> La edificación resultante está conformada por elementos de concreto armado. Los muros estructurales y los pórticos de la 		<ul style="list-style-type: none"> La edificación resultante está conformada predominantemente por elementos de concreto armado. El sistema estructural 	

<p>edificación resisten a las cargas sísmicas actuantes. El sistema empleado es un sistema de muros estructurales.</p> <ul style="list-style-type: none"> • LOSAS: Losas macizas de 0.20m de espesor, optada por motivos de proceso constructivo, para facilitar la instalación de tuberías que atravesarán las mismas. • COLUMNAS: Se obtuvieron 3 tipos de columnas: C-1 (0.65x0.65m) interiores. C-2 (0.55x0.55m) laterales. C-3 (0.55x0.55m) laterales La variación entre la C-2 y C-3 corresponde al acero asignado para estas • VIGAS: Se obtuvieron 2 tipos de vigas: 1.35x0.30m 0.70x0.30m La nomenclatura de estas vigas en la edificación varía por nivel y por ubicación respecto a arquitectura. • MUROS DE CORTE: Se obtuvo un total de 163.9ml de muros de corte distribuidos en ambos sentidos, manteniendo un ancho de 0.40m para todos estos. • CIMENTACION: Está conformada por plateas de cimentación de peralte general de 100 cm de espesor, 180 cm de espesor en las secciones más esforzadas; zapatas combinadas, zapatas corridas y zapatas aisladas de 60cm de peralte unidas en 	<p>empleado es el aporticado, ya que en la subestructura se tiene un sistema de aisladores sísmicos, por lo cual se requiere un sistema estructural que no presente una alta rigidez.</p> <ul style="list-style-type: none"> • LOSAS: Losas macizas de 0.20m de espesor, optada por motivos de proceso constructivo, para facilitar la instalación de tuberías que atravesarán las mismas. • COLUMNAS: Se obtuvieron 2 tipo de columnas: C-1 (0.65x0.65m) interiores. C-2 (0.55x0.55m) laterales. • VIGAS: Se obtuvieron 2 tipos de vigas: 1.35x0.30m 0.70x0.30m La nomenclatura de estas vigas en la edificación varía por nivel y por ubicación respecto a arquitectura. • MUROS DE CORTE: No se es necesario la inclusión de estos elementos estructurales, ya que al contar con el sistema de aislación en la base, este disipa gran parte de la energía de sismo en forma de desplazamiento, causando que la superestructura no necesite ser rígida ante sismos. • CIMENTACIÓN: Está conformada en su totalidad por zapatas aisladas de 250x250cm unidas con vigas de cimentación de 40x80cm y columnas cortas donde se empotran los aisladores y transfieren las fuerzas internas a la cimentación.
--	--

general con una viga de cimentación de 65x180cm con la finalidad de uniformizar esfuerzos.

- **PESO DE LA ESTRUCTURA:** El peso sísmico según Norma (100%CM+50%CV+25%Cv techo) = **19,472.77 ton**
- **ANALISIS ESTÁTICO:** Se ha realizado este método según como indica la Norma NTE. E.030, la cual consiste en la representación de las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación. A continuación se presenta los desplazamientos y derivas de entrepiso que se obtuvo de este análisis.

SISMO X			
PISO	DY (mm)	Hi	ΔDY/Hi
6	90.10	4050	0.0038
5	74.70	4050	0.0041
4	58.10	4050	0.0042
3	41.00	4050	0.0040
2	24.90	4050	0.0035
1	10.70	6050	0.0018
0	0.00	0	

- **PESO DE LA ESTRUCTURA:** El peso sísmico según Norma (100%CM+50%CV+25%Cv techo) = **19,293.77 ton**
Hay que tomar en cuenta que se está considerando el entramado de vigas del primer nivel que se encontraría por encima del sistema de aislamiento, entramado que no se presenta en el sistema tradicional.
- **ANALISIS ESTÁTICO:** No aplica este procedimiento a la estructura en cuestión, ya que según el ASCE/SEI 7-10 “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010, el cual en su capítulo 17.4.1 *PROCEDIMIENTO FUERZA LATERAL EQUIVALENTE*, indica, entre uno de sus requisitos de aplicabilidad, que la estructura en análisis debe tener sobre el aislamiento una altura inferior o igual a cuatro pisos o 19.8 m. El Hospital UPAO cuenta con 26.30m.

SISMO Y			
PISO	DX (mm)	Hi	$\Delta DX/H_i$
6	100.20	4050	0.0037
5	85.30	4050	0.0042
4	68.30	4050	0.0046
3	49.80	4050	0.0046
2	31.30	4050	0.0043
1	14.00	5250	0.0023
0	0.00	0	

- **FUERZA CORTANTE:** 5,841.883 ton

- **ANALISIS DINÁMICO:** Se ha realizado este método según como indica la Norma NTE E.030, la cual consiste en procedimientos de combinación espectral anteriormente detallados en el Capítulo 2.1 DESCRIPCIÓN DE LA NORMATIVIDAD A EMPLEARSE.

- **ANALISIS DINÁMICO:** Se ha realizado este método según como indica la Norma ASCE/SEI 7-10, respetando lo que indica en su capítulo 17. Cabe resaltar que se trabajó con dos factores de reducción para la generación de espectros. $R = 1$ para analizar los aisladores pre-dimensionados (Anexo N°06), y $R = 2$ para el diseño en concreto armado de la superestructura. El número de pisos se ha incrementado ya que se ha considerado como piso 1 el nivel que esa por encima del sistema de aislación.

SISMO X (espectral)			
PISO	DX (mm)	Hi	ΔDX/Hi
6	81.20	4050	0.0035
5	67.20	4050	0.0037
4	52.10	4050	0.0038
3	36.70	4050	0.0036
2	22.20	4050	0.0031
1	9.50	6050	0.0016
0	0.00	0	

SISMO Y (espectral)			
PISO	DY (mm)	Hi	ΔDY/Hi
6	80.70	4050	0.0030
5	68.50	4050	0.0034
4	54.70	4050	0.0037
3	39.80	4050	0.0037
2	24.90	4050	0.0034
1	11.10	6050	0.0018
0	0.00	0	

- **PERIODO:** Periodo fundamental = 0.40seg
- **CORTANTE BASAL:**
 X-X = 4,160.08 ton
 Y-Y = 4,583.93 ton

Análisis espectral con 10% de ser excedido en 50 años.

SISMO X (espectral)			
PISO	DX (cm)	Hi	ΔDX/Hi
7	30.68	4050	0.0001
6	30.43	4050	0.0001
5	29.96	4050	0.0002
4	29.26	4050	0.0002
3	28.28	4050	0.0003
2	26.93	6050	0.0007
1	24.29	50	0.0040
0	0	0	

SISMO Y (espectral)			
PISO	DY (cm)	Hi	ΔDY/Hi
7	27.27	4050	0.0000
6	27.10	4050	0.0001
5	26.76	4050	0.0001
4	26.25	4050	0.0002
3	25.52	4050	0.0003
2	24.49	6050	0.0005
1	22.35	50	0.0037
0	0	0	

- **PERIODO:** Periodo fundamental = 2.72seg
- **FUERZA CORTANTE:**
X-X = 2,538.28 ton
Y-Y = 2,558.27 ton

Análisis espectral con 2% de ser excedido en 50 años.

SISMO X (espectral)			
PISO	DX (cm)	Hi	$\Delta DX/Hi$
7	46.03	4050	0.0001
6	45.65	4050	0.0002
5	44.94	4050	0.0003
4	43.88	4050	0.0004
3	42.41	4050	0.0005
2	40.39	6050	0.0010
1	36.44	50	0.0060
0	0	0	

SISMO Y (espectral)			
PISO	DY (cm)	Hi	$\Delta DY/Hi$
7	40.91	4050	0.0001
6	40.64	4050	0.0001
5	40.14	4050	0.0002
4	39.37	4050	0.0003
3	38.28	4050	0.0004
2	36.73	6050	0.0008
1	33.52	50	0.0055
0	0	0	

- **PERIODO:** Periodo fundamental = 2.72seg
- **FUERZA CORTANTE:**
X-X = 3,807.42 ton
Y-Y = 3,837.41 ton
- **SISTEMA DE AISLAMIENTO:** Está conformado por aisladores de caucho de alto amortiguamiento (HDR). Se cuenta con un total de 2 tipos: A1 y A2, diferenciados principalmente por su capacidad a fuerzas axiales.

A1:

Módulo de corte = 90 psi

Nº elementos A1 = 44

Con 17 láminas de acero de 0.2cm, 2 láminas de acero de 1" en los extremos y 18 capas de caucho de 1.67cm de grosor.

A2:

Módulo de corte = 145 psi.

Nº Elementos A2 = 32

Con 17 láminas de acero de 0.2cm, 2 láminas de acero de 1" en los extremos y 18 capas de caucho de 1.67cm de grosor.

DIMENSIONES TÍPICAS

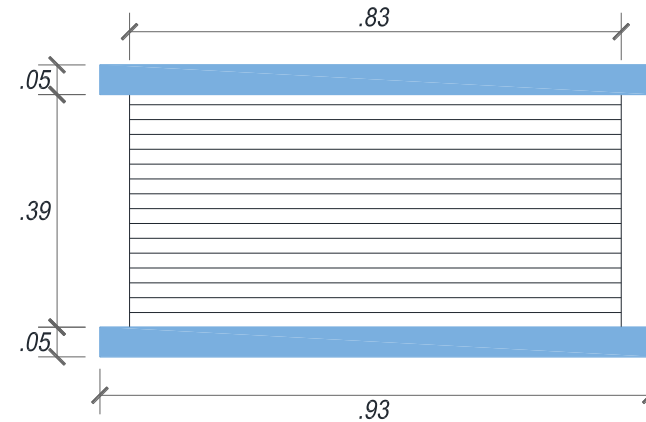


FIGURA N° 4-1 Dimensiones Típicas de Aisladores

4. ETAPA 4: Validación de la estructura

- **COMPROBACIÓN DE DERIVA DE ENTREPISO.** Se comprueba la deriva máxima permitida de 0.007 donde predomina el concreto armado.

- **COMPROBACIÓN DE DERIVA DE ENTREPISO.** Según recomendación del ASCE se comprueba la deriva con la siguiente relación $0.010/R$ donde $R=8$ (aporticado) = 0.012

SISMO X (espectral)				
PISO	DX (mm)	Hi	$\Delta DX/Hi$	$\Delta DX/Hi$
6	81.20	4050	0.0035	0.007
5	67.20	4050	0.0037	0.007
4	52.10	4050	0.0038	0.007
3	36.70	4050	0.0036	0.007
2	22.20	4050	0.0031	0.007
1	9.50	6050	0.0016	0.007
0	0.00	0		

SISMO Y (espectral)				
PISO	DY (mm)	Hi	$\Delta DY/Hi$	$\Delta DY/Hi$
6	80.70	4050	0.0030	0.007
5	68.50	4050	0.0034	0.007
4	54.70	4050	0.0037	0.007
3	39.80	4050	0.0037	0.007
2	24.90	4050	0.0034	0.007
1	11.10	6050	0.0018	0.007
0	0.00	0		

- **SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE EDIFICACIONES.**
S=12cm

SISMO X (espectral)				
PISO	DX (cm)	Hi	$\Delta DX/Hi$	$\Delta DX/Hi$
7	30.68	4050	0.0001	0.007
6	30.43	4050	0.0001	0.007
5	29.96	4050	0.0002	0.007
4	29.26	4050	0.0002	0.007
3	28.28	4050	0.0003	0.007
2	26.93	6050	0.0007	0.007
1	24.29	50	0.0040	
0	0	0		

SISMO Y (espectral)				
PISO	DY (cm)	Hi	$\Delta DY/Hi$	$\Delta DY/Hi$
7	27.27	4050	0.0000	0.007
6	27.10	4050	0.0001	0.007
5	26.76	4050	0.0001	0.007
4	26.25	4050	0.0002	0.007
3	25.52	4050	0.0003	0.007
2	24.49	6050	0.0005	0.007
1	22.35	50	0.0037	
0	0	0		

- **SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE EDIFICACIONES.**
S=50cm

4.2. RESULTADOS ECONÓMICOS

Luego de realizar el análisis estructural correspondiente a cada uno de los diseños, se procedió a realizar el metrado de las partidas de concreto armado de cada uno de ellos (Anexos N°07 y 08), con la finalidad de elaborar sus respectivos presupuestos (Anexos N°09 y 10).

Para la elaboración de los presupuestos, se optó por considerar únicamente los materiales dentro de los costos unitarios de todas las partidas, dejando de lado lo correspondiente a mano de obra, equipos y herramientas, por la variabilidad que presentan estos tanto en costo como en modo de ejecución para las mismas.

De tal manera, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Presupuesto Diseño N°01 (diseño tradicional):
Costo Directo 01 (S/.) = 8,221,458.24
Presupuesto Total 01 (inc. IGV 18%) = 9,701,320.72
- Presupuesto Diseño N°02 (diseño con aisladores sísmicos):
Costo Directo 02 (S/.) = 7,553,795.66
Presupuesto Total 02 (inc. IGV 18%) = 8,913,478.88

Para evaluar los resultados, calcularemos el porcentaje de variación entre los Costos Directos de ambos diseños, así como también de las partidas de concreto, encofrado y acero.

4.2.1. PORCENTAJE DE VARIACIÓN ENTRE LOS COSTOS DIRECTOS

Para el cálculo de éste porcentaje, emplearemos la siguiente expresión:

$$\% = \left(\frac{CD_2}{CD_1} - 1 \right) \times 100$$

Aplicando dicha fórmula tenemos:

$$\% = \left(\frac{7,553,795.66}{8,221,458.24} - 1 \right) \times 100 = -8.12\%$$

El resultado indica que el Costo Directo 02 es un 8.12% menor con respecto al monto del Costo Directo 01.

4.2.2. PORCENTAJE DE VARIACIÓN EN EL CONCRETO CALCULADO EN AMBOS DISEÑOS

Se obtuvieron los siguientes resultados:

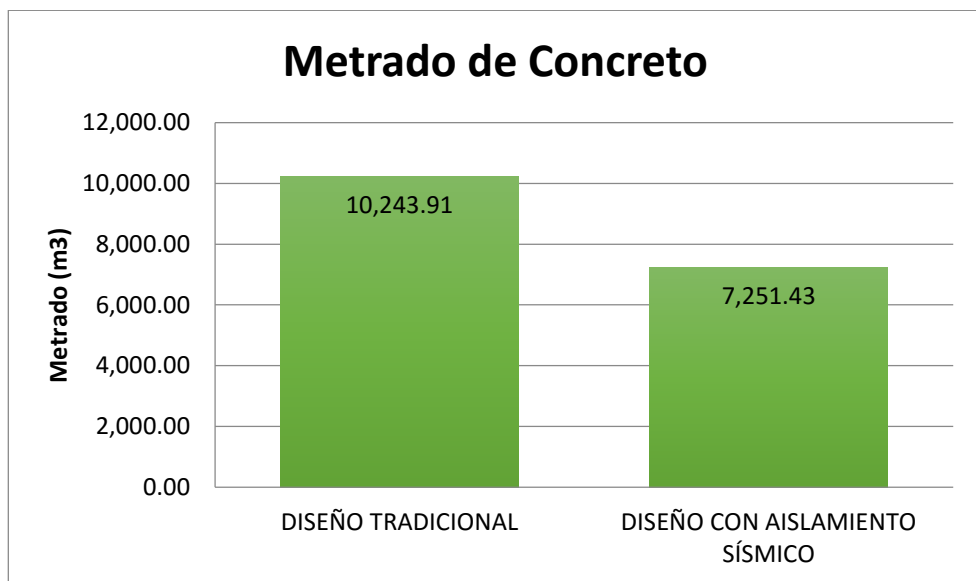


FIGURA N° 4-2 Variación del Metrado de Concreto entre Diseño Tradicional y Diseño con Aislamiento Sísmico

Aplicando la fórmula anterior:

$$\% = \left(\frac{7,251.43}{10,243.91} - 1 \right) \times 100 = -29.21\%$$

El resultado indica que la cantidad de Concreto calculada en el Diseño 02 es un 29.21% menor con respecto al metrado calculado para el Diseño 01.

4.2.3. PORCENTAJE DE VARIACIÓN EN EL ENCOFRADO CALCULADO EN AMBOS DISEÑOS

Se obtuvieron los siguientes resultados:

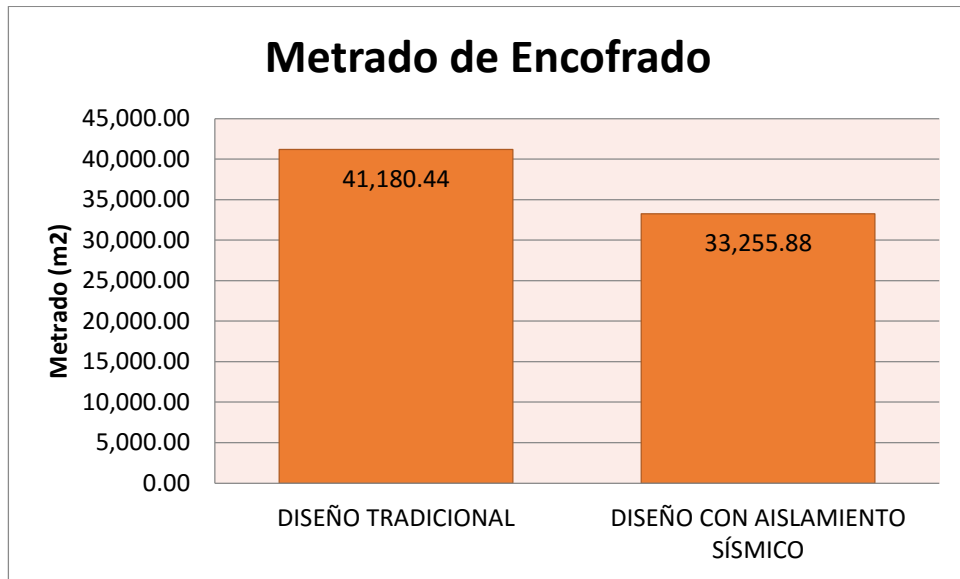


FIGURA N° 4-3 Variación del Metrado de Encofrado entre Diseño Tradicional y Diseño con Aislamiento Sísmico

Aplicando la fórmula anterior:

$$\% = \left(\frac{33,255.88}{41,180.44} - 1 \right) \times 100 = -19.24\%$$

El resultado indica que la cantidad de Encofrado calculada en el Diseño 02 es un 19.24% menor con respecto al metrado calculado para el Diseño 01.

4.2.4. PORCENTAJE DE VARIACIÓN EN EL ACERO CALCULADO EN AMBOS DISEÑOS

Se obtuvieron los siguientes resultados:

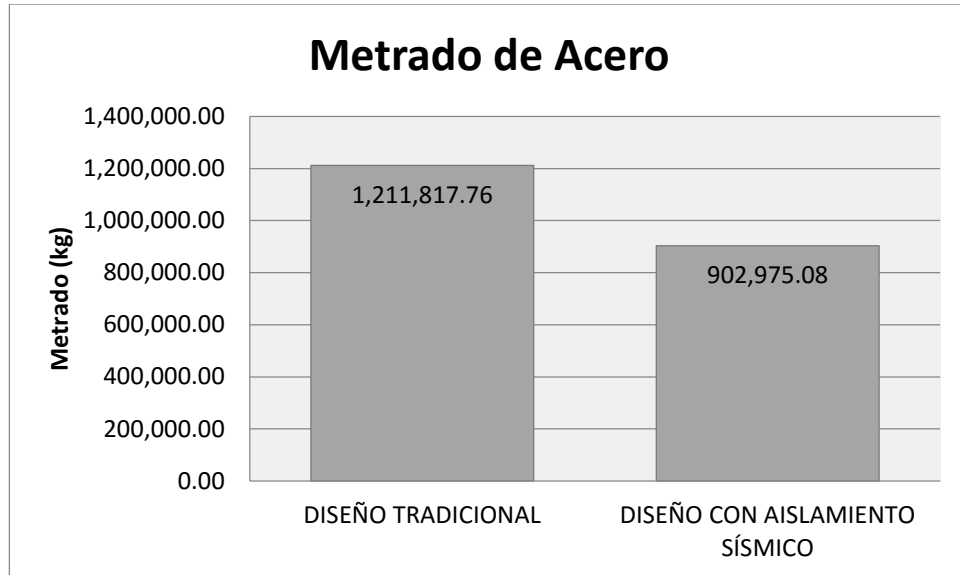


FIGURA N° 4-4 Variación del Metrado de Acero entre Diseño Tradicional y Diseño con Aislamiento Sísmico

Aplicando la fórmula anterior:

$$\% = \left(\frac{902,975.08}{1,211,817.76} - 1 \right) \times 100 = -25.49\%$$

El resultado indica que la cantidad de Acero calculada en el Diseño 02 es un 25.49% menor con respecto al metrado calculado para el Diseño 01.

5. DISCUSIÓN

Según los resultados obtenidos, podemos decir que el condicionar, mediante Norma, al diseño y ejecución de edificaciones esenciales del sector Salud con un sistema sísmicamente aislado, es un acierto.

Por otro lado, al analizar los nuevos parámetros de sitio sugeridos por el Proyecto de Norma, se infiere que las estructuras tradicionales resultarán más rígidas, debido al incremento o modificación de dichos parámetros. Mas no sucede así con las Edificaciones Esenciales del sector Salud (Categoría A1 del Proyecto de Norma).

Contrariamente a lo que usualmente se piensa, el empleo del aislamiento sísmico en estructuras de gran envergadura que cumplan con las condiciones adecuadas, genera un ahorro significativo (como se puede apreciar en las partidas de concreto armado desarrolladas), todo esto en función de los resultados estructurales detallados previamente, basándose en el principio de que, al emplear un sistema de disipación de energía, es este el que realizará el trabajo bajo la forma de desplazamiento, dando como resultado que la superestructura necesite ser menos rígida, traduciéndose en la reducción de elementos estructurales (como es el caso de la ausencia de muros de corte en el Diseño 02).

Se debe tener en cuenta que el objetivo de un diseño con aislación sísmica es que el edificio no resulte dañado durante un sismo severo, lo cual nos dirige directamente a los costos a largo plazo, cuando uno piensa en los costos que supondrían la reparación y/o rehabilitación tanto de la edificación como de los equipos que pudieran ser dañados dentro de la misma.

Cabe mencionar que el Reglamento Nacional de Edificaciones, tanto en su versión vigente como en su versión de discusión, no plantea ningún

procedimiento estandarizado para la realización de proyectos ya sea con disipación de energía o aislamiento en la base, solo nos refiere a utilizar normas extranjeras o internacionales, las cuales presentan parámetros de diseño más específicos lo que conlleva a que como proyectistas tengamos dificultades de reflejar estos parámetros en nuestra realidad para su correcta aplicación.

Sugerimos generar estudios que cuantifiquen los beneficios a futuro de este tipo de obras, relacionando directamente el ahorro del mantenimiento y rehabilitación de estas, contrastándolas con estructuras construidas con el sistema tradicional en nuestra realidad, así como también el ahondar en estudios que deriven en el mejoramiento de la Normatividad de nuestro país, que conlleve a una estandarización de procesos para el correcto diseño de estructuras aisladas sísmicamente.

6. CONCLUSIONES

- **FACTOR DE ZONA:** Según la Norma E.030, pertenece a la zona 3 con un factor $Z=0.40$, mientras que según el Proyecto de Norma, le corresponde la zona 4, con una aceleración máxima de $Z=0.45$, para un porcentaje de la aceleración de la gravedad con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.
- **FACTOR DE SUELO:** Según la Norma E.030, se caracterizó el suelo como un S2 (Suelo intermedio), con un periodo característico de esta zona $T_p=0.60$ y un factor $S=1.20$; con respecto al Proyecto de Norma, se clasifica al suelo con nuevos parámetros como son: la velocidad de onda de corte del suelo, el promedio ponderado de los N60 obtenidos mediante un ensayo estándar de penetración (SPT) y características de la resistencia al corte no drenado, además de tener factores “S” y parámetros de sitio (“ T_p ” y “ T_I ”) propios de cada factor de zona. Para la edificación en mención le correspondería un suelo con un factor de suelo $S=2$, $T_p=0.6$ y $T_I=2.00$.
- **CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN:** Según la Norma E.030, se clasifica como una edificación categoría A (Edificación esencial), con un factor de uso $U=1.50$. De acuerdo al Proyecto de Norma, se clasifica como la sub-clasificación A1, que corresponde a establecimiento de salud (hospitales), en donde indica que se deberá emplear aislamiento sísmico en la base, excepto en condiciones de suelo desfavorable; a su vez direcciona el análisis y diseño a la Norma extranjera “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers Reston, Virginia, USA, 2010. En esta Norma se especifica que para estructuras con aislamiento sísmico en su base

le corresponde un factor de uso $U=1$, dado que al diseñar estos elementos de aislación no se utiliza un factor de reducción R .

- **SISTEMA ESTRUCTURAL:** De acuerdo a la Norma E.030, el sistema estructural más adecuado entre las propuestas, es el de Muros de Concreto Armado, ya que es la mejor opción para lograr los objetivos indicados para una edificación de la categoría A, así como para resistir sismos severos. Para el Proyecto de Norma, se optó por emplear un sistema de Pórticos, con el respectivo aislamiento sísmico que se indica. Se realizó el diseño estructural con el sistema aporticado ya que éste es un sistema de menor rigidez, en comparación con el sistema de Muros de Concreto Armado, lo cual aporta una mayor disipación de energía al global de la estructura.
- **COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA:** De acuerdo a la Norma E.030, corresponde un factor de reducción sísmica $R=6$. En lo que respecta al Proyecto de Norma, para la obtención de este parámetro se trabaja en base a la Norma extranjera ASCE/SEI 7-10. Es ésta Norma la que diferencia la asignación de coeficientes de reducción sísmica, indicando que para el diseño y análisis del sistema de aislamiento le pertenece un $R=1$ y para el diseño y análisis de la superestructura le corresponde un $R=2$.
- **IRREGULARIDADES:** Tanto en la Norma E.030, como en el Proyecto de Norma, por la categorización de la edificación, no deben existir irregularidades tanto en planta como en altura. Cabe mencionar que existe una marcada diferencia entre la caracterización de cada irregularidad que cada Norma propone y la manera en que esta afecta al coeficiente de reducción sísmica “ R ”; mientras que en la Norma E.030 cualquier irregularidad que presente una estructura ya sea en planta o en altura, reduce en un 75% al coeficiente de reducción sísmica, en el Proyecto de Norma se está dando importancia a las

irregularidades que pudieran estar presentes en un edificio, no sólo de manera descriptiva sino también con factores que afectan al coeficiente de reducción de la fuerza sísmica. Esta Norma propone los factores de irregularidad en altura “Ia” y los factores de irregularidad en planta, “Ip”, los cuales cuentan con varios factores a tener en cuenta, desde irregulares Normales a extremas.

- De la comparación entre los parámetros de sitio (los cuales se ven incrementados o modificados), se infiere que las estructuras tradicionales diseñadas con el Proyecto de Norma serán más rígidas que las diseñadas con la Norma vigente, lo cual tendrá una repercusión importante en el costo de las mismas.
- **ELEMENTOS ESTRUCTURALES:** Los elementos estructurales fueron diseñados, para ambas Normas, de acuerdo a lo que rige en la Norma E.060 Concreto Armado.
- **CIMENTACIÓN:** Para el diseño del Hospital UPAO, siguiendo con los lineamientos de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, la cimentación cuenta con plateas de cimentación en áreas donde se tiene una concentración de muros de corte (Ascensores y escaleras), las cuales tienen un peralte general de 100 cm y de 180 cm en las partes más esforzadas, zapatas corridas y zapatas aisladas con un peralte de 60 cm y vigas de cimentación de 65x180 cm, para uniformizar los esfuerzos transmitidos al suelo. A diferencia de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, con los lineamientos del Proyecto de Norma y la utilización de sistemas de aislamiento, la cimentación resultante está caracterizada por zapatas aisladas de 250x250 cm, unidas con vigas de cementación para uniformizar esfuerzos, de 40x80 cm y columnas cortas de 120x120 cm, que sirven de base para la instalación de los aisladores sísmicos.

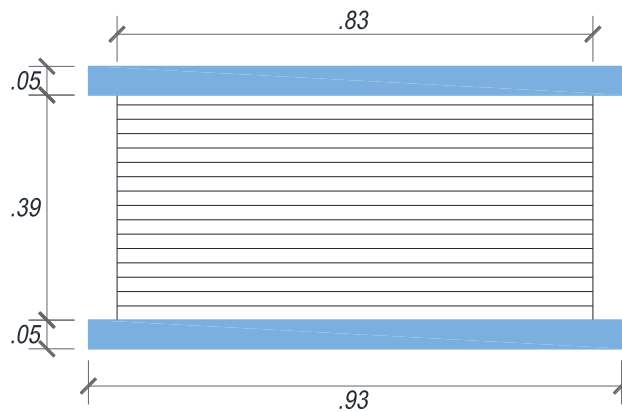
- SISTEMA DE AISLACIÓN SÍSMICA: El sistema de aislamiento está caracterizado por aisladores de caucho de alto amortiguamiento, contando con dos tipos de aisladores (A1 y A2), esto debido a las diferentes cargas axiales que soportan.

Aislador tipo A1:

Módulo de corte = 90 psi

Con 17 láminas de acero de 0.2 cm, 2 láminas de acero de 1" en los extremos y 18 capas de caucho con un grosor de 1.67cm cada una.

FIGURA N° 4-1 Dimensiones Típicas de Aisladores

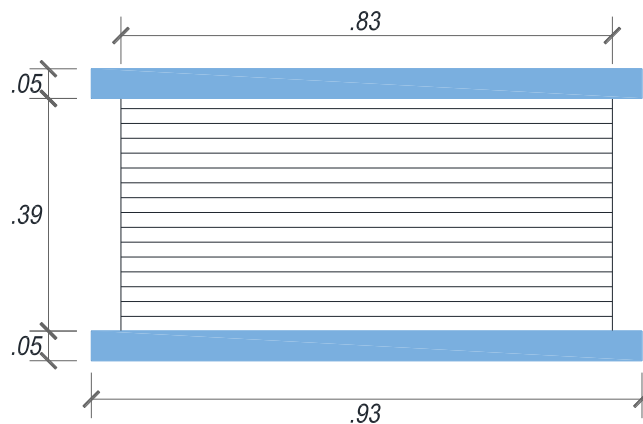


Aislador tipo A2:

Módulo de corte = 140 psi

Con 17 láminas de acero de 0.2cm, 2 láminas de acero de 1" en los extremos y 18 capas de caucho con un grosor de 1.67cm cada una.

FIGURA N° 4-1 Dimensiones Típicas de Aisladores



- DESPLAZAMIENTO HORIZONTALES Y DERIVAS DE ENTREPISO PARA EL ANALISIS ESPECTRAL CON UN RIESGO SISMICO DE 10% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS: Tanto en la aplicación de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente y el Proyecto de Norma, se restringen las derivas de entrepiso para elementos estructurales conformados por concreto armado en 0.007. Para la obtención de esta deriva se trabajó con los puntos más desfavorables de cada diseño estructural del Hospital UPAO, estas presentan una marcada diferencia causados por sus respectivos sistemas estructurales. A continuación se presenta un cuadro comparativo de estas derivas de entrepiso para el análisis de respuesta espectral.

TABLA N° 6-1 VARIACIÓN PORCENTUAL ENTRE DERIVAS DE AMBOS DISEÑOS

Derivas máximas dirección X-X

PISO	Hi	DX(mm) HOSP 1	DX(mm) HOSP 2	% REDUCCIÓN
6	4050	0.0040	0.0001	98%
5	4050	0.0043	0.0001	97%
4	4050	0.0043	0.0002	96%
3	4050	0.0041	0.0002	94%
2	4050	0.0037	0.0003	91%
1	6050	0.0017	0.0007	62%

Derivas máximas dirección Y-Y

PISO	Hi	DY(mm) HOSP 1	DY(mm) HOSP 2	% REDUCCIÓN
6	4050	0.0034	0.0000	99%
5	4050	0.0039	0.0001	98%
4	4050	0.0042	0.0001	97%
3	4050	0.0042	0.0002	96%
2	4050	0.0039	0.0003	93%
1	6050	0.0021	0.0005	75%

- DESPLAZAMIENTO HORIZONTALES Y DERIVAS DE ENTREPISO PARA EL ANALISIS ESPECTRAL CON UN RIESGO DE 2% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS: Se aplica solamente para el diseño del aislador sísmico y determinar el máximo desplazamiento total que se requiere según ASCE/SEI 7-10 en su capítulo 17. A continuación se muestran los resultados.

TABLA N° 3-15 COMPROBACIÓN DE DERIVAS

SISMO X (espectral)					SISMO Y (espectral)				
PISO	DX (cm)	Hi	$\Delta DX/Hi$	DER	PISO	DY (cm)	Hi	$\Delta DY/Hi$	DER
7	46.03	4050	0.0001	0.007	7	40.91	4050	0.0001	0.007
6	45.05	4050	0.0002	0.007	6	40.64	4050	0.0001	0.007
5	44.94	4050	0.0003	0.007	5	40.14	4050	0.0002	0.007
4	43.88	4050	0.0004	0.007	4	39.37	4050	0.0003	0.007
3	42.41	4050	0.0005	0.007	3	38.28	4050	0.0004	0.007
2	40.39	6050	0.0010	0.007	2	36.73	6050	0.0008	0.007
1	36.44	50	0.0060		1	33.52	50	0.0055	
0	0	0			0	0	0		

A pesar de diseñar para un evento sísmico máximos creíble, las derivas de entrepiso se mantienen dentro de lo permitido por el Proyecto de Norma.

- PESO SÍSMICO: La edificación Hospital UPAO cuenta con grandes losas de piso y en estas diferentes ambientes como hospitalización, corredores, dormitorios, lo que conlleva a tener distintas cargas viva según la Norma E.020 Cargas y esto grandes pesos por piso. Para la aplicación de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente y el Proyecto de Norma el peso sísmico se sigue considerando de la misma manera, en este caso: 100% carga viva más 50% de carga viva y 25% de carga viva de techo. Las diferencias entre el primero modelo de la estructura Hospital UPAO con base empotrada con el segundo modelo del Hospital UPAO con sistema de aislamiento en su base, recaen principalmente en que el segundo modelo cuenta con un piso adicional por encima del sistema de aislamiento y la ausencia de

muros de corte que se considera en el primer modelo. El peso sísmico calculado para el primero modelo de la estructura Hospital UPAO es de 19,472.77 ton en cambio el peso sísmico calculado para el segundo modelo de la estructura Hospital UPAO con sistema de aislamiento en la base es de 19,293.77 ton.

- **DESPLAZAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO:** Para el cálculo de los desplazamientos del sistema de aislamientos se consideró los desplazamientos mínimos que exige la Norma ASCE/SEI 7-10 en el capítulo 17. Se presentan los parámetros de desplazamiento de diseño y el desplazamiento máximo considerados para el análisis espectral con un riesgo sísmico de 10% de ser excedido en 50 años y los parámetros de desplazamiento total de diseño y desplazamiento total máximo considerado para el análisis espectral con un riesgo sísmico de 2% de ser excedido en 50 años. A continuación se presentan los resultados del análisis mediante el software estructural ETABS y los cálculos realizados en la hoja de cálculo adjunta en el anexo N° 06.

TABLA N° 6-2 DESPLAZAMIENTOS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

	DD(m)	DD(m) ETABS	DTD(m)	DTD(m) ETABS
X-X	0.21	0.24	0.29	36.44
Y-Y	0.21	0.22	0.29	33.52

Como se aprecia en el cuadro anterior, las deformaciones que sufre el aislador sísmico, tanto para el espectro de respuesta con un riesgo del 10% de ser excedido en 50 años como para el espectro de respuesta con un riesgo de 2% de ser excedido en 50 años, se encuentran por encima de los mínimos establecidos por la Norma ASCE/SEI 7-10, con lo cual se está asegurando un trabajo óptimo en el aislador sísmico de liberación de energía ante sollicitaciones

sísmicas, con esto se concluye que el diseño del aislador sísmico es adecuado.

- **CORTANTE BASAL:** Para el primero modelo del Hospital UPAO con base empotrada, según los lineamientos de la Norma E.030, se realizaron dos análisis estructurales; el análisis estático de fuerzas estáticas equivalentes y el análisis dinámico de respuesta espectral, a diferencia con los procedimientos del Proyecto de Norma y la Norma ASCE/SEI 7-10 a la cual nos remite, en la que expresa que para estructuras superiores a 19.80 m, no podrá realizarse el análisis estático de fuerzas equivalentes, si no, un análisis de respuesta espectral o análisis tiempo historia. Se realizó dos análisis de respuesta espectral, el primero, considerando un espectro de respuesta con un riesgo sísmico de 10% de ser excedido en 50 años y el segundo con un espectro de respuesta para el máximo sismo creíble, considerando un riesgo sísmico de 2% de ser excedido en 50 años. Se presenta a continuación las respectivas cortantes.

TABLA N° 6-3 CORTANTES BASALES

	Análisis Espectral 10/50 Vbasal (ton)	Análisis Espectral 2/50 Vbasal (ton)
Diseño 1		
X-X	4,160.08 ton	/
Y-Y	4,583.93 ton	
Diseño 2		
X-X	2,538.28 ton	3,807.42 ton
Y-Y	2,558.27 ton	3,837.41 ton

TABLA N° 6-4 REDUCCIÓN DE LA CORTANTE BASAL ENTRE EL DISEÑO TRADICIONAL Y EL DISEÑO CON AISLAMIENTO SÍSMICO

	ANALISIS ESPECTRAL 10/50		Reducción
	BASE EMP	BASE AISL.	
X-X	4,160.08 ton	2,538.28 ton	39%
Y-Y	4,583.93 ton	2,558.27 ton	44%

Tanto la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, como el Proyecto de Norma, mencionan que para el diseño de elementos estructurales y el análisis sismorresistente se empleen espectros de respuesta con un riesgo de 10% de ser excedido en 50 años, es por esta razón que para el primer modelo de la edificación Hospital UPAO no es necesario utilizar un segundo espectro para cualquier tarea de comprobación de derivas o diseño. En cambio para el segundo modelo, utilizando el Proyecto de Norma y la Norma ASCE/SEI 7-10, a la cual nos remite, es necesaria la utilización de un segundo espectro considerando un riesgo de 2% de ser excedido en 50 años para edificaciones con aislamiento sísmico o con dispositivos disipadores de energía. Este es el motivo por el cual la cortante de diseño para la superestructura se incrementa, pero esto, como se mencionó anteriormente, no influye directamente en la superestructura, ya que el diseño ha sido optimizado según el requerimiento de desplazamiento mínimo que indica el ASCE/SEI 7-10.

- Se indica también que en el diseño estructural con el espectro de respuesta con un riesgo de 10% de ser excedido en 50 años, existe una reducción significativa de la cortante basal en cuanto a la edificación con sistema de aislamiento sísmico para el Proyecto de Norma, en comparación con la misma estructura empleando los lineamientos de la Norma E.030 Diseño.
- Desarrollada la parte del diseño estructural para ambos casos, se llegó a un resultado económico, para el cual se tomaron en cuenta las partidas de concreto armado (incluyendo el costo de los aisladores sísmicos para el diseño 02); se obtuvo:

Presupuesto Diseño N°01 (diseño tradicional):

Costo Directo 01 (S/.)	=	8,221,458.24
Presupuesto Total 01 (inc. IGV 18%)	=	9,701,320.72

Presupuesto Diseño N°02 (diseño con aisladores sísmicos):

Costo Directo 02 (S/.) = 7,553,795.66

Presupuesto Total 02 (inc. IGV 18%) = 8,913,478.88

- La cantidad de Concreto calculada en el Diseño 02 es un 29.21% menor con respecto al metrado calculado para el Diseño 01.
- La cantidad de Encofrado calculada en el Diseño 02 es un 19.24% menor con respecto al metrado calculado para el Diseño 01.
- La cantidad de Acero calculada en el Diseño 02 es un 25.49% menor con respecto al metrado calculado para el Diseño 01.
- El presupuesto calculado del Diseño 02 es un 8.12% menor con respecto al presupuesto calculado del Diseño 01.
- Observando los montos calculados, se logra concluir que el emplear un diseño con aisladores sísmicos es más económico que el emplear un diseño tradicional. Esto es producto de la disminución de cantidades necesarias en las partidas de concreto, encofrado y acero, contrarrestando de esta manera el incremento del costo de aisladores en la cimentación de la estructura.

7. RECOMENDACIONES

- Consideramos que es muy importante ahondar, en futuros estudios, el factor económico de las estructuras aisladas vs. las estructuras tradicionales. Un tema muy importante a desarrollar sería el tema de costos a largo plazo, en el cual se podría establecer con mayor claridad cuál es el beneficio económico real de este tipo de sistema aplicado en nuestro país.
- También creemos que se debe de aprobar el Proyecto de Norma propuesto, porque consideramos que los cambios realizados serán beneficiosos para el desarrollo del país, generando colateralmente, una mayor demanda de actualización y mejoramiento por parte de los profesionales de nuestro rubro.
- Se debe de difundir más la información con respecto a los nuevos sistemas de cimentación, como el que condiciona el Proyecto de Norma que es el aislamiento sísmico. Al ser un sistema relativamente en nuestro medio, consideramos necesaria su difusión para que así los profesionales estén debidamente capacitados en la aplicación del mismo.
- A nivel de pre-grado, se debe de capacitar al alumno para que pueda interpretar de manera correcta la distinta Normatividad que tendrá que manejar a nivel profesional, dándole los conocimientos previos para que pueda asimilar de manera correcta cualquier cambio o innovación que éstas puedan presentar a través del tiempo.

8. BIBLIOGRAFÍA

- Hernández, R., Fernández, C., Baptista, P. (1997). Metodología de la Investigación. (4ta edición). Colombia: McGraw – Hill Interamericana de México S.A.
- American Society of Civil Engineers (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
- International Code Council (2011). International Building Code.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. Perú: El Peruano.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2014). Proyecto de Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Perú: El Peruano.
- Ramírez, A. (2004). Metodología de la Investigación Científica. Colombia: Pontificia Universidad Javeriana.
- Meza Blandón, R., Sánchez García, E. (2010). Guía de Diseño Sísmico de Aisladores Elastoméricos y de Fricción para la República de Nicaragua. (Tesis para optar al Título de Ingeniero Civil). Managua: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Retamozo Martínez, L. (2011). Diseño Estructural de un Edificio de Viviendas de Dos Sótanos y Cinco Pisos, Ubicado en San Isidro – Lima. (Tesis para optar al Título de Ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Taboada García, J., de Izcue Uceda, A. (2009). Análisis y Diseño de Edificios Asistido por Computadoras. (Tesis para optar al Título de Ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Korswagen Eguren, P., Arias Ricse, J., Huaranga Huamaní, P. (2012). Análisis y Diseño de Estructuras con Aisladores Sísmicos en el Perú. (Tesis para optar al Título de Ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Toledo, V. (2014). Comentarios al Proyecto de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2014 y Propuesta de Parámetros Ss y S1 para una

Probabilidad Sísmica del Uno por Ciento de Excedencia en 50 años.
Recuperado el 24 de junio del 2014, de
<http://civilgeeks.com/2014/05/04/comentarios-al-proyecto-de-la-Norma-e-030-diseno-sismorresistente-2014-y-propuesta-de-parametros-ss-y-s1-para-una-probabilidad-sismica-del-uno-por-ciento-de-excedencia-en-50-anos-peru/>

9. ANEXOS

ANEXO N° 01: HOJA DE CALCULO VIGAS

ANEXO N° 02: HOJA DE CALCULO COLUMNAS

ANEXO N° 03: HOJA DE CALCULO MUROS

ANEXO N° 04: HOJA DE CALCULO ZAPATAS

ANEXO N° 05: HOJA DE CALCULO LOSAS ARMADAS EN 2 DIRECCIONES

ANEXO N° 06: HOJA DE CALCULO AISLADORES SISMICOS

ANEXO N° 07: METRADOS DISEÑO N°01

ANEXO N° 08: METRADOS DISEÑO N°02

ANEXO N° 09: PRESUPUESTO DISEÑO N°01

ANEXO N° 10: PRESUPUESTO DISEÑO N°02

ANEXO N° 11: COSTOS UNITARIOS DISEÑO N°01

ANEXO N° 12: COSTOS UNITARIOS DISEÑO N°02

ANEXO N° 13: INSUMOS DISEÑO N°01

ANEXO N° 14: INSUMOS DISEÑO N°02

ANEXO N° 15: PLANOS ARQUITECTÓNICOS

ANEXO N° 16: PLANOS ESTRUCTURALES DISEÑO N°01

ANEXO N° 17: PLANOS ESTRUCTURALES DISEÑO N°02

ANEXO N° 01:
HOJA DE CÁLCULO VIGAS

CÁLCULO DE VIGAS

Datos:

Resistencia del concreto ($f'c$) =	280.00 kg/cm ²
Resistencia del acero (f_y)=	4,200.00 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad (E_c):	250,998.01 kg/cm ²

Datos de sección:

Altura "h" =	70.00 cm
Ancho "b" =	30.00 cm
Recubrimiento (al centro del refuerzo) =	5.00 cm
Peralte efectivo "d" =	65.00 cm

Cálculo de cuantías:

ρ_b : cuantía balanceada $\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y}$

$\rho_b = 0.028$

$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b$; para cargas de gravedad

$\rho_{max} = 0.50 \times \rho_b$; para cargas de sismo

$\rho_{max} = 0.021$

$\rho_{max} = 0.014$

$\rho_{min} = 0.80 \times \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$ y $\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$

$\rho_{min} = 0.0032$

$\rho_{min} = 0.0033$

Cálculo de momentos:

As máximo = 27.30 cm²

a máximo = 16.06 cm

Momento máximo = 58.79 ton-m

As mínimo = 6.50 cm²

a mínimo = 3.82 cm

Momento mínimo = 15.50 ton-m

Momentos actuantes:

Extremo izquierdo:	M (-) = 42.47 ton-m	M (+) = 21.23 ton-m
Parte central:	M (-) = 11.46 ton-m	M (+) = 21.03 ton-m
Extremo derecho:	M (-) = 45.85 ton-m	M (+) = 22.93 ton-m

Área de acero requerida:

	Para M (-)	Para M (+)
Extremo izquierdo:	a = 11.12 cm	a = 5.30 cm
	As = 18.90 cm ²	As = 9.01 cm ²

Parte central:	a =	2.80 cm	a =	5.25 cm
	As =	4.77 cm ²	As =	8.92 cm ²
Extremo derecho:	a =	12.10 cm	a =	5.74 cm
	As =	20.58 cm ²	As =	9.76 cm ²

Comparando con el acero mínimo requerido:

	Para M (-)	Para M (+)
Extremo izquierdo:	As = 18.90 cm ²	As = 9.01 cm ²
Parte central:	As = 6.50 cm ²	As = 8.92 cm ²
Extremo derecho:	As = 20.58 cm ²	As = 9.76 cm ²

Área de acero continuo:

	Para M (-)	Para M (+)
Extremo izquierdo:	As = 14.25 cm ²	As = 14.25 cm ²
Parte central:	As = 14.25 cm ²	As = 14.25 cm ²
Extremo derecho:	As = 14.25 cm ²	As = 14.25 cm ²

Área de acero necesaria adicional al continuo:

	Para M (-)	Para M (+)
Extremo izquierdo:	As = 4.65 cm ²	As = No necesario
Parte central:	As = No necesario	As = No necesario
Extremo derecho:	As = 6.33 cm ²	As = No necesario

Área de acero colocado adicional al continuo:

	Para M (-)	Para M (+)
Extremo izquierdo:	As = 4.00 cm ²	As = 0.00 cm ²
Parte central:	As = 0.00 cm ²	As = 0.00 cm ²
Extremo derecho:	As = 5.70 cm ²	As = 0.00 cm ²

Área de acero colocado total:

	Para M (-)	Para M (+)
Extremo izquierdo:	As = 18.25 cm ²	As = 14.25 cm ²
Parte central:	As = 14.25 cm ²	As = 14.25 cm ²
Extremo derecho:	As = 19.95 cm ²	As = 14.25 cm ²

Se debe tener en cuenta que el porcentaje de sensibilidad entre el acero colocado y el necesario se sugiere no debe exceder el +-5%.

	Para M (-)	Para M (+)
Extremo izquierdo:	As = 3.45%	As = -58.20%
Parte central:	As = -119.23%	As = -59.77%
Extremo derecho:	As = 3.05%	As = -45.95%

Verificación:

Cuantía:

	Para M (-)	Para M (+)
Extremo izquierdo:	$\rho = 0.0094$	$\rho = 0.0073$
Parte central:	$\rho = 0.0073$	$\rho = 0.0073$
Extremo derecho:	$\rho = 0.0102$	$\rho = 0.0073$

Cuantía mecánica:

	Para M (-)	Para M (+)
Extremo izquierdo:	$\omega = 0.1404$	$\omega = 0.1096$
Parte central:	$\omega = 0.1096$	$\omega = 0.1096$
Extremo derecho:	$\omega = 0.1535$	$\omega = 0.1096$

Momento nominal resistente:

	Para M (-)	Para M (+)
Extremo izquierdo:	$\phi M_n = 41.13 \text{ ton-m}$	$\phi M_n = 32.75 \text{ ton-m}$
Parte central:	$\phi M_n = 32.75 \text{ ton-m}$	$\phi M_n = 32.75 \text{ ton-m}$
Extremo derecho:	$\phi M_n = 44.58 \text{ ton-m}$	$\phi M_n = 32.75 \text{ ton-m}$

¿ $\phi M_n > M_a$?

	Para M (-)	Para M (+)
Extremo izquierdo:	Verificar	Cumple
Parte central:	Cumple	Cumple
Extremo derecho:	Verificar	Cumple

Longitudes de anclajes:

LONGITUDES DE ANCLAJE DE BARRAS CON GANCHO ESTÁNDAR

$$l_{dh} = \frac{0.24\psi_e f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b$$

Barra	Db (cm)	ψ_e	f_y	λ	f'_c	ldh (cm)
1/2"	1.27	1.00	4,200.00	1.00	280.00	24.19
5/8"	1.59	1.00	4,200.00	1.00	280.00	30.24
3/4"	1.91	1.00	4,200.00	1.00	280.00	36.29
1"	2.54	1.00	4,200.00	1.00	280.00	48.39

LONGITUDES DE ANCLAJE PARA REFUERZOS EN TENSIÓN

$$l_d = \frac{9}{10} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b$$

Posición	Barra	Db (cm)	ψ_t	ψ_e	ψ_s	$\psi_t \psi_e \psi_s \leq 1.7$	λ	cb	Ktr	$\frac{(c_b + k_{tr})}{d_b} \leq 2.5$	ldh (cm)
Superior	5/8"	1.59	1.30	1.00	0.80	1.30	1.00	5.96	0.00	2.50	47.18
Superior	3/4"	1.91	1.30	1.00	0.80	1.30	1.00	5.96	0.00	2.50	56.61
Superior	1"	2.54	1.30	1.00	1.00	1.30	1.00	5.96	0.00	2.35	100.53
Inferior	5/8"	1.59	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	5.96	0.00	2.50	36.29
Inferior	3/4"	1.91	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	5.96	0.00	2.50	43.55
Inferior	1"	2.54	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	5.96	0.00	2.35	77.33

Verificación por cortante:

¿Se trata de una viga de gran peralte? $\frac{l_n}{d} < 5 \rightarrow V_{GP}$

ln = 4.00 m
ln / d = 6.15

Emplear método de cálculo ordinario.

Método de Cálculo Ordinario

Tramo AB:

$$\text{Vud actuante} = 20.83 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

$$V_c = 17.29 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 12.97 \text{ ton}$$

Se necesitan estribos si: $V_u > 0.50 \phi V_c$ **SE NECESITA ESTRIBAJE.**

Separación teórica de estribos:

$$V_s = \frac{V_{ud} - \phi V_c}{\phi} = 10.48 \text{ ton}$$

V_s no debe ser mayor que: $2.10 \sqrt{f'c} b d = 68.52 \text{ ton}$ **CUMPLE.**

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = 36.99 \text{ cm}$$

Separación máxima para proveer un área mínima de refuerzo por cortante:

$$S = \frac{16 A_v f_y}{\sqrt{f'c} (b)} = 60.11 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{A_v f_y}{0.33 b} = 60.11 \text{ cm}$$

Si: $A. V_s \leq 1.10 \sqrt{f'c} b d \rightarrow S_{max} = \frac{d}{2} \leq 60 \text{ cm}$

$B. V_s > 1.10 \sqrt{f'c} b d \rightarrow S_{max} = \frac{d}{4} \leq 30 \text{ cm}$

$$1.10 \sqrt{f'c} b d = 35.89 \text{ ton} \text{ **Emplear A.**}$$

$$S_{max} = 32.50 \text{ cm}$$

Deberán colocarse estribos en ambos extremos del elemento, en una longitud (medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz), igual a dos veces el peralte del elemento (zona de confinamiento), con un espaciamiento S_o que no exceda del menor de los siguientes valores:

$$\begin{aligned} 0.25 d &= 16.25 \text{ cm} \\ 8db (b) &= 12.72 \text{ cm} \\ &30.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Long. Zona de confinamiento} &= 140.00 \text{ cm} \\ S_{max} &= 12.72 \text{ cm} \end{aligned}$$

El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de $0.50 d$:

$$S_{max \text{ znc}} = 32.50 \text{ cm}$$

Estribos de 3/8", 1 @ 0.05, 13 @ 10, rto @ 0.30 c/extremo.

Método de Cálculo para Vigas de Gran Peralte

Valores máximos de V_n

Si: A. $\frac{l_n}{d} < 2 \rightarrow V_n = 2.10\sqrt{f'c} bd$

B. $2 \leq \frac{l_n}{d} < 5 \rightarrow V_n = 0.18 \left(10 + \frac{l_n}{d}\right) \sqrt{f'c} bd$

$l_n/d = 6.15$ **Emplear B.**

$V_n = 94.88 \text{ ton}$ Por lo tanto: $\phi V_n = 71.16 \text{ ton}$

Si en el cálculo posterior se sobrepasa este valor calculado de ϕV_n , cambiar sección de viga o resistencia del concreto.

Vu actuante = 26.68 ton

$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d$ $V_c = 17.29 \text{ ton}$
 $\phi V_c = 12.97 \text{ ton}$

$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = 18.28 \text{ ton}$

Si: $V_u > \phi V_c \rightarrow V_s = \left[\frac{A_v \left(1 + \frac{l_n}{d}\right)}{S_v} + \frac{A_{vh} \left(11 - \frac{l_n}{d}\right)}{S_h} \right] f_y \frac{d}{12}$

Condiciones mínimas para refuerzo horizontal por corte:

$\rho_{min} = 0.0025$

$S_{h min} = \frac{d}{3} \leq 45 \text{ cm}$

$S_h min = 21.67 \text{ cm}$

Condiciones mínimas para refuerzo vertical por corte:

$\rho_{min} = 0.0025$

$S_{v min} = \frac{d}{5} \leq 45 \text{ cm}$

$S_v min = 13.00 \text{ cm}$

Valores para cálculo de V_s :

$l_n/d = 6.15$
 $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$
 $S_v = 25.00 \text{ cm}$
 $A_{vh} = 4.00 \text{ cm}^2$
 $S_h = 10.00 \text{ cm}$

Ajustando valores según cálculos:

$\phi V_c = 12.97 \text{ ton}$
 $\phi V_s = 40.01 \text{ ton}$
 $\phi V_n = 52.98 \text{ ton}$ **Cumple condición de valor máximo de V_n .**
 $V_u = 26.68 \text{ ton}$
¿ $V_u < \phi V_n$? Cumple.

$V_s = 53.34 \text{ ton}$

Estribos de 3/8" @ 0.25 c/extremo.

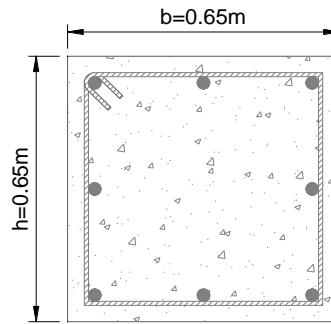
ANEXO N° 02:
HOJA DE CÁLCULO COLUMNAS

ANEXO N° 2

DISEÑO DE COLUMNAS A FLEJO COMPRESIÓN BIAIXIAL

1. ESPECIFICACIONES:

Ubicación	=	Entre los ejes N-N y 32-32
Geometría		
b	=	0.65 m
h	=	0.65 m
l_u	=	3.30 m
Concreto $f'c$	=	280.0 kg/cm ²
Refuerzo f_y	=	4200.0 kg/cm ²

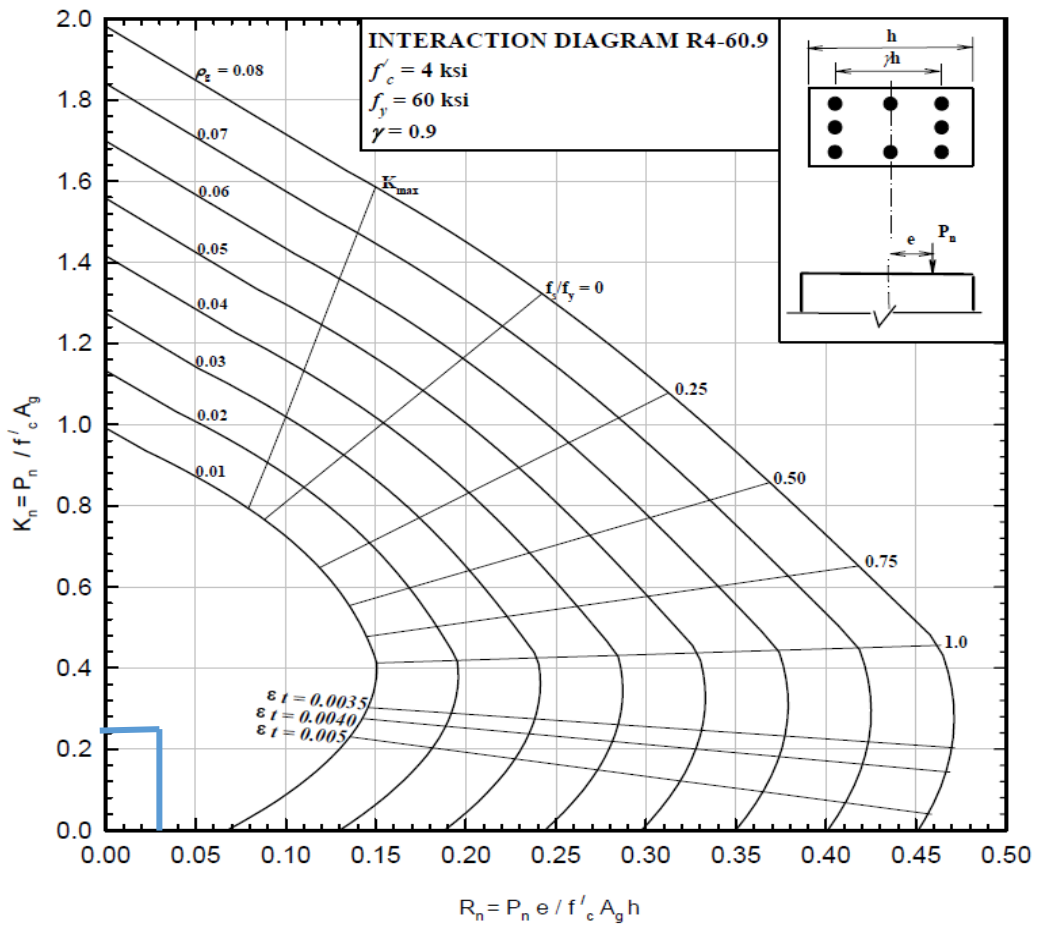
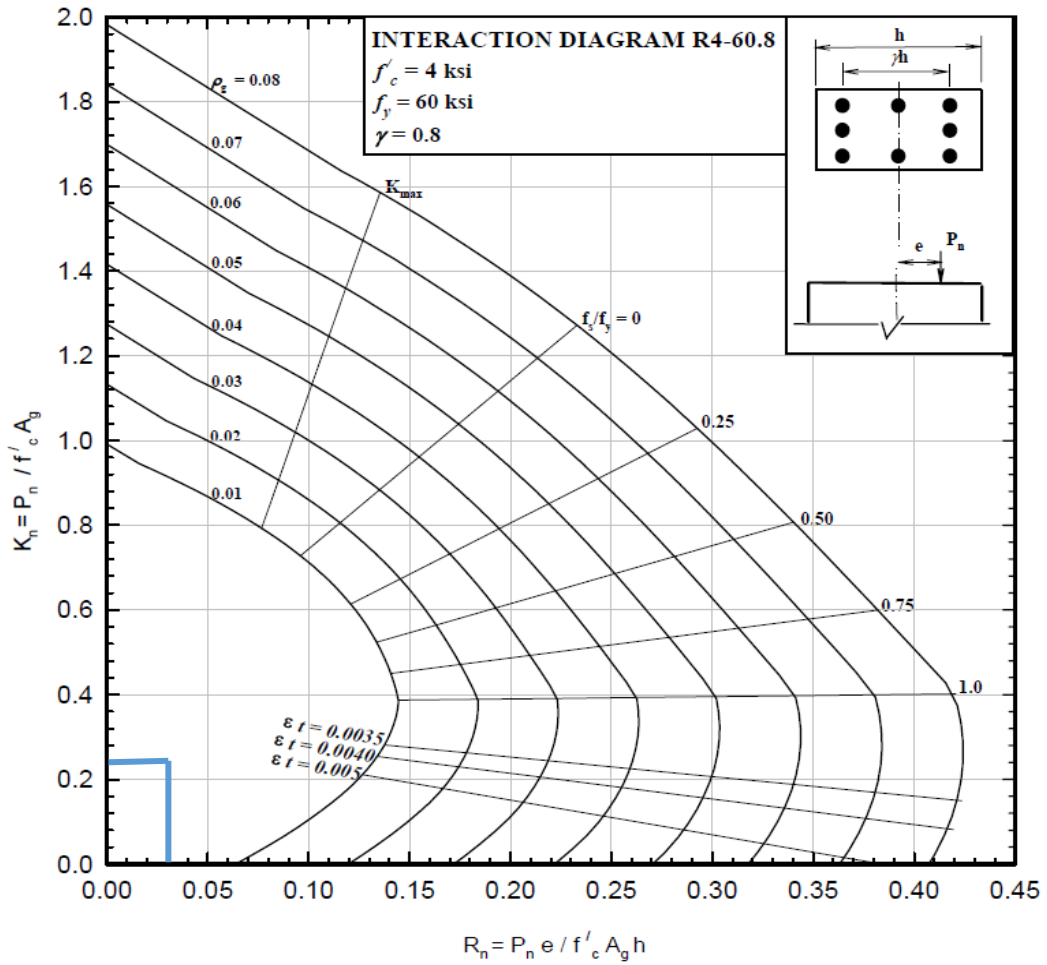


2. FUERZAS AXIALES Y MOMENTOS FLECTORES (obtenidos del analisis en etabs)

COMBINACIONES	Pu (ton)	Mu 3-3 (ton.m)	Mu 2-2 (ton.m)
C1 1.4CM+1.7CV	180.3257	0.3352	3.1637
C2 1.25CM+1.25CV+1Sx	155.3374	6.8760	2.8879
C3 1.25CM+1.25CV+1SY	153.4632	0.7245	14.3528
C4 0.9CM+1.0Sx	84.9062	6.7944	0.4081
C5 0.9CM+1.0Sy	83.0320	0.6428	13.0474

3. CALCULO DE LOS VALORES DE DISEÑO

Variables	C1	C2	C3	C4	C5
Factor ψ_a	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68
Factor ψ_b	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68
Factor ψ_m	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68
Longitud efectiva k	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
Columna esbelta ($k l_u / r < 22$)	16.38	16.38	16.38	16.38	16.38
Carga axial factorizada P_n	277.42	238.98	236.10	130.62	127.74
Momento flector factorizado x-x M_{nx}	0.52	10.58	1.11	10.45	0.99
Momento flector factorizado y-y M_{ny}	4.87	4.86723	4.44292	0.62785	20.0729
Momento de diseño $M_{nx} + M_{ny}$	5.38	15.45	5.56	11.08	21.06
Excentricidad $e_x = e_y$	0.02	0.06	0.02	0.08	0.16
γ	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82
$K_n = P_n / (A_g * f'c)$	0.23	0.20	0.20	0.11	0.11
$R_n = M_n / (A_g * f'c * h)$	0.01	0.02	0.01	0.01	0.03
$K_n = P_n / (A_g * f'c)$ (De diseño)	0.23	Se han tomado los maximos valores para el diseño mas desfavorable			
$R_n = M_n / (A_g * f'c * h)$ (De diseño)	0.03				
<i>Obtención de la cuantía de acero mediante diagramas de interacción del ACI. Diagramas R4-60.8 y R4-60.9</i>					
Cuantía de acero ρ_g	1%		Se toma el 1% ya que es el mínimo permitido por la norma		
Area de acero en cm² (A_s)	42.25	cm ²			
OBSERVACIÓN	La cuantía obtenida es la misma que estima el software estructural etabs (15 \emptyset 3/4")				
Espaciamiento de estribos (uso de estribos de 3/8")					
$s \leq 16d_b$	30.56	Se diseña con estribos de 3/8" con un espaciamento de 30cm			
$s \leq 48d_b$ (estribo)	45.6				
$s \leq$ dimensión menor de col.	0.65				

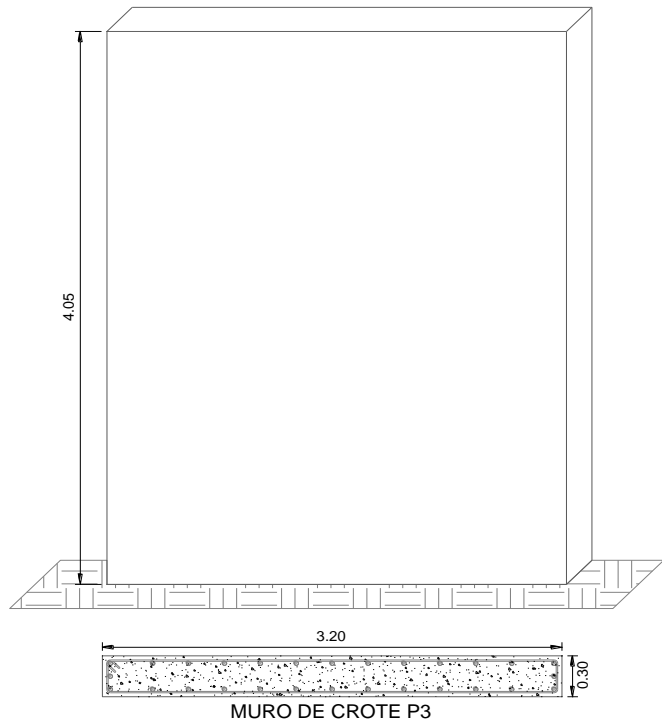


ANEXO N° 03:
HOJA DE CÁLCULO MUROS

ANEXO N°3 DISEÑO DE MUROS DE CORTE

1. ESPECIFICACIONES:

Ubicación = Entre los ejes N-N y 32-32
 Geometría
 l_w = 3.20 m
 h_w = 4.05 m
 h = 0.30 m
 Concreto f'_c = 280.0 kg/cm²
 Refuerzo f_y = 4200.0 kg/cm²



2. FUERZAS CORTANTES (del analisis en etabs)

COMBINACIONES	Vu (ton)	Mu (ton.m)
C2 1.25(CM+CV)+1.0Sx	23.52	135.38
C3 1.25(CM+CV)+1.0Sy	72.50	425.10
C4 0.9CM+1.0Sx	22.85	22.85
C5 0.9CM+1.0Sy	71.83	71.83

3. CALCULO DE LOS VALORES DE DISEÑO

VARIABLES	RESULTADOS
1. Verificación del espesor del muro $V_c = 0.83\sqrt{f'_c}hd$ $d = 0.8l$	106.66 ton > 71.83 ton OK
2. Cálculo de V_c para el muro (el menor). Donde $l_w/2 = 1.60$ ó $h_w/2 = 2.03$ y $M_u = 175.982$	
a) $V_c = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}hd + N_u d/4l_w$	34.70 ton
b) $V_c = \left[0.05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{l_w (0.1\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2 N_u/l_w h)}{M_u/V_u - l_w/2} \right] hd$	48.44 ton
3. Cálculo del refuerzo por cortante $V_u < \phi V_c/2$ (Se necesita)	13.01 ton < 71.83 ton
4. Selección del refuerzo horizontal por cortante $V_u = \phi V_c + \phi V_s$ $\phi V_s = \phi A_v f_y d/s$	
a) Espaciamiento con varilla 3/8"	25.00 cm
b) Espaciamiento con varilla 1/2"	44.72 cm
Separación máxima entre estribos horizontales	
a) $l_w/5$	64 cm Por lo tanto :
b) $3h$	90 cm $\phi = 3/8"$
c) 45cm	45 cm $S = 17.5$ cm
Comprobación de cuantía mínima $\rho_t = A_v/A_s > \rho_n = 0.0025$	$P_t = 0.0027$ OK
5. Se diseña el refuerzo vertical por cortante	
$\rho_l = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_l - 0.0025)$	$P_l = 0.00263$

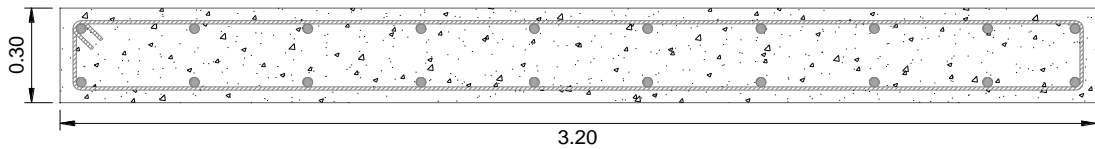
Cálculo del espaciamiento entre varillas $S = 2A_v/h\rho_l$

a) Espaciamiento con varilla	3/8"	18.02 cm
b) Espaciamiento con varilla	1/2"	32.24 cm
c) Espaciamiento con varilla	5/8"	40.30 cm

Separación máxima entre estribos horizontales

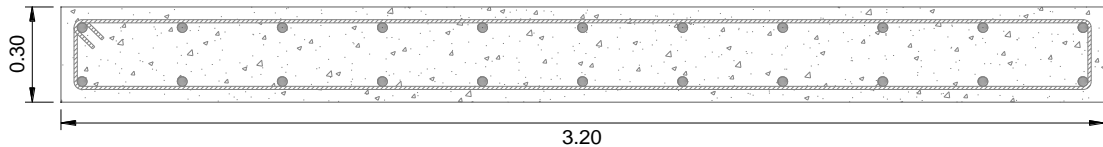
a) $l_w/3$	64 cm	Por lo tanto :
b) $3h$	90 cm	$\phi = 5/8"$
c) 45cm	45 cm	$S = 35 \text{ cm}$

6. Detalle del diseño del muro de corte



20Ø5/8" $S=0.35\text{cm}$
1Ø3/8@17.5cm

7. Observación: En comparación con el diseño que se obtiene del software etabs, los resultados son similares como se muestra a continuación, con lo cual se tiene confianza en los valores que este arrojará para los demás muros.



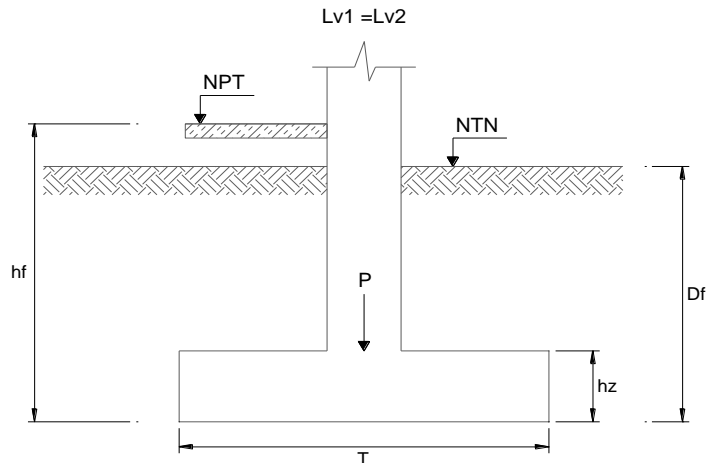
22Ø5/8" $S=0.30\text{cm}$
1Ø3/8@17.5cm

ANEXO N° 04:
HOJA DE CÁLCULO ZAPATAS

ANEXO N° 4 DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

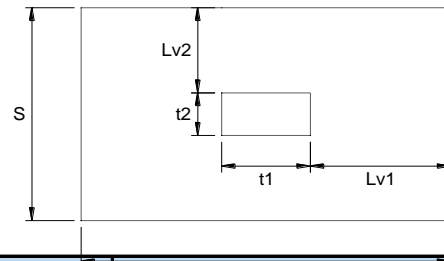
1. ESPECIFICACIONES:

Ubicación	=	Entre los ejes N-N y 29-29
Concreto f'_c	=	280.0 kg/cm ²
Refuerzo f_y	=	4200.0 kg/cm ²
Columna		
b	=	0.65 m
D	=	0.65 m
Capacidad portante	=	2.50 kg/cm ²
Densidad del suelo	=	1.80 t/m ³
Sobre carga 1er nivel	=	500 kg/m ²
Nivel de desplante	=	1.70 m



2. FUERZAS INTERNAS

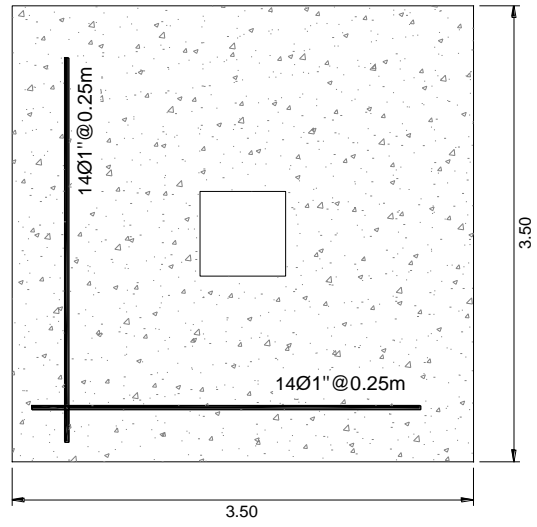
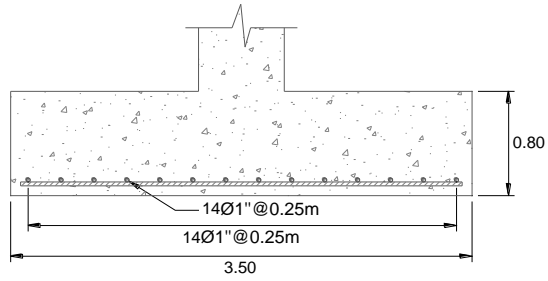
COMBINACIONES	PM (ton)	PV (ton)
C1 1.4CM+1.7CV	359.67	111.42



3. VALORES DE DISEÑO

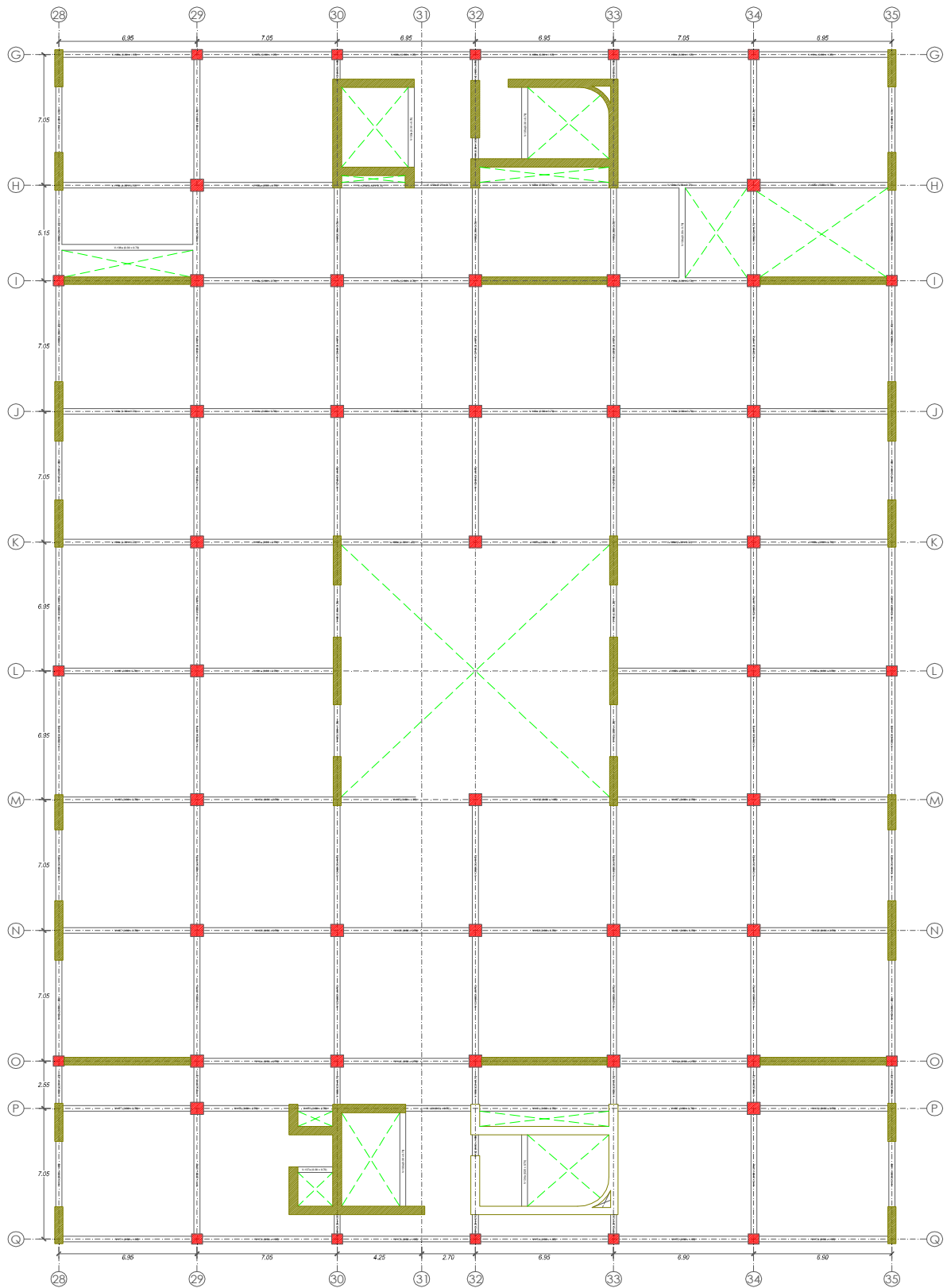
VARIABLES	T RESULTADOS
1. Esfuerzo neto del terreno	
$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} h_f - S/C$ $A_{zap} = P/\sigma_n$ Se debe cumplir $L_{v1} = L_{v2}$ $W_{nu} = P_u/A_{zap}$	21.44 ton/m ² $A_{zap} = ##### \text{ m}^2$ $T = S = 4.00 \text{ m}$ Zapata cuadrada $L_{v1} = L_{v2} = 2$ 29.44 ton/m ²
2. Dimensionamiento de hz por punzonamiento $V_u/\phi = V_c$	
1) $V_u/\phi = 1/\phi \{P_u - W_u(0.65 + d)(0.65 + d)\}$ 2) $V_c = 1.06\sqrt{f'_c}b_0d$ 1) = 2) despejando d	$d = 0.71 \text{ m}$ Usar $d = 0.80 \text{ m}$
3. Verificación por cortante $V_c \geq V_n$	
$V_n = V_{du}/\phi$ donde $V_{du} = (W_{nu}S)(L_v - d)$ $V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd$ CORRECTO	$V_n = 202.677 \text{ t} < V_c = 251.625 \text{ t}$
4. Diseño por flexión	
$M_u = (W_{nu}S)L_v^2/2$ $a = d - \sqrt{d^2 - M_u /(0.85f'_c\phi b)}$ $A_s = M_u/(\phi f_y(d - a/2))$	235.55 ton.m 2.08 cm 89.16 cm ²
5. Verificación de acero mínimo	
$A_{smin} = \rho_{temp}bd$ CORRECTO $s = (2.75 - 2r - \phi)/(n - 1)$	$A_{smin} = ##### \text{ cm}^2 < A_s = ##### \text{ cm}^2$ $n = 18$ de 1" $s = 0.16 \text{ m}$

6. Detallado, se seleccionaron varillas de 14 varillas de 1" @ 0.25m en ambas direcciones, cabe mencionar que el diseño que se ha obtenido es el mismo que entrega el software estructural SAFE.



ANEXO N° 05:
HOJA DE CÁLCULO LOSAS ARMADAS
EN 2 DIRECCIONES

CÁLCULO DE LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES - 1º ESTADO DE CARGA



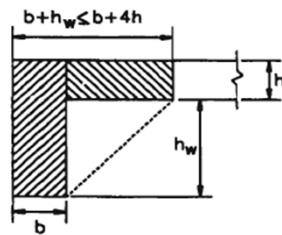
Datos:

Espesor de losa =	20.00 cm
Carga viva de servicio =	300.00 kg/m ²
Resistencia del concreto (f'c) =	280.00 kg/cm ²
Resistencia del acero (fy) =	4,200.00 kg/cm ²
Concreto de peso normal:	2,400.00 kg/m ³

Cálculos y Discusiones:**1. Diseño Preliminar para el Espesor Mínimo de Losa****Control de deflexiones**

En vigas de borde:

b =	30.00 cm
h =	20.00 cm
hw + h =	135.00 cm
hw =	115.00 cm



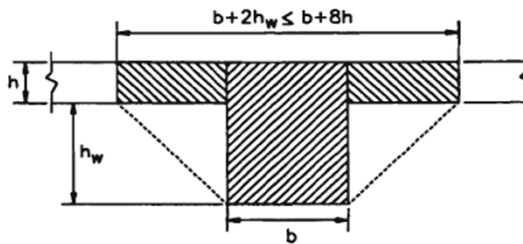
b + hw =	145.00 cm
b + 4h =	110.00 cm

Longitud de ala = 80.00 cm (Descontando ancho b).

lb =	7,438,347.23 cm ⁴
lb (aprox) =	9,226,406.25 cm ⁴

En vigas interiores de sección 30x70:

b =	30.00 cm
h =	20.00 cm
hw + h =	70.00 cm
hw =	50.00 cm



b + 2hw =	130.00 cm
b + 8h =	190.00 cm

Longitud de ala = 130.00 cm

lb =	1,436,480.77 cm ⁴
lb (aprox) =	1,715,000.00 cm ⁴

En vigas interiores de sección 30x135:

b =	30.00 cm	b + 2hw =	260.00 cm
h =	20.00 cm	b + 8h =	190.00 cm
hw + h =	135.00 cm		
hw =	115.00 cm	Longitud de ala =	190.00 cm

lb =	9,186,247.21 cm ⁴
lb (aprox) =	12,301,875.00 cm ⁴

Franja de columna:

L1 =	7.00 m	L1/4 =	1.75 m
L2 =	7.00 m	L2/4 =	1.75 m

El ancho de franja será = **1.75 m**

Rigidez Relativa de la Viga y Losa (α)

- Vigas de borde exterior Norte y Sur:

Longitud a considerarse = 362.50 cm

$I_s = 241,666.67 \text{ cm}^4$

- Vigas interiores Norte y Sur:

Longitud a considerarse = 700.00 cm

$I_s = 466,666.67 \text{ cm}^4$

- Vigas de borde exterior Este y Oeste:

Longitud a considerarse = 367.50 cm

$I_s = 245,000.00 \text{ cm}^4$

- Vigas interiores Este y Oeste:

Longitud a considerarse = 695.00 cm

$I_s = 463,333.33 \text{ cm}^4$

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

E_{cb} : Módulo de elasticidad del concreto de las vigas.

E_{cs} : Módulo de elasticidad del concreto de la losa.

I_b : Momento de inercia de la sección bruta de la viga respecto a su eje centroidal.

I_s : Momento de inercia de la sección bruta de la losa respecto a su eje centroidal.

- Vigas de borde exterior Norte y Sur: $\alpha = 30.78 \quad 38.18$

- Vigas de borde exterior Este y Oeste: $\alpha = 30.36 \quad 37.66$

- Vigas interiores Norte y Sur: $\alpha = 3.08 \quad 3.68$

- Vigas interiores Este y Oeste: $\alpha = 3.10 \quad 3.70$

Las ecuaciones para determinar el espesor de la losa utilizan los siguientes términos:

l_n : el claro libre en la dirección larga, medido cara a cara de las vigas.

β : relación del claro libre largo al corto.

α_{fm} : valor promedio de las relaciones de las rigideces de viga a losa, en todos los lados de un tablero.

Para $\alpha_{fm} \leq 0.2$:

Los espesores mínimos se obtienen de manera similar al método utilizado para las losas sin vigas interiores, con claros entre sus soportes.

Para $0.2 \leq \alpha_{fm} \leq 2.0$: (no menor que 12.50 cm de espesor)

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$$

Para $\alpha_{fm} > 2.0$: (no menor que 10 cm de espesor)

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta}$$

α_f promedio = $\alpha_{fm} = 10.01 \quad \beta = 1.00 \quad l_n = 6.45 \text{ m}$

Si un tablero está soportado en todos sus lados por vigas, la rigidez relativa de esas vigas en las dos direcciones perpendiculares, determinada con la siguiente expresión, no deberá ser menor que 0.2 ni mayor que 5.0.

$$\frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} = 1.01 \quad \text{Cumple.}$$

¿ $\alpha_{fm} > 2.0$? Usar segunda ecuación.

$$h = 0.16 \text{ m}$$

Espesor asumido es correcto.

2. Momentos para la dirección Norte - Sur, ejes 28 y 35

Para luces interiores:

Carga muerta = 480.00 kg/m²

Carga viva = 300.00 kg/m²

$$q_u = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV = 1,182.00 \text{ kg/m}^2$$

$$M_o = \frac{(q_u l_2)(l_n)^2}{8}$$

Mo: Momento estático factorizado total.

qu: Carga última factorizada total por unidad de área.

ln: Luz libre en la dirección de análisis de los momentos.

l2: luz perpendicular a la dirección de análisis

$$l_2 = 3.68 \text{ m}$$

$$l_n = 6.45 \text{ m}$$

$$M_o = 22.59 \text{ t-m}$$

Se divide este momento estático de diseño en porciones negativa y positiva:

$$\text{Momento negativo de diseño} = 0.65 \times 22.59 = -14.68 \text{ t-m}$$

$$\text{Momento positivo de diseño} = 0.35 \times 22.59 = 7.91 \text{ t-m}$$

Condiciones a tomar en cuenta previas a la asignación de momentos a las franjas:

$$\text{Si: } \left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \right) > 1 \rightarrow \left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \right) = 1$$

$$\alpha_{f1} = 30.36$$

$$l_2 = 3.68 \text{ m}$$

$$l_1 = 7.00 \text{ m}$$

$$\alpha_{f1} (l_2/l_1) = 15.94$$

$$\alpha_{f1} (l_2/l_1) = 1.00$$

Se requiere que a la viga se le asigne 85% del momento de la franja de columnas si $\alpha_{f1}(l_2/l_1) \geq 1.0$. Si $\alpha_{f1}(l_2/l_1)$ tiene un valor entre 1.0 y 0, el momento asignado a la viga se determina por interpolación lineal entre 85 y 0%. La parte del momento no asignado a la viga se asigna a la losa en la franja de columnas.

Se requiere también que la porción de los momentos de diseño no resistidos por las franjas de columnas sean asignados a la correspondiente franja media central. Tal franja media se diseñará para resistir la totalidad de los momentos asignados a sus dos medias franjas centrales.

Asignamos momentos interiores a franjas de columna y viga:

$$\%_{col\ ext}^- = 100 - 10\beta_t + 12\left(\frac{\alpha_{f1}l_2}{l_1}\right)\left(1 - \frac{l_2}{l_1}\right) \quad \%^+ = 60 + 30\left(\frac{\alpha_{f1}l_2}{l_1}\right)\left(1.5 - \frac{l_2}{l_1}\right)$$

$$\beta_t = \frac{E_{cb}C}{2E_{cs}I_s} \quad C = \sum \left(1 - 0.63\frac{x}{y}\right)\frac{x^3y}{3}$$

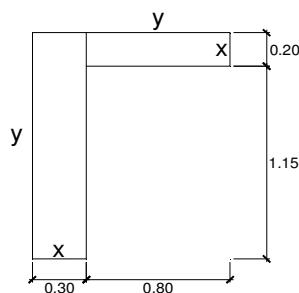
β_t :

relación de la rigidez a torsión de la sección de una viga de borde, a la rigidez a flexión de una losa de ancho igual a la longitud del claro de la viga medido entre centros de soportes.

C: propiedad del área de la sección transversal del brazo de torsión.

x: longitud del lado corto de cada rectángulo.

y: longitud del lado largo de cada rectángulo.



$$\begin{aligned} x1 &= 30.00 \text{ cm} & x2 &= 20.00 \text{ cm} \\ y1 &= 135.00 \text{ cm} & y2 &= 80.00 \text{ cm} \\ C &= 1,224,633.33 \text{ cm}^4 \\ \beta_t &= 2.50 \end{aligned}$$

% col ext (-) =	80.71	% col ext (+) =	89.25
M col ext (-) =	-11.85 t-m	M col ext (+) =	7.06 t-m

¿ $\alpha_{f1}(l_2/l_1) \geq 1.0$? **Sí, asignar 85% del momento a la viga.**

Para luces exteriores:

$$q_u = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV = 1,182.00 \text{ kg/m}^2$$

$$M_o = \frac{(q_u l_2)(l_n)^2}{8} \quad \begin{aligned} l_2 &= 3.68 \text{ m} \\ l_n &= 6.45 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\mathbf{M_o = 22.59 \text{ t-m}}$$

Se divide este momento estático de diseño en porciones negativa y positiva:

$$\text{Momento negativo exterior de diseño} = 0.16 \times 22.59 = -3.61 \text{ t-m}$$

$$\text{Momento positivo de diseño} = 0.57 \times 22.59 = 12.88 \text{ t-m}$$

$$\text{Momento negativo interior de diseño} = 0.70 \times 22.59 = -15.81 \text{ t-m}$$

$$\text{Si: } \left(\frac{\alpha_{f1}l_2}{l_1}\right) > 1 \rightarrow \left(\frac{\alpha_{f1}l_2}{l_1}\right) = 1$$

$$\begin{aligned} \alpha f_1 &= 30.36 & \alpha f_1 (l_2/l_1) &= 30.78 \\ l_2 &= 3.68 \text{ m} & \alpha f_1 (l_2/l_1) &= \mathbf{1.00} \\ l_1 &= 7.00 \text{ m} \end{aligned}$$

Asignamos momentos exteriores a franjas de columna y viga:

$$\%_{col\ ext}^- = 100 - 10\beta_t + 12 \left(\frac{\alpha f_1 l_2}{l_1} \right) \left(1 - \frac{l_2}{l_1} \right) \quad \%^+ = 60 + 30 \left(\frac{\alpha f_1 l_2}{l_1} \right) \left(1.5 - \frac{l_2}{l_1} \right)$$

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s} \quad C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3}$$

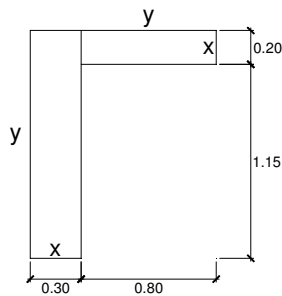
β_t :

relación de la rigidez a torsión de la sección de una viga de borde, a la rigidez a flexión de una losa de ancho igual a la longitud del claro de la viga medido entre centros de soportes.

C: propiedad del área de la sección transversal del brazo de torsión.

x: longitud del lado corto de cada rectángulo.

y: longitud del lado largo de cada rectángulo.



$$\begin{aligned} x_1 &= 30.00 \text{ cm} & x_2 &= 20.00 \text{ cm} \\ y_1 &= 135.00 \text{ cm} & y_2 &= 80.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$C = 1,224,633.33 \text{ cm}^4$$

$$\beta_t = 2.50$$

$$\begin{aligned} \% \text{ col ext-ext (-)} &= \mathbf{80.71} & \% \text{ col ext (+)} &= \mathbf{89.25} \\ M \text{ col ext-ext (-)} &= \mathbf{-2.92 \text{ t-m}} & M \text{ col int (+)} &= \mathbf{11.49 \text{ t-m}} \\ \% \text{ col ext-int (-)} &= \mathbf{80.71} \\ M \text{ col ext-int (-)} &= \mathbf{-12.76 \text{ t-m}} \end{aligned}$$

¿ $\alpha f_1 (l_2/l_1) \geq 1.0$? **Sí, asignar 85% del momento a la viga.**

	Momento Factorizado (t-m)	Momentos en Franja de Columnas (t-m)			Momento en Franja Central de Losa (t-m)	
		%	Total	En Viga		En Losa
Luz exterior:						
Negativo exterior	-3.61	80.71	-2.92 t-m	-2.48	-0.44	-0.70
Positivo	12.88	89.25	11.49 t-m	9.77	1.72	1.38
Negativo interior	-15.81	80.71	-12.76 t-m	-10.85	-1.91	-3.05

Luz interior:						
Negativo	-14.68	80.71	-11.85 t-m	-10.07	-1.78	-2.83
Positivo	7.91	89.25	7.06 t-m	6.00	1.06	0.85

3. Momentos para la dirección Norte - Sur, ejes 29 al 34

Para luces interiores:

Carga muerta = 480.00 kg/m²
 Carga viva = 300.00 kg/m²

qu = 1.4 x CM + 1.7 x CV = 1,182.00 kg/m²

$$M_o = \frac{(q_u l_2)(l_n)^2}{8}$$

Mo: Momento estático factorizado total.
 qu: Carga última factorizada total por unidad de área.
 ln: Luz libre en la dirección de análisis de los momentos.
 l2: luz perpendicular a la dirección de análisis

l2 = 7.00 m **Mo = 43.03 t-m**
 ln = 6.45 m

Se divide este momento estático de diseño en porciones negativa y positiva:

Momento negativo de diseño = 0.65 x 43.03 = -27.97 t-m

Momento positivo de diseño = 0.35 x 43.03 = 15.06 t-m

Condiciones a tomar en cuenta previas a la asignación de momentos a las franjas:

Si: $\left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1}\right) > 1 \rightarrow \left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1}\right) = 1$

αf1 = 3.10 αf1 (l2/l1) = 3.10
 l2 = 7.00 m **αf1 (l2/l1) = 1.00**
 l1 = 7.00 m

Asignamos momentos interiores a franjas de columna y viga:

$$\%_{col\ int}^- = 75 + 30 \left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1}\right) \left(1 - \frac{l_2}{l_1}\right) \qquad \%^+ = 60 + 30 \left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1}\right) \left(1.5 - \frac{l_2}{l_1}\right)$$

% col int (-) = 75.00 % col int (+) = 75.00

M col int (-) = -20.98 t-m M col int (+) = 11.29 t-m

¿αf1(l2/l1) ≥ 1.0? **Sí, asignar 85% del momento a la viga.**

Para luces exteriores:

$$q_u = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV = 1,182.00 \text{ kg/m}^2$$

$$M_o = \frac{(q_u l_2)(l_n)^2}{8} \quad \begin{array}{l} l_2 = 7.00 \text{ m} \\ l_n = 6.45 \text{ m} \end{array}$$

$$M_o = 43.03 \text{ t-m}$$

Se divide este momento estático de diseño en porciones negativa y positiva:

$$\text{Momento negativo exterior de diseño} = 0.16 \times 43.03 = -6.88 \text{ t-m}$$

$$\text{Momento positivo de diseño} = 0.57 \times 43.03 = 24.53 \text{ t-m}$$

$$\text{Momento negativo interior de diseño} = 0.70 \times 43.03 = -30.12 \text{ t-m}$$

$$\text{Si: } \left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \right) > 1 \rightarrow \left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \right) = 1$$

$$\begin{array}{l} \alpha_{f1} = 3.10 \\ l_2 = 7.00 \text{ m} \\ l_1 = 7.00 \text{ m} \end{array} \quad \begin{array}{l} \alpha_{f1} (l_2/l_1) = 3.10 \\ \alpha_{f1} (l_2/l_1) = 1.00 \end{array}$$

Asignamos momentos exteriores a franjas de columna y viga:

$$\%_{col \text{ ext}}^- = 100 - 10\beta_t + 12 \left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \right) \left(1 - \frac{l_2}{l_1} \right) \quad \%^+ = 60 + 30 \left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \right) \left(1.5 - \frac{l_2}{l_1} \right)$$

$$\%_{col \text{ int}}^- = 75 + 30 \left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \right) \left(1 - \frac{l_2}{l_1} \right)$$

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s} \quad C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3}$$

β_t :

relación de la rigidez a torsión de la sección de una viga de borde, a la rigidez a flexión de una losa de ancho igual a la longitud del claro de la viga medido entre centros de soportes.

C:

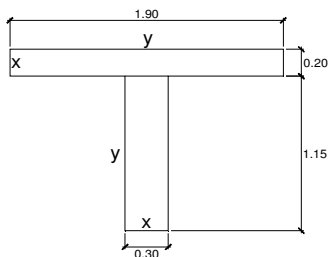
propiedad del área de la sección transversal del brazo de torsión.

x:

longitud del lado corto de cada rectángulo.

y:

longitud del lado largo de cada rectángulo.



$$x_1 = 20.00 \text{ cm}$$

$$x_2 = 30.00 \text{ cm}$$

$$y_1 = 190.00 \text{ cm}$$

$$y_2 = 115.00 \text{ cm}$$

$$C = 1,337,966.67 \text{ cm}^4$$

$$\beta_t = 1.44$$

% col ext-ext (-) = 85.56 % col ext (+) = 75.00
 M col ext-ext (-) = -5.89 t-m M col int (+) = 18.39 t-m
 % col ext-int (-) = 75.00
 M col ext-int (-) = -22.59 t-m

¿ $\alpha f_1(l_2/l_1) \geq 1.0$? Sí, asignar 85% del momento a la viga.

	Momento Factorizado (t-m)	Momentos en Franja de Columnas (t-m)				Momento en Franja Central de Losa (t-m)
		%	Total	En Viga	En Losa	
Luz exterior:						
Negativo exterior	-6.88	85.56	-5.89 t-m	-5.01	-0.88	-0.99
Positivo	24.53	75.00	18.39 t-m	15.64	2.76	6.13
Negativo interior	-30.12	75.00	-22.59 t-m	-19.20	-3.39	-7.53
Luz interior:						
Negativo	-27.97	75.00	-20.98 t-m	-17.83	-3.15	-6.99
Positivo	15.06	75.00	11.29 t-m	9.60	1.69	3.76

4. Verificación por Cortante

$$V_u = q_u \left(\frac{l_1}{2} - \frac{b_{viga}}{2} - d_{losa} \right) \quad d_{losa} = h - \text{recubrimiento} - d_b$$

$q_u = 1,182.00 \text{ kg/m}^2$
 $b_v = 0.30 \text{ m}$
 $d_l = 0.16 \text{ m}$
 $V_u = 3.77 \text{ t}$

La resistencia a cortante de diseño de la losa está dada por:

$$\phi V_c = 0.53 \phi \sqrt{f'c} b_w d$$

$\phi = 0.85$
 $b_w = 1.00 \text{ m}$
 $d = 0.16 \text{ m}$
 $\phi V_c = 11.86 \text{ t}$ ¿ $V_u < \phi V_c$? **Conforme.**

5. Refuerzo de la losa

Debe proveerse un área mínima de acero igual a 0.0018 veces el área bruta de concreto para control del agrietamiento por temperatura y retracción de fraguado.

$$0.0018 \times h \times b_w = 3.60 \text{ cm}^2$$

Expresado en términos de cuantía de acero mínima para los espesores efectivos reales:

$\rho_{min} = 0.0023$
 $S_{min} = 10.00 \text{ cm}$

	Ubicación	Mu (t-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)	ρ	As* (cm ²)	S (cm)
Eje Exterior - Media Franja de Columna (Luz exterior)	Ext. Negativa	0.44	175.00	16.00	0.0073	0.07	0.0000	3.60	61.74
	Positiva	1.72	175.00	16.00	0.0288	0.29	0.0001	3.60	61.74
	Int. Negativa	1.91	175.00	16.00	0.0319	0.32	0.0001	3.60	61.74
Eje Exterior - Franja Central (Luz interior)	Negativa	1.78	350.00	16.00	0.0148	0.29	0.0001	3.60	123.47
	Positiva	1.06	350.00	16.00	0.0088	0.18	0.0000	3.60	123.47
Eje Interior - Franja de Columna (Luz exterior)	Ext. Negativa	0.88	350.00	16.00	0.0074	0.15	0.0000	3.60	123.47
	Positiva	2.76	350.00	16.00	0.0230	0.46	0.0001	3.60	123.47
	Int. Negativa	3.39	350.00	16.00	0.0283	0.56	0.0001	3.60	123.47
Eje Interior - Franja Central (Luz interior)	Negativa	3.15	350.00	16.00	0.0263	0.52	0.0001	3.60	123.47
	Positiva	1.69	350.00	16.00	0.0141	0.28	0.0001	3.60	123.47

ANEXO N° 06:
HOJA DE CÁLCULO AISLADORES
SISMICOS

PREDIMENSIONAMIENTO DE AISLADORES SISMICOS

• CARACTERISTICAS INICIALES

Peso sísmico = 19293.78 ton

Gravedad = 9.81 m/s²

S_{D1} = 0.45 g Para periodos cortos de 1s, 5% de amortiguamiento y una probabilidad

S_{DS} = 1.08 g de excedencia de 10% en 50 años.

Dimensiones en planta

Longitud larga $b = 63.90$ m

Longitud corta $d = 41.90$ m

Distancia al elemento de interez $y = 31.95$ m

Excentricidad $e = 3.20$ m

Características de los supuestos aisladores

Peso sísmico = 350.00 ton Para aisladores de $G_A = 90$ psi $B_A = 12\%$ $N^\circ A = 44$ und

550.00 ton Para aisladores de $G_B = 140$ psi $B_B = 15\%$ $N^\circ B = 32$ und

VARIABLES	RESULTADOS
PREDIMENSIONAMIENTO	
1. Se fija un periodo objetivo y se calcula una valor preeliminar para las rigideces. "T" y "K_H^A" y "K_H^B"	
$T =$ se asume un periodo objetivo entre 2.5s a 3s $K_H^A = mw^2$ $K_H^B = mw^2$	$T = 2.5$ s $K_{HA} = 225.44$ ton/m $K_{HB} = 354.26$ ton/m
2. Calculo del desplazamiento de diseño y se supone uncoeficiente de amortiguamiento compuesto.	
$D_D = \frac{gS_{D1}T_D}{4\pi^2B_D}$ Promedio entre B_A y $B_B = 13\%$	$B_D = 1.3$ $D_D = 0.22$ m
3. Se toma el valor máximo de la deformación por corte y el espesor del caucho. "γ" y "tr"	
$tr = \frac{D}{\gamma}$ Espesor del caucho seleccionado =	$\gamma = 1.5$ $tr = 15.00$ cm $tr = 26.00$ cm
4. Se calcula el área del aislador sísmico y su diámetro. "A_{CAUCHO}" y "Ø"	
$A_{caucho.A} = \frac{K_P tr}{G}$ $1psi = 0.0703$ kg/cm ² Área de caucho seleccionada = $A_{caucho.B} = \frac{K_P tr}{G}$ Área de caucho seleccionada =	$A_{caucho.A} = 5344.67$ cm ² Diámetro Ø = 83.00 cm $A_{caucho.A} = 5410.61$ cm ² $A_{caucho.B} = 5399.20$ cm ² Diámetro Ø = 83.00 cm $A_{caucho.B} = 5410.61$ cm ²
DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO Y DESPLAZAMIENTO TOTAL DE DISEÑO	
4. Cálculo de la rigidez postfluencia con el área de caucho seleccionada. "K_P^A" y "K_P^B"	
$K_P^A = \frac{A_{CAUCHO}G_A}{tr}$ $K_P^B = \frac{A_{CAUCHO}G_B}{tr}$	$K_{PA} = 1316.65$ kg/cm $K_{PB} = 2048.12$ kg/cm

5. Se calcula la rigidez combinada de los aisladores. "K_{Dmin}"	
$K_{Dmin} = N^{\circ}A(K_P^A) + N^{\circ}B(K_P^B)$	$K_{Dmin} = 123472.57 \text{ kg/cm}$
6. Se calcula el periodo. "T"	
$T = 2\pi \sqrt{W/K_{Dmin}}$	$T = 2.51 \text{ s}$
7. Se calcula el amortiguamiento efectivo compuesto. "β_{eff}" Y su coeficiente. "B_D"	
$\beta_{eff} = \frac{K_P^A \beta_A + K_P^B \beta_B}{K_{Dmin}}$	$B_{eff} = 0.136$ $B_D = 1.3$
8. Con los datos conocidos se recalcula el desplazamiento de diseño. "D_D"	
$D_D = \frac{gS_{D1}T_D}{4\pi^2 B_D}$	$D_D = 0.21 \text{ m}$
9. Se calcula el desplazamiento total de diseño. "D_{TD}"	
$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	$D_{TD} = 0.26 \text{ m}$
FUERZAS LATERALES MÍNIMAS PARA UN SISTEMA DE AISLAMIENTO	
10. Se calcula el cortante basal y el cortante para la superestructura. "V_b" y "V_s"	
$V_b = K_{Dmax}D_D$ $V_s = \frac{K_{Dmax}D_D}{R_1}$ donde $R_1 = 3/8 R$ y $1 \leq R_1 \leq 2$	$R = 3$ $V_b = 2647.004 \text{ ton}$ $V_s = 1323.50 \text{ ton}$
11. Se verifica los límites de V_s según ASCE 41-10.	
1) . La fuerza sísmica lateral requerida por la Sección 12.8 (ASCE 41-10) para una estructura de base fija mismo peso sísmico efectivo, W , y un período igual al período aislado, T_D .	
<ul style="list-style-type: none"> Factor de importancia "I" = 1.25 Factor de modificación de respuesta $R = 8$ $C_S = \frac{S_{DS}}{\frac{R_1}{I_e}}$ per no mayor que $C_S = \frac{S_{D1}}{T \frac{R_1}{I_e}}$ $V_S = C_S W$	$R_1 = 2.00$ $C_S = 0.675$ $C_S = 0.11$ $V_s = 2163.55 \text{ ton}$ $V_s = 2163.55 \text{ ton}$
2) el cortante en la base correspondiente a la carga de viento de diseño factorizada. NO SE ESTUDIARÁ ESTE CASO.	
3) . La fuerza sísmica lateral necesaria para activar completamente el sistema de aislamiento (por ejemplo, el nivel de rendimiento de un sistema de ablandamiento, la capacidad última de un sistema eólico-control de sacrificio, o el nivel de fricción separatista de un sistema de deslizamiento) multiplicado por 1,5. NO SE ESTUDIARÁ ESTE CASO.	
DESPLAZAMIENTO MÁXIMO Y DEPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO	
12. Para los desplazamiento máximos normalmente los compuestos de los aisladores sufren un incremento del 20% en el módulo de cortante y un decremento del amortiguamiento en 1%.	
$G_A = 108.00 \text{ psi}$	$B_A = 11.9\%$
$G_B = 168.00 \text{ psi}$	$B_B = 14.9\%$
$N^{\circ}A = 44 \text{ und}$	$N^{\circ}B = 32 \text{ und}$

13. Se recalcula la rigidez postfluencia. "K_P^A" y "K_P^B"	
$K_P^A = \frac{A_{CAUCHO} G_A}{tr} \quad K_P^B = \frac{A_{CAUCHO} G_B}{tr}$	$K_{PA} = 1579.98 \text{ kg/cm}$ $K_{PB} = 2457.75 \text{ kg/cm}$
14. Se REcalcula la rigidez combinada de los aisladores. "K_{Dmin}"	
$K_{Dmin} = N^{\circ}A(K_P^A) + N^{\circ}B(K_P^B)$	$K_{Dmin} = 148167.08 \text{ kg/cm}$
15. Se recalcula el periodo. "T"	
$T = 2\pi \sqrt{W/K_{Dmin}}$	$T = 2.29 \text{ s}$
16. Se calcula el amortiguamiento efectivo compuesto. "β_{eff}" Y su coeficiente. "B_D"	
$\beta_{eff} = \frac{K_P^A \beta_A + K_P^B \beta_B}{K_{Dmin}}$	$B_{eff} = 0.135$ $B_D = 1.3$
17. Con los datos conocidos se recalcula el desplazamiento máximo. "D_M"	
$D_M = \frac{g S_{M1} T_D}{4\pi^2 B_D}$	$D_M = 0.29 \text{ m}$
18. Se calcula el desplazamiento total máximo. "D_{TM}"	
$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	$D_{TD} = 0.36 \text{ m}$
DIMENSIONAMIENTO DEL AISLADOR	
19. Se selecciona una frecuencia vertical F_v y se calcula el factor de forma. "S"	
$F_v = 14 \text{ hz}$ $S = \text{Factor de forma}$ $S = \frac{1}{\sqrt{6}} \frac{f_v}{f_D} \text{ donde } f_D = 1/T \text{ objetivo}$	$f_D = 0.4 \text{ hz}$ $S = 14.00$
20. Se calcula el módulo de elasticidad considerando compresibilidad del caucho con un $K_v = 290075.4 \text{ psi (2000MPa)}$ "E_C"	
$E_C^A = \frac{6G_A S^2 K}{6G_A S^2 + K} \quad E_C^B = \frac{6G_B S^2 K}{6G_B S^2 + K}$	$K = 40784.60 \text{ kg/cm}^2$ $E_{CA} = 7325.05 \text{ kg/cm}^2$ $E_{CB} = 10360.73 \text{ kg/cm}^2$
21. Se calcula la rigidez compuesta a nivel de deformación. "K_V"	
$K_v = \frac{(N^{\circ}A E_{CA} + N^{\circ}B E_{CB}) A}{tr}$	$K_V = 136065402.32 \text{ kg/cm}$
22. Se calcula el periodo para esta rigidez. "T"	
$T = 2\pi \sqrt{W/K_{Dmin}}$	$T = 0.08 \text{ s}$ frecuencia $f = 13.24 \text{ hz}$
23. Se calcula el grosor de cada capa de caucho y el número de capas. "t" y "n"	
$t = \frac{\emptyset}{4S} \quad n = \frac{tr}{t}$	$t = 1.48 \text{ cm}$ $n = 18.0 \text{ cm}$ se opta $t = 1.67 \text{ cm}$

24. Altura total del aislador. "h"	
grosor de lamina de acero = 0.2 cm N° de laminas de acero = 17 2 laminas de 1" en los extremos = 5.1 cm	h = 38.95 cm

CALCULO DE LAS CARACTERISTICAS DEL MODELO BILINEAL	
25. Calculo de la energía disipada. "E_D"	
$E_{DA} = 2\pi K_{effA} D^2 B_{eff}$ $E_{DB} = 2\pi K_{effB} D^2 B_{eff}$	E _{DA} = 5.47 ton.m E _{DB} = 10.65 ton.m
26. Se calcula el desplazamiento de fluencia del aislador. "D_Y"	
$D_Y = 0.1tr$	$D_Y = 0.0260 m$
27. Se recalcula el valor correcto de la fuerza caracteristicas. "Q"	
$Q = \frac{E_D}{4(D - D_Y)}$	Q _A = 7.266 ton Q _B = 14.128 ton
27. Calculo de la rigidez postfluencia. "K_p"	
$K_p = K_{eff} - \frac{Q}{D}$	K _{PA} = 97.773 ton/m K _{PB} = 138.910 ton/m
30. Se calcula la rigidez inicial de los aisladores. "K_e"	
$K_e = K_p + \frac{Q}{D}$	K _{eA} = 377.229 ton/m K _{eB} = 682.297 ton/m
31. Se calcula la fuerza de fluencia de los aisladores. "F_y"	
$F_y = Q + K_p D_Y$	F _{yA} = 9.81 ton F _{yB} = 17.74 ton
32. Se calcula el amortiguamiento efectivo de los aisladores. "B_{eff}"	
$B_{eff} = \frac{2Q(D - D_Y)}{\pi K_{eff} D^2}$	B _{effA} = 8.41% B _{effB} = 10.41%
$\omega = 2\pi/T_{real}$ $C_A = \frac{E_{DA}}{\pi D_D^2 \omega} \quad C_B = \frac{E_{DB}}{\pi D_D^2 \omega}$	W = 2.51 rad/seg C _A = 15.137 ton.sec/m C _B = 29.432 ton.sec/m

ANEXO N° 07:
METRADOS DISEÑO N°01

RESUMEN DE METRADOS

Presupuesto
Subpresupuesto
Cliente
Lugar

Item	Descripción	Und.	Metrado
01	CONCRETO ARMADO		
01.01	VIGAS DE CIMENTACION		
05.01.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C= 280 KG/CM2	m3	882.92
05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	1,467.28
05.01.03	ACERO EN VIGA DE CIMENTACION GRADO 60	kg	76,337.33
01.02	ZAPATAS AISLADAS		
01.02.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 280 KG/CM2	m3	54.00
01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS AISLADAS	m2	72.00
01.02.03	ACERO PARA ZAPATAS GRADO 60	kg	1,041.83
01.03	ZAPATAS CORRIDAS		
01.03.01	CONCRETO EN ZAPATAS CORRIDAS F'C= 280 KG/CM2	m3	1,350.34
01.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS CORRIDAS	m2	487.80
01.03.03	ACERO PARA ZAPATAS CORRIDAS GRADO 60	kg	205,757.48
01.04	PLACAS		
01.04.01	CONCRETO DE PLACAS F'C=280 KG/CM2	m3	2,968.90
01.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS	m2	14,972.07
01.04.03	ACERO GRADO 60 PLACAS	kg	340,234.11
01.05	COLUMNAS		
01.05.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=280 KG/CM2	m3	547.62
01.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	1,966.54
01.05.03	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS	kg	84,023.82
01.06	VIGAS		
01.06.01	CONCRETO EN VIGAS F'C=280 KG/CM2	m3	1,247.50
01.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	8,085.95
01.06.03	ACERO GRADO 60 EN VIGAS	kg	154,036.52
01.07	LOSAS MACIZAS H= 0.20		
01.07.01	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS F'C=280 KG/CM2	m3	3,192.63
01.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS MACIZAS	m2	14,128.80
01.07.03	ACERO GRADO 60 EN LOSAS MACIZAS	kg	350,386.67

ANEXO N° 08:
METRADOS DISEÑO N°02

RESUMEN DE METRADOS DISEÑO 2

Presupuesto
Subpresupuesto
Cliente
Lugar

Item	Descripción	Und.	Metrado
1	CONCRETO ARMADO		
01.01	VIGAS DE CIMENTACION		
01.01.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C= 280 KG/CM2	m3	209.98
01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	1,049.90
01.01.03	ACERO EN VIGA DE CIMENTACION GRADO 60	kg	21,984.83
01.02	ZAPATAS AISLADAS		
01.02.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 280 KG/CM2	m3	259.88
01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS AISLADAS	m2	455.40
01.02.03	ACERO PARA ZAPATAS GRADO 60	kg	14,818.60
01.03	ZAPATAS CORRIDAS		
01.03.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 280 KG/CM2	m3	58.33
01.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS AISLADAS	m2	69.76
01.03.03	ACERO PARA ZAPATAS GRADO 60	kg	2,255.00
01.04	COLUMNAS CORTAS		
01.04.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=280 KG/CM2	m3	291.06
01.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	722.70
01.04.03	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS	kg	48,679.02
01.05	NUCLEOS RIGIDOS		
01.05.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=280 KG/CM2	m3	166.32
01.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	514.80
01.05.03	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS	kg	35,714.36
01.06	VIGAS		
01.06.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=280 KG/CM2	m3	1,528.04
01.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	10,140.87
01.06.03	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS	kg	218,656.50
01.07	COLUMNAS		
01.07.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=280 KG/CM2	m3	1,139.64
01.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	4,145.86
01.07.03	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS	kg	165,970.55
01.08	LOSAS MACIZAS H= 0.20		
01.08.01	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS F'C=280 KG/CM2	m3	3,598.19
01.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS MACIZAS	m2	16,156.59
01.08.03	ACERO GRADO 60 EN LOSAS MACIZAS	kg	394,896.22
01.09	AISLADORES HDR		
01.09.01	AISLADORES DE CAUCHO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)	und	76.00

ANEXO N° 09:
PRESUPUESTO DISEÑO N°01

Presupuesto

Presupuesto 0306001 HOSPITAL UPAO - DISEÑO 01
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS
 Cliente UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
 Lugar LA LIBERTAD - TRUJILLO - TRUJILLO

Costo al 11/07/2015

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	CONCRETO ARMADO				8,221,458.24
01.01	VIGAS DE CIMENTACION				558,022.20
01.01.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C= 280 KG/CM2	m3	882.92	267.50	236,181.10
01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	1,467.28	31.53	46,263.34
01.01.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	76,337.33	3.61	275,577.76
01.02	ZAPATAS AISLADAS				21,434.49
01.02.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 280 KG/CM2	m3	54.00	267.50	14,445.00
01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS AISLADAS	m2	72.00	44.84	3,228.48
01.02.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1,041.83	3.61	3,761.01
01.03	ZAPATAS CORRIDAS				1,125,873.40
01.03.01	CONCRETO EN ZAPATAS CORRIDAS F'C= 280 KG/CM2	m3	1,350.34	267.50	361,215.95
01.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS CORRIDAS	m2	487.80	44.84	21,872.95
01.03.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	205,757.48	3.61	742,784.50
01.04	PLACAS				2,376,665.07
01.04.01	CONCRETO DE PLACAS F'C=280 KG/CM2	m3	2,968.90	267.50	794,180.75
01.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS	m2	14,972.07	23.66	354,239.18
01.04.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	340,234.11	3.61	1,228,245.14
01.05	COLUMNAS				491,701.64
01.05.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=280 KG/CM2	m3	547.62	267.50	146,488.35
01.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	1,966.54	21.30	41,887.30
01.05.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	84,023.82	3.61	303,325.99
01.06	VIGAS				1,057,076.40
01.06.01	CONCRETO EN VIGAS F'C=280 KG/CM2	m3	1,247.50	267.50	333,706.25
01.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	8,085.95	20.69	167,298.31
01.06.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	154,036.52	3.61	556,071.84
01.07	LOSA MACIZA h = 0.20 m				2,590,685.04
01.07.01	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS F'C=280 KG/CM2	m3	3,192.63	267.50	854,028.53
01.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS MACIZAS	m2	14,128.80	33.39	471,760.63
01.07.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	350,386.67	3.61	1,264,895.88
	Costo Directo				8,221,458.24
	IGV (18%)				1,479,862.48
	Presupuesto Total				9,701,320.72

SON : NUEVE MILLONES SETECIENTOS UNO MIL TRESCIENTOS VEINTE Y 72/100 NUEVOS SOLES

ANEXO N° 10:
PRESUPUESTO DISEÑO N°02

Presupuesto

Presupuesto 0306002 HOSPITAL UPAO - DISEÑO 02
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS
 Cliente UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
 Lugar LA LIBERTAD - TRUJILLO - TRUJILLO

Costo al 11/07/2015

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	CONCRETO ARMADO				7,553,795.66
01.01	VIGAS DE CIMENTACION				168,638.24
01.01.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C= 280 KG/CM2	m3	209.98	267.50	56,169.65
01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	1,049.90	31.53	33,103.35
01.01.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	21,984.83	3.61	79,365.24
01.02	ZAPATAS AISLADAS				143,433.19
01.02.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 280 KG/CM2	m3	259.88	267.50	69,517.90
01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS AISLADAS	m2	455.40	44.84	20,420.14
01.02.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	14,818.60	3.61	53,495.15
01.03	ZAPATAS CORRIDAS				26,871.87
01.03.01	CONCRETO EN ZAPATAS CORRIDAS F'C= 280 KG/CM2	m3	58.33	267.50	15,603.28
01.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS CORRIDAS	m2	69.76	44.84	3,128.04
01.03.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	2,255.00	3.61	8,140.55
01.04	COLUMNAS CORTAS				268,983.32
01.04.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=280 KG/CM2	m3	291.06	267.50	77,858.55
01.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	722.70	21.30	15,393.51
01.04.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	48,679.02	3.61	175,731.26
01.05	NÚCLEOS RÍGIDOS				184,384.68
01.05.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=280 KG/CM2	m3	166.32	267.50	44,490.60
01.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	514.80	21.30	10,965.24
01.05.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	35,714.36	3.61	128,928.84
01.06	VIGAS				1,407,915.27
01.06.01	CONCRETO EN VIGAS F'C=280 KG/CM2	m3	1,528.04	267.50	408,750.70
01.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	10,140.87	20.69	209,814.60
01.06.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	218,656.50	3.61	789,349.97
01.07	COLUMNAS				992,314.21
01.07.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=280 KG/CM2	m3	1,139.64	267.50	304,853.70
01.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	4,145.86	21.30	88,306.82
01.07.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	165,970.55	3.61	599,153.69
01.08	LOSA MACIZA h = 0.20 m				2,927,559.72
01.08.01	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS F'C=280 KG/CM2	m3	3,598.19	267.50	962,515.83
01.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS MACIZAS	m2	16,156.59	33.39	539,468.54
01.08.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	394,896.22	3.61	1,425,575.35
01.09	AISLADORES HDR				1,433,695.16
01.09.01	AISLADORES DE CAUCHO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)	u	76.00	18,864.41	1,433,695.16
	Costo Directo				7,553,795.66
	IGV (18%)				1,359,683.22
	Presupuesto Total				8,913,478.88

SON : OCHO MILLONES NOVECIENTOS TRECE MIL CUATROCIENTOS SETENTIOCHO Y 88/100 NUEVOS SOLES

ANEXO N° 11:
COSTOS UNITARIOS DISEÑO N°01

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0306001 HOSPITAL UPAO - DISEÑO 01			Fecha presupuesto	11/07/2015		
Subpresupuesto	001 ESTRUCTURAS						
Partida	01.01.01 CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C= 280 KG/CM2						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m3			267.50
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5900	38.14	22.50	
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3900	35.00	13.65	
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		13.9400	16.53	230.43	
0239050000	AGUA	m3		0.1800	5.09	0.92	
						267.50	
Partida	01.01.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por : m2			31.53
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Materiales						
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.20	0.96	
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1500	3.20	0.48	
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		5.4700	5.50	30.09	
						31.53	
Partida	01.01.03 ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60						
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg			3.61
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.20	0.19	
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.20	3.42	
						3.61	
Partida	01.02.01 CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 280 KG/CM2						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m3			267.50
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5900	38.14	22.50	
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3900	35.00	13.65	
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		13.9400	16.53	230.43	
0239050000	AGUA	m3		0.1800	5.09	0.92	
						267.50	
Partida	01.02.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS AISLADAS						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m2			44.84
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Materiales						
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.20	0.96	
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1500	3.20	0.48	
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		7.8900	5.50	43.40	
						44.84	
Partida	01.02.03 ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60						
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg			3.61
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.20	0.19	

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0306001 HOSPITAL UPAO - DISEÑO 01			Fecha presupuesto	11/07/2015	
Subpresupuesto	001 ESTRUCTURAS					
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1.0700	3.20	3.42	3.61
<hr/>						
Partida	01.03.01	CONCRETO EN ZAPATAS CORRIDAS F'C= 280 KG/CM2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m3		267.50
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5900	38.14	22.50
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3900	35.00	13.65
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		13.9400	16.53	230.43
0239050000	AGUA	m3		0.1800	5.09	0.92
						267.50
<hr/>						
Partida	01.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS CORRIDAS				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m2		44.84
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.20	0.96
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1500	3.20	0.48
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		7.8900	5.50	43.40
						44.84
<hr/>						
Partida	01.03.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60				
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		3.61
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.20	0.19
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.20	3.42
						3.61
<hr/>						
Partida	01.04.01	CONCRETO DE PLACAS F'C=280 KG/CM2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3		267.50
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5900	38.14	22.50
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3900	35.00	13.65
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		13.9400	16.53	230.43
0239050000	AGUA	m3		0.1800	5.09	0.92
						267.50
<hr/>						
Partida	01.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m2		23.66
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.20	0.96
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1500	3.20	0.48
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		4.0400	5.50	22.22
						23.66
<hr/>						
Partida	01.04.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60				
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		3.61

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0306001 HOSPITAL UPAO - DISEÑO 01			Fecha presupuesto	11/07/2015	
Subpresupuesto	001 ESTRUCTURAS					
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.20	0.19
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.20	3.42
						3.61
<hr/>						
Partida	01.05.01 CONCRETO EN COLUMNAS F'C=280 KG/CM2					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m3		267.50
<hr/>						
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5900	38.14	22.50
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3900	35.00	13.65
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		13.9400	16.53	230.43
0239050000	AGUA	m3		0.1800	5.09	0.92
						267.50
<hr/>						
Partida	01.05.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2		21.30
<hr/>						
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.20	0.96
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1700	3.20	0.54
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		3.6000	5.50	19.80
						21.30
<hr/>						
Partida	01.05.03 ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		3.61
<hr/>						
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.20	0.19
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.20	3.42
						3.61
<hr/>						
Partida	01.06.01 CONCRETO EN VIGAS F'C=280 KG/CM2					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3		267.50
<hr/>						
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5900	38.14	22.50
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3900	35.00	13.65
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		13.9400	16.53	230.43
0239050000	AGUA	m3		0.1800	5.09	0.92
						267.50
<hr/>						
Partida	01.06.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 16.0000	EQ. 16.0000	Costo unitario directo por : m2		20.69
<hr/>						
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.2100	3.20	0.67
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.2400	3.20	0.77
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		3.5000	5.50	19.25
						20.69
<hr/>						
Partida	01.06.03 ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60					

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0306001 HOSPITAL UPAO - DISEÑO 01**
 Subpresupuesto **001 ESTRUCTURAS**

Fecha presupuesto **11/07/2015**

Rendimiento **kg/DIA** MO. **250.0000** EQ. **250.0000** Costo unitario directo por : kg **3.61**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.20	0.19
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.20	3.42
						3.61

Partida **01.07.01 CONCRETO EN LOSAS MACIZAS F'C=280 KG/CM2**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **18.0000** EQ. **18.0000** Costo unitario directo por : m3 **267.50**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5900	38.14	22.50
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3900	35.00	13.65
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		13.9400	16.53	230.43
0239050000	AGUA	m3		0.1800	5.09	0.92
						267.50

Partida **01.07.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS MACIZAS**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **10.8100** EQ. **10.8100** Costo unitario directo por : m2 **33.39**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.1000	3.20	0.32
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1400	3.20	0.45
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		5.9300	5.50	32.62
						33.39

Partida **01.07.03 ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60**

Rendimiento **kg/DIA** MO. **250.0000** EQ. **250.0000** Costo unitario directo por : kg **3.61**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.20	0.19
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.20	3.42
						3.61

ANEXO N° 12:
COSTOS UNITARIOS DISEÑO N°02

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0306002 HOSPITAL UPAO - DISEÑO 02**
 Subpresupuesto **001 ESTRUCTURAS** Fecha presupuesto **11/07/2015**

Partida **01.01.01 CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C= 280 KG/CM2**

Rendimiento **m3/DIA MO. 20.0000 EQ. 20.0000** Costo unitario directo por : m3 **267.50**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5900	38.14	22.50
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3900	35.00	13.65
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		13.9400	16.53	230.43
0239050000	AGUA	m3		0.1800	5.09	0.92
						267.50

Partida **01.01.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION**

Rendimiento **m2/DIA MO. 8.0000 EQ. 8.0000** Costo unitario directo por : m2 **31.53**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.20	0.96
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1500	3.20	0.48
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		5.4700	5.50	30.09
						31.53

Partida **01.01.03 ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60**

Rendimiento **kg/DIA MO. 250.0000 EQ. 250.0000** Costo unitario directo por : kg **3.61**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.20	0.19
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.20	3.42
						3.61

Partida **01.02.01 CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 280 KG/CM2**

Rendimiento **m3/DIA MO. 25.0000 EQ. 25.0000** Costo unitario directo por : m3 **267.50**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5900	38.14	22.50
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3900	35.00	13.65
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		13.9400	16.53	230.43
0239050000	AGUA	m3		0.1800	5.09	0.92
						267.50

Partida **01.02.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS AISLADAS**

Rendimiento **m2/DIA MO. 10.0000 EQ. 10.0000** Costo unitario directo por : m2 **44.84**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.20	0.96
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1500	3.20	0.48
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		7.8900	5.50	43.40
						44.84

Partida **01.02.03 ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60**

Rendimiento **kg/DIA MO. 250.0000 EQ. 250.0000** Costo unitario directo por : kg **3.61**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.20	0.19

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0306002 HOSPITAL UPAO - DISEÑO 02				Fecha presupuesto	11/07/2015
Subpresupuesto	001 ESTRUCTURAS					
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.20	3.42
						3.61
<hr/>						
Partida	01.03.01	CONCRETO EN ZAPATAS CORRIDAS F'C= 280 KG/CM2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m3		267.50
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5900	38.14	22.50
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3900	35.00	13.65
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		13.9400	16.53	230.43
0239050000	AGUA	m3		0.1800	5.09	0.92
						267.50
<hr/>						
Partida	01.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS CORRIDAS				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m2		44.84
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.20	0.96
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1500	3.20	0.48
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		7.8900	5.50	43.40
						44.84
<hr/>						
Partida	01.03.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60				
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		3.61
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.20	0.19
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.20	3.42
						3.61
<hr/>						
Partida	01.04.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=280 KG/CM2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m3		267.50
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5900	38.14	22.50
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3900	35.00	13.65
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		13.9400	16.53	230.43
0239050000	AGUA	m3		0.1800	5.09	0.92
						267.50
<hr/>						
Partida	01.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2		21.30
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.20	0.96
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1700	3.20	0.54
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		3.6000	5.50	19.80
						21.30
<hr/>						
Partida	01.04.03	ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60				
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		3.61

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0306002 HOSPITAL UPAO - DISEÑO 02					Fecha presupuesto	11/07/2015
Subpresupuesto	001 ESTRUCTURAS						
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Materiales							
020200007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.20	0.19	
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.20	3.42	
						3.61	
<hr/>							
Partida	01.05.01 CONCRETO EN COLUMNAS F'C=280 KG/CM2						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m3		267.50	
<hr/>							
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Materiales							
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5900	38.14	22.50	
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3900	35.00	13.65	
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		13.9400	16.53	230.43	
0239050000	AGUA	m3		0.1800	5.09	0.92	
						267.50	
<hr/>							
Partida	01.05.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2		21.30	
<hr/>							
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Materiales							
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.20	0.96	
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1700	3.20	0.54	
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		3.6000	5.50	19.80	
						21.30	
<hr/>							
Partida	01.05.03 ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60						
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		3.61	
<hr/>							
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Materiales							
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.20	0.19	
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.20	3.42	
						3.61	
<hr/>							
Partida	01.06.01 CONCRETO EN VIGAS F'C=280 KG/CM2						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3		267.50	
<hr/>							
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Materiales							
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5900	38.14	22.50	
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3900	35.00	13.65	
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		13.9400	16.53	230.43	
0239050000	AGUA	m3		0.1800	5.09	0.92	
						267.50	
<hr/>							
Partida	01.06.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 16.0000	EQ. 16.0000	Costo unitario directo por : m2		20.69	
<hr/>							
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Materiales							
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.2100	3.20	0.67	
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.2400	3.20	0.77	
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		3.5000	5.50	19.25	
						20.69	
<hr/>							
Partida	01.06.03 ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0306002 HOSPITAL UPAO - DISEÑO 02**
Subpresupuesto **001 ESTRUCTURAS**

Fecha presupuesto **11/07/2015**

Rendimiento **kg/DIA** MO. **250.0000** EQ. **250.0000** Costo unitario directo por : kg **3.61**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.20	0.19
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.20	3.42
						3.61

Partida **01.07.01 CONCRETO EN COLUMNAS F'C=280 KG/CM2**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **10.0000** EQ. **10.0000** Costo unitario directo por : m3 **267.50**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5900	38.14	22.50
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3900	35.00	13.65
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		13.9400	16.53	230.43
0239050000	AGUA	m3		0.1800	5.09	0.92
						267.50

Partida **01.07.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **12.0000** EQ. **12.0000** Costo unitario directo por : m2 **21.30**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Materiales						
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.20	0.96
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1700	3.20	0.54
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		3.6000	5.50	19.80
						21.30

Partida **01.07.03 ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60**

Rendimiento **kg/DIA** MO. **250.0000** EQ. **250.0000** Costo unitario directo por : kg **3.61**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.20	0.19
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.20	3.42
						3.61

Partida **01.08.01 CONCRETO EN LOSAS MACIZAS F'C=280 KG/CM2**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **18.0000** EQ. **18.0000** Costo unitario directo por : m3 **267.50**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5900	38.14	22.50
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3900	35.00	13.65
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		13.9400	16.53	230.43
0239050000	AGUA	m3		0.1800	5.09	0.92
						267.50

Partida **01.08.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS MACIZAS**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **10.8100** EQ. **10.8100** Costo unitario directo por : m2 **33.39**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.1000	3.20	0.32
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.1400	3.20	0.45
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		5.9300	5.50	32.62

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0306002 HOSPITAL UPAO - DISEÑO 02**
 Subpresupuesto **001 ESTRUCTURAS**

Fecha presupuesto **11/07/2015**

33.39

Partida **01.08.03 ACERO fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60**

Rendimiento **kg/DIA MO. 250.0000 EQ. 250.0000** Costo unitario directo por : kg **3.61**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.20	0.19
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.20	3.42
						3.61

Partida **01.09.01 AISLADORES DE CAUCHO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)**

Rendimiento **u/DIA MO. 10.0000 EQ. 10.0000** Costo unitario directo por : u **18,864.41**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Materiales						
0229450001	AISLADOR DE CAUCHO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)	u		1.0000	18,864.41	18,864.41
						18,864.41

ANEXO N° 13:
INSUMOS DISEÑO N°01

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra 0306001 HOSPITAL UPAO - DISEÑO 01
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS
 Fecha 01/07/2015
 Lugar 130101 LA LIBERTAD - TRUJILLO - TRUJILLO

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	Presupuestado S/.
MATERIALES						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg	74,121.9456	3.20	237,190.23	234,766.60
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg	7,387.7565	3.20	23,640.82	23,624.66
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg	6,802.8443	3.20	21,769.10	21,805.65
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1,296,645.0032	3.20	4,149,264.01	4,144,416.74
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3	6,043.9069	38.14	230,514.61	230,487.98
0205010004	ARENA GRUESA	m3	3,995.1249	35.00	139,829.37	139,829.38
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls	142,800.1054	16.53	2,360,485.74	2,360,504.20
0239050000	AGUA	m3	1,843.9038	5.09	9,385.47	9,424.40
0243040000	MADERA TORNILLO	p2	192,094.1594	5.50	1,056,517.88	1,056,598.67
					8,228,597.23	8,221,458.28
				Total	S/.	8,228,597.23
					S/.	8,221,458.28

La columna parcial es el producto del precio por la cantidad requerida; y en la última columna se muestra el Monto Real que se está utilizando

ANEXO N° 14:
INSUMOS DISEÑO N°02

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra 0306002 HOSPITAL UPAO - DISEÑO 02
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS
 Fecha 01/07/2015
 Lugar 130101 LA LIBERTAD - TRUJILLO - TRUJILLO

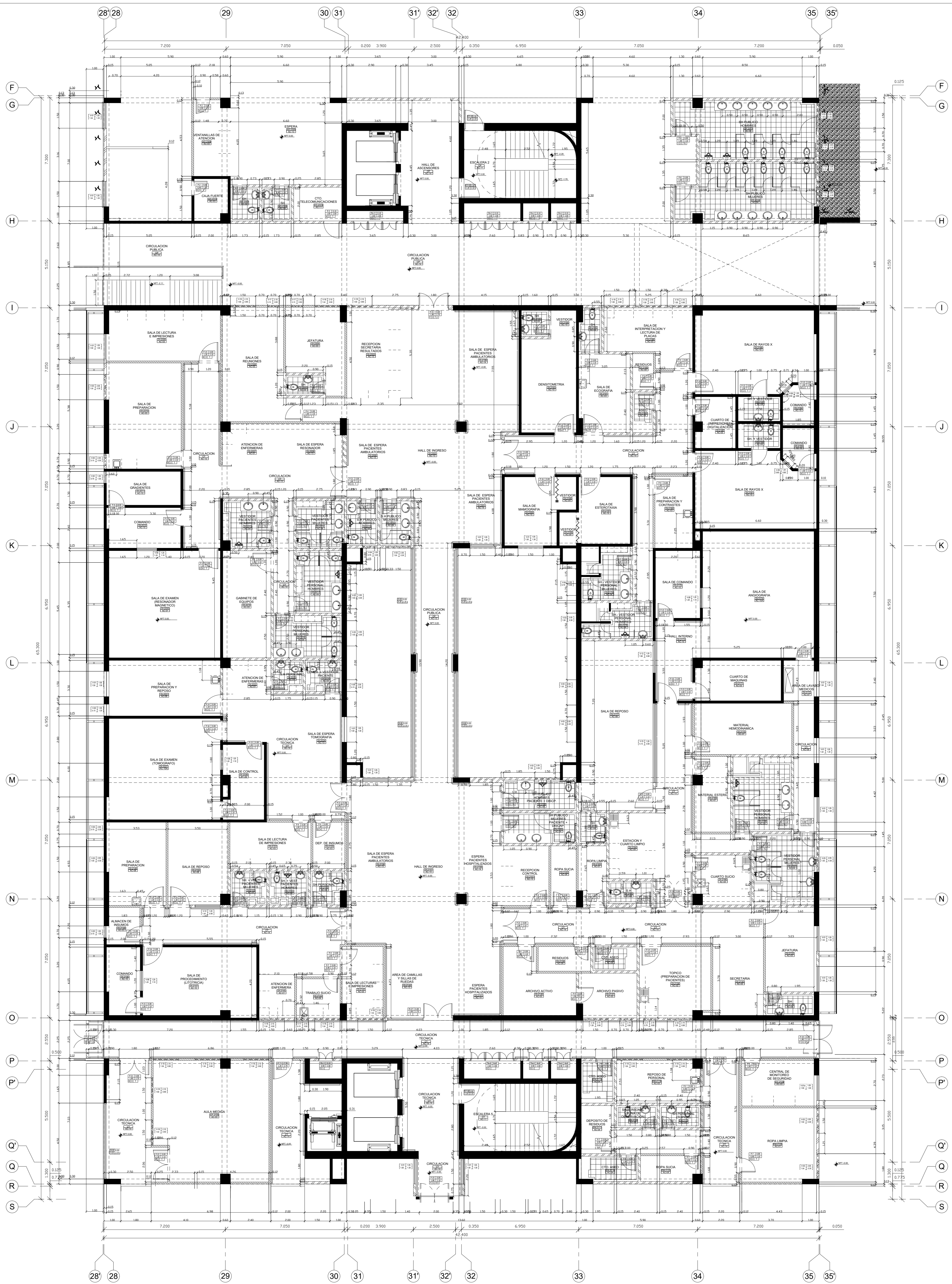
Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	Presupuestado S/.	
MATERIALES							
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg	55,794.1638	3.20	178,541.32	176,735.37	
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg	4,217.1087	3.20	13,494.75	13,474.46	
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg	5,847.1616	3.20	18,710.92	18,741.97	
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	966,183.3356	3.20	3,091,786.67	3,088,174.77	
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3	4,278.3496	38.14	163,176.25	163,157.41	
0205010004	ARENA GRUESA	m3	2,828.0616	35.00	98,982.16	98,982.16	
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls	101,085.0736	16.53	1,670,936.27	1,670,949.33	
0229450001	AISLADOR DE CAUCHO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)	u	76.0000	18,864.41	1,433,695.16	1,433,695.16	
0239050000	AGUA	m3	1,305.2592	5.09	6,643.77	6,671.32	
0243040000	MADERA TORNILLO	p2	160,568.1851	5.50	883,125.02	883,213.68	
					7,559,092.29	7,553,795.63	
				Total	S/.	7,559,092.29	7,553,795.63
					S/.	7,553,795.63	

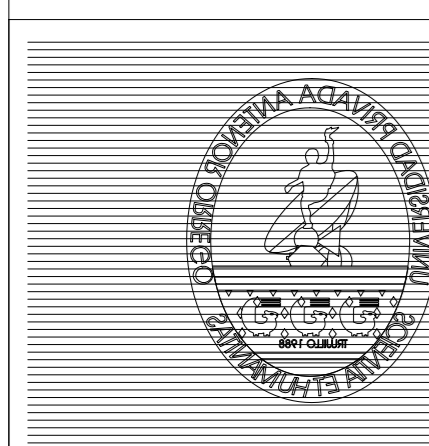
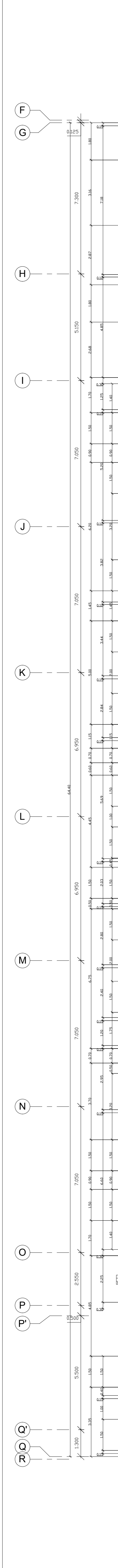
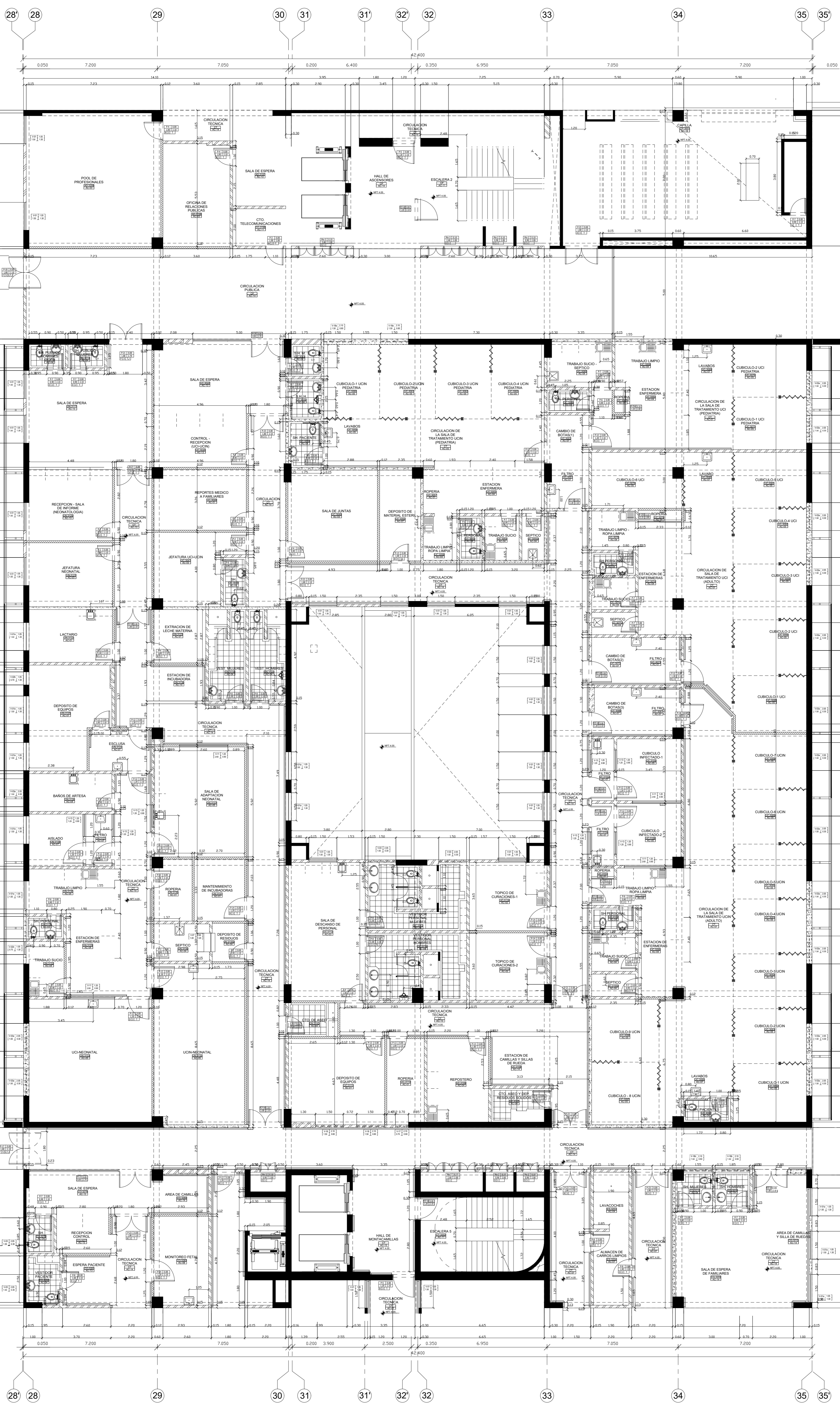
La columna parcial es el producto del precio por la cantidad requerida; y en la última columna se muestra el Monto Real que se está utilizando

LISTADO DE PLANOS:

- A1 – A7 : Arquitectura – Plantas.
- C1 – C5 : Cimentación – Diseño Tradicional.
- C6 – C8 : Cimentación – Diseño con Aislamiento Sísmico.
- E1 – E7 : Muros de Corte – Diseño Tradicional.
- E8 – E13 : Losas – Diseño Tradicional.
- E14 – E31 : Vigas – Diseño Tradicional.
- E32 – E38 : Losas – Diseño con Aislamiento Sísmico.
- E39 – E56 : Vigas – Diseño con Aislamiento Sísmico.

ANEXO N° 15:
PLANOS ARQUITECTÓNICOS





UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo

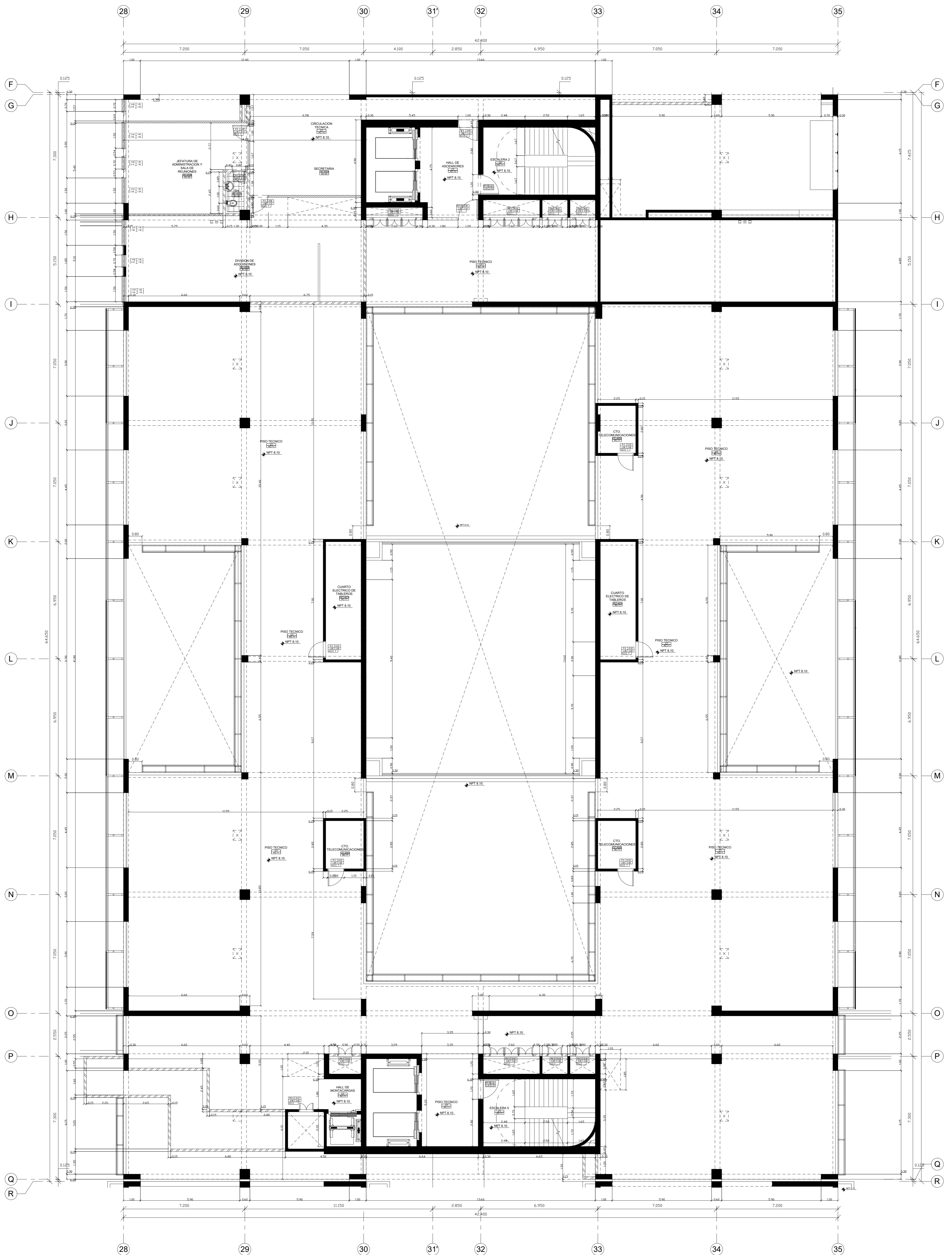
PLANO:
ARQUITECTURA 2° PISO

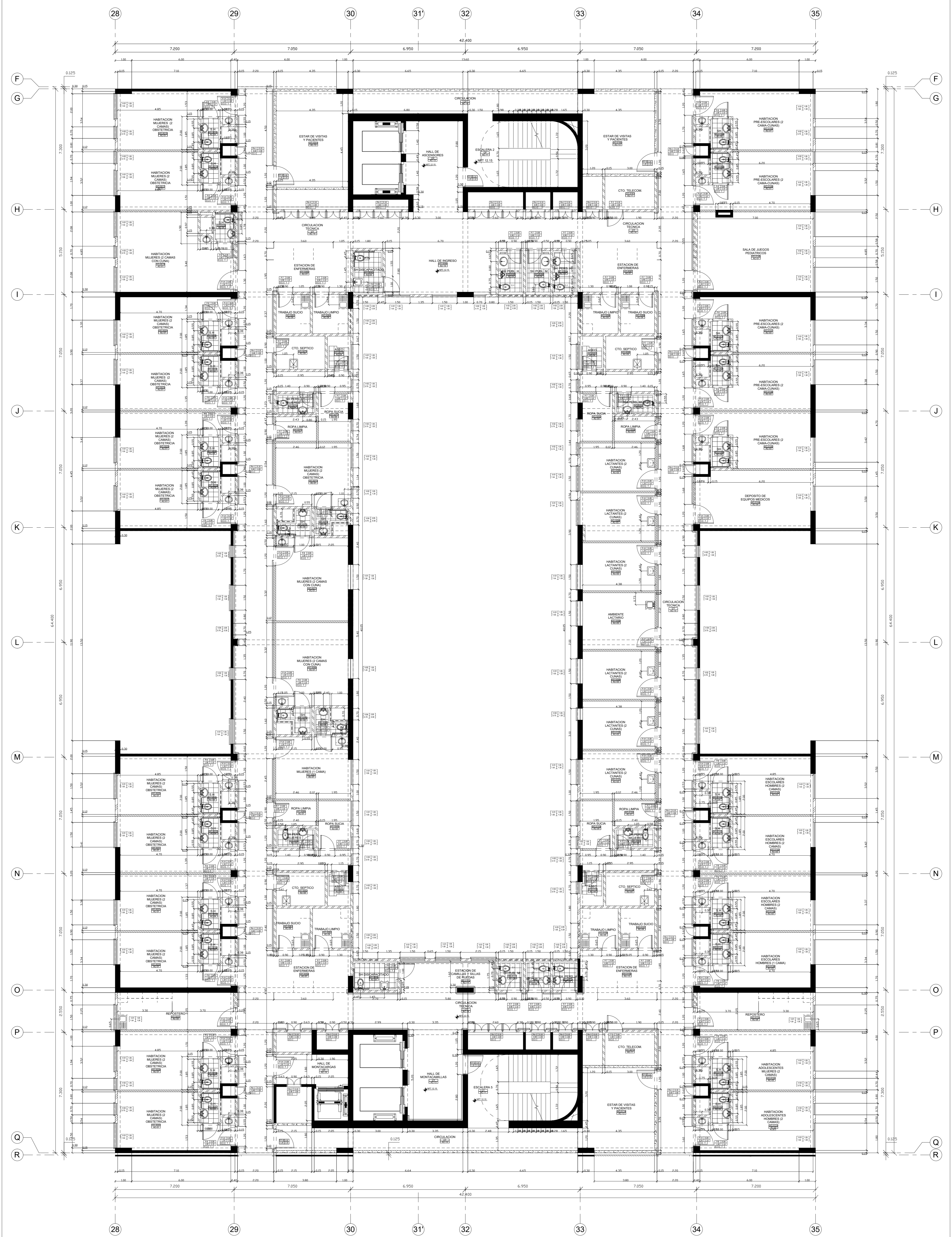
FECHA:
SEPTIEMBRE - 2015

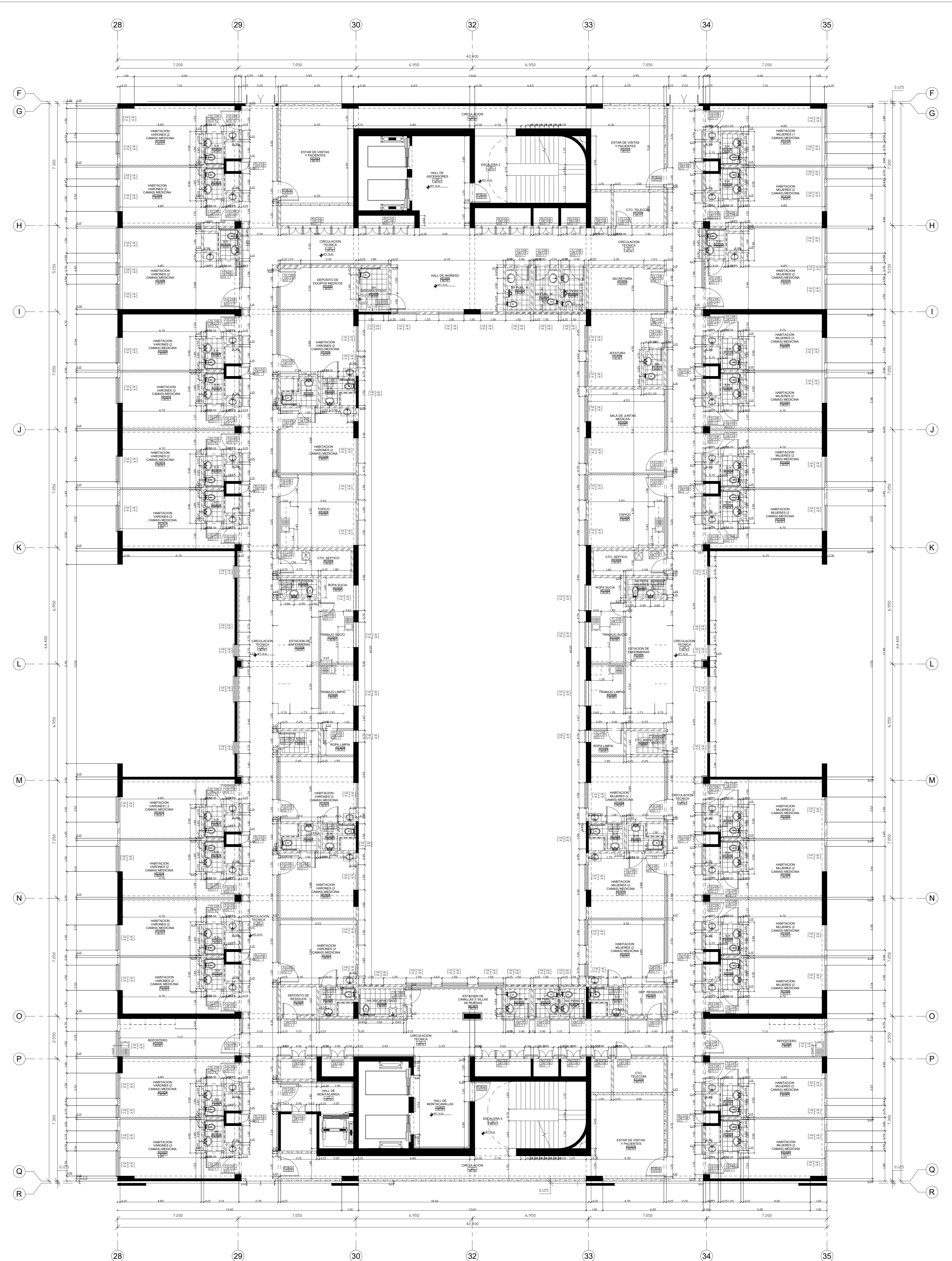
ESCALA:
INDICADA

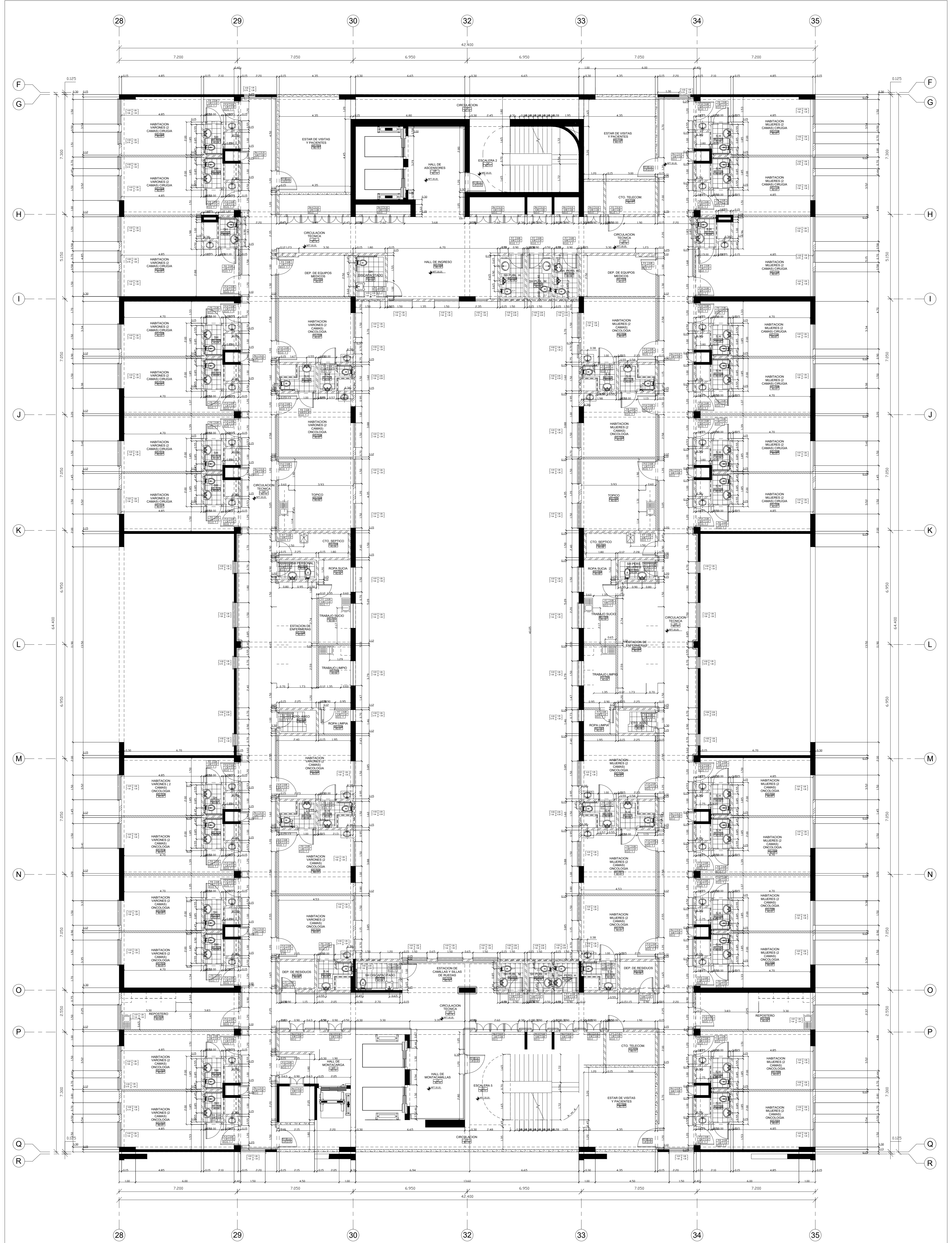
TAMAÑO DE LAMINA:
A1

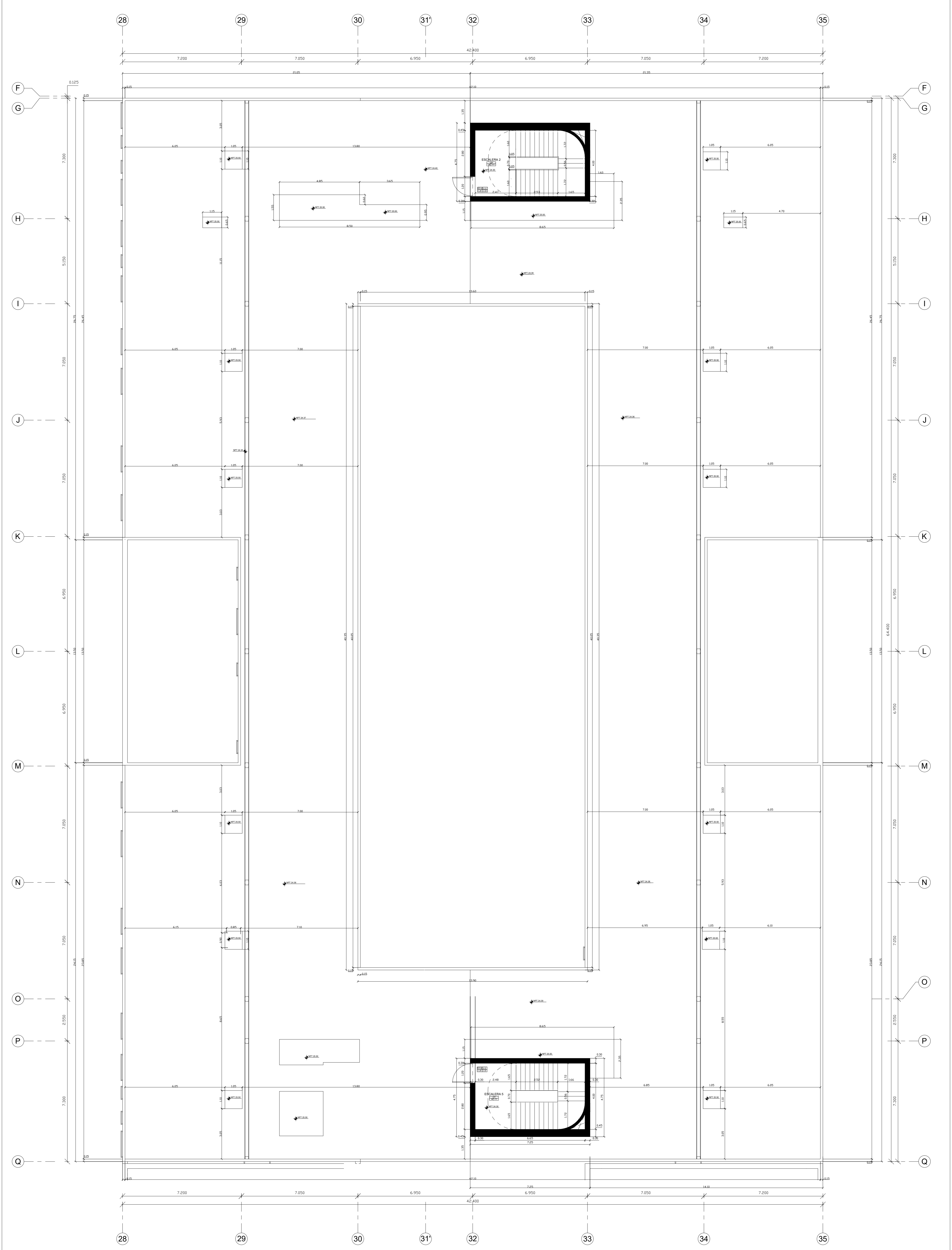
LAMINA N°
A-2












UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo

PLANO:
 ARQUITECTURA
 7° PISO

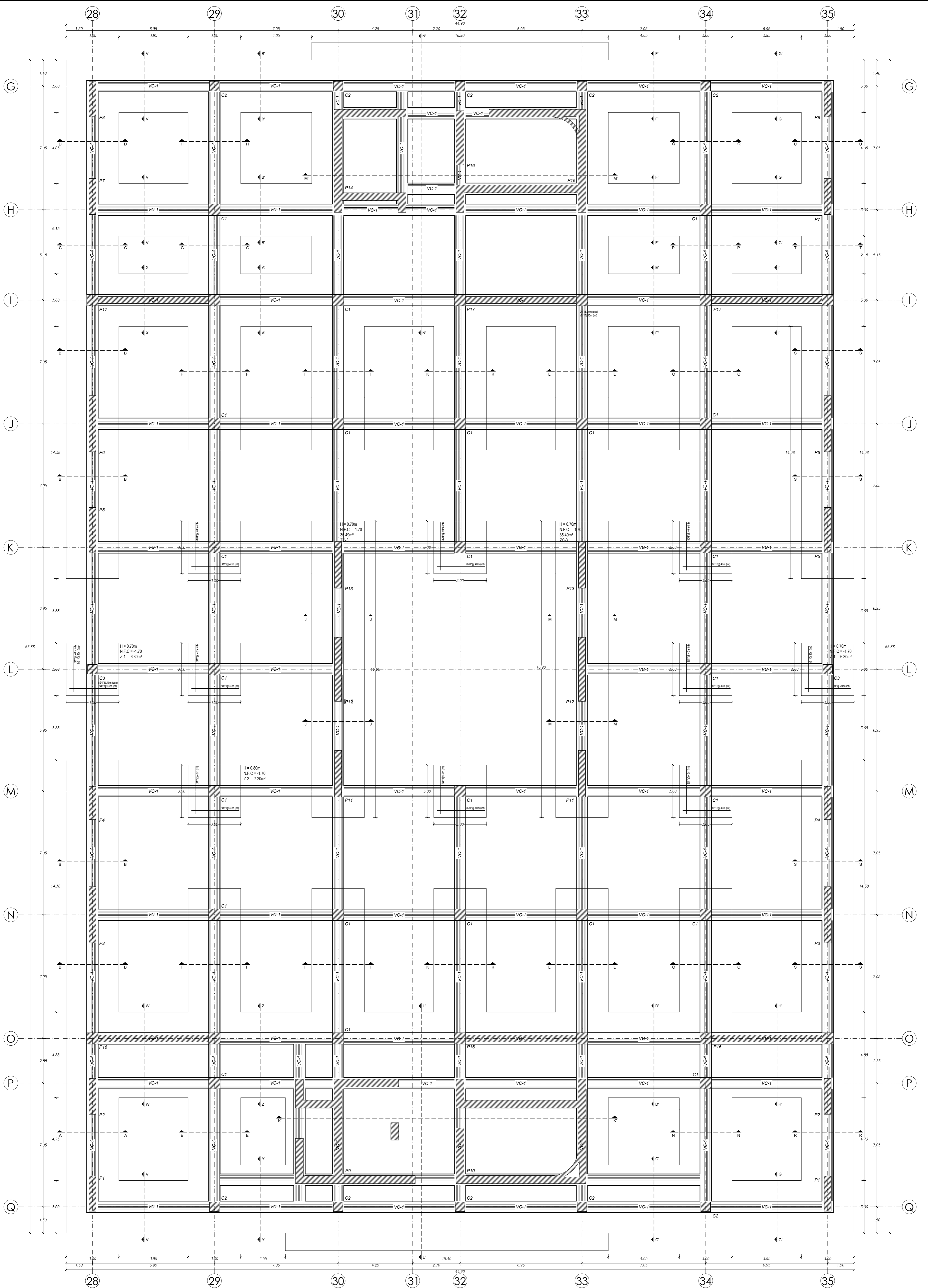
FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

ESCALA:
 INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:
A1

LAMINA N°
A-7

ANEXO N° 16:
PLANOS ESTRUCTURALES
DISEÑO N°01



CIMENTACIONES
ZAPATAS COMBINADAS, AISLADAS Y PLATEAS
ESC: 1/50



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS César leónidas

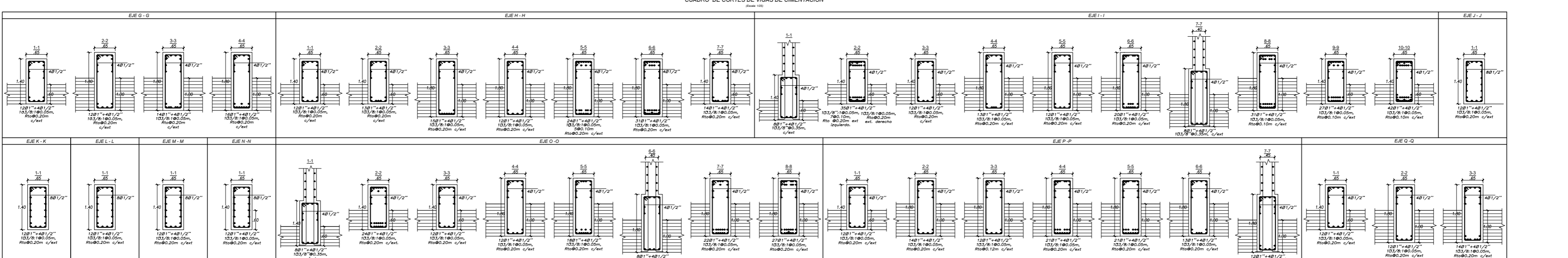
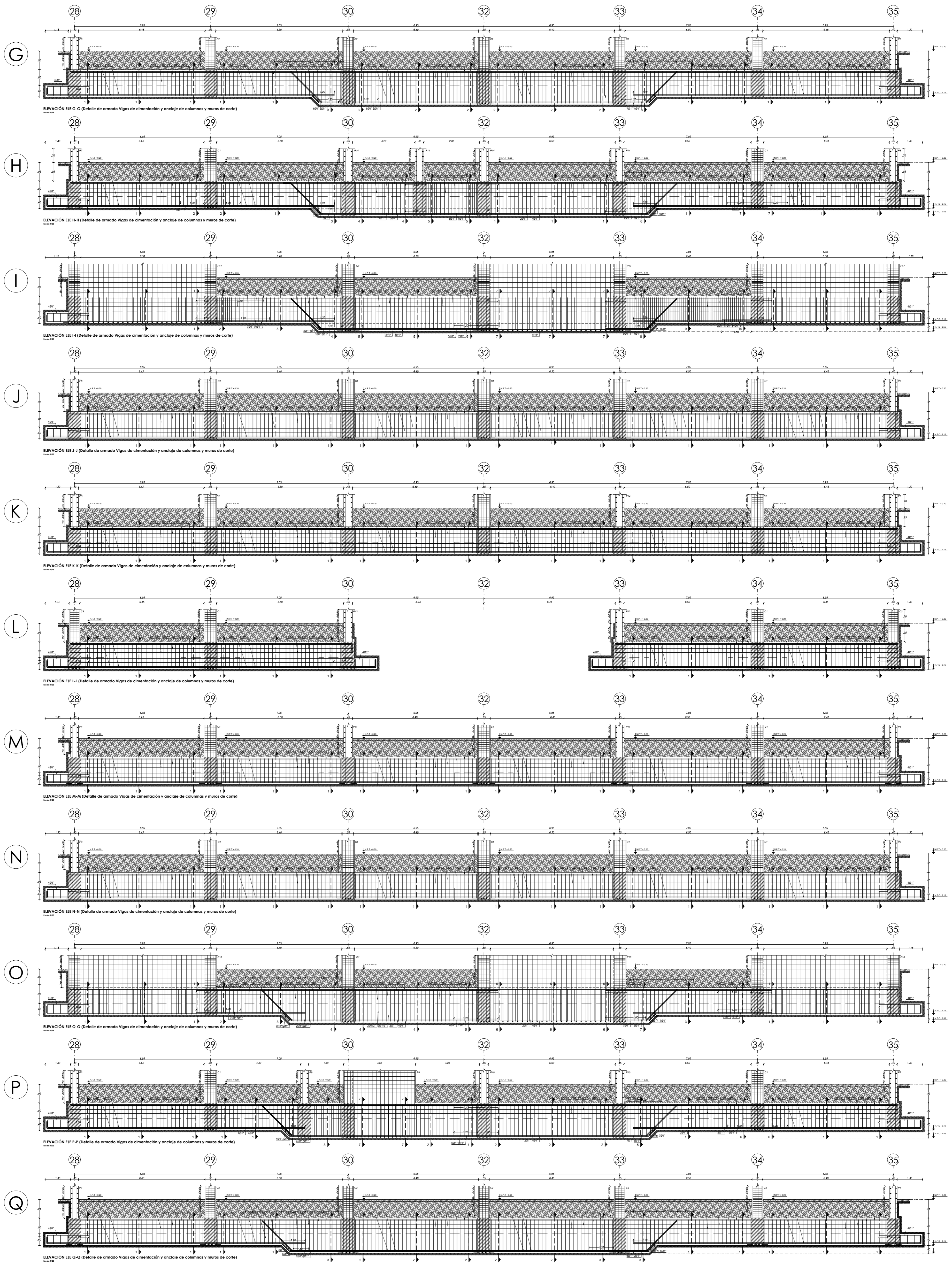
FECHA:
SEPTIEMBRE - 2015

PLANO:
CIMENTACIONES PLANTA GENERAL
UBICACIÓN:
TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:
INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:
A1

LAMINA N°
C-1



CIMENTACIONES DETALLE DE ARMADO POR EJE Y CORTES DE VIGAS DE CIMENTACIÓN, COLUMNAS Y MUROS DE CORTE ESC: 1/50



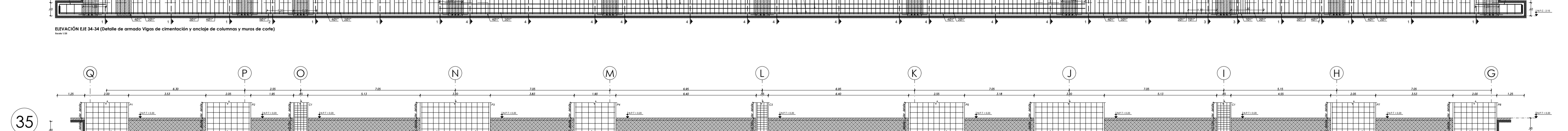
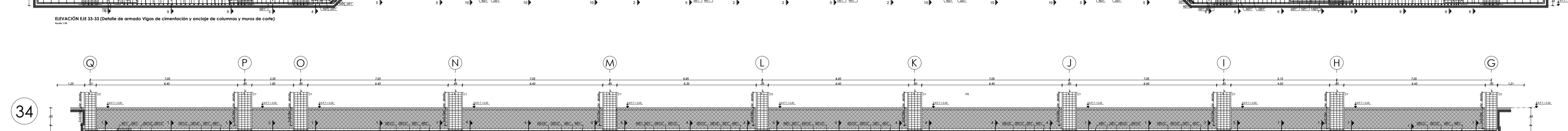
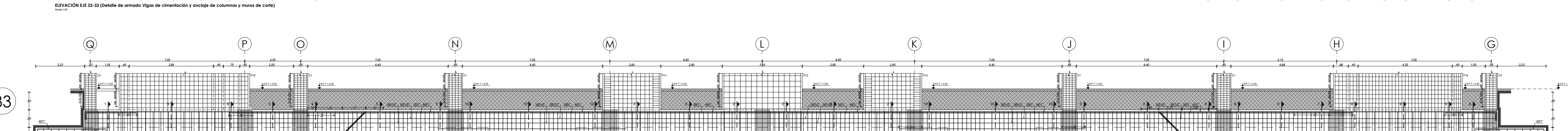
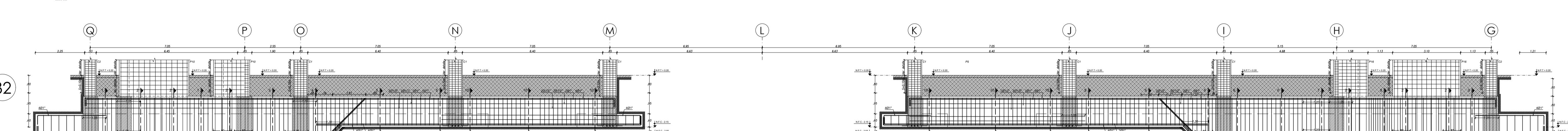
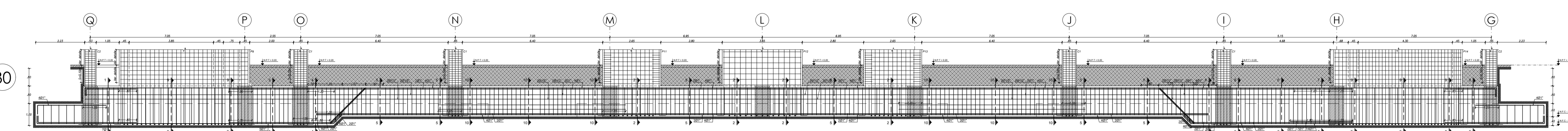
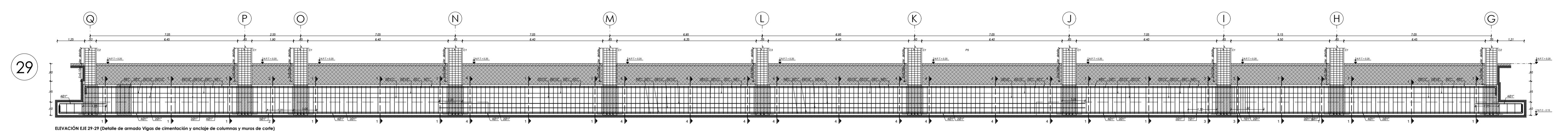
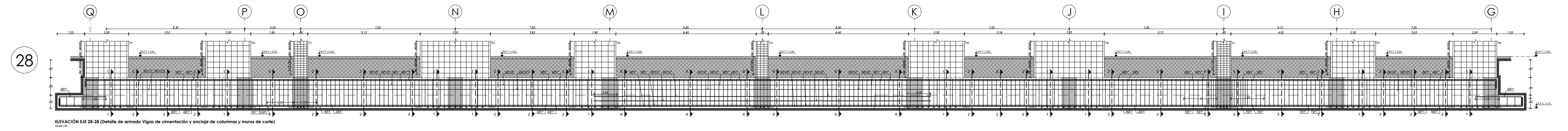
UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

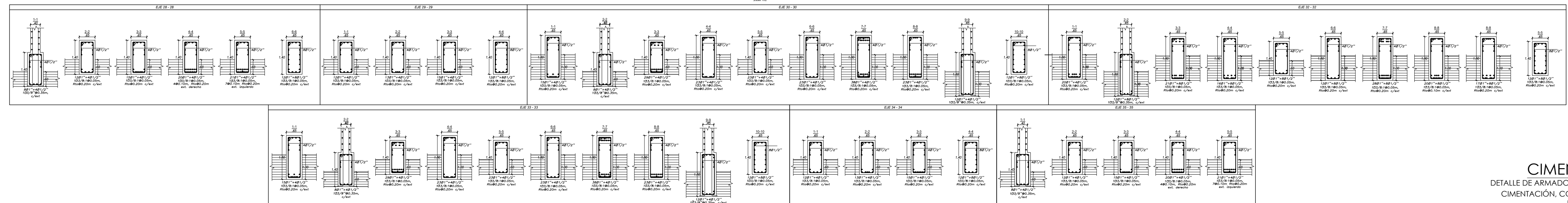
RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS
César leónidas
FECHA:
SEPTIEMBRE - 2015

PLANO CIMENTACIONES
ELEVACIÓN POR EJES,
CORTES Y DEALLES
UBICACIÓN:
TRUJILLO - LA LIBERTAD
ESCALA:
INDICADA
TAMAÑO DE LAMINA:
A1

LAMINA N°
C-2



CUADRO DE CORTES DE VIGAS DE CIMENTACIÓN



TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS César leónidas

PLANO:
CIMENTACIONES, ELEVACIÓN POR EJE, CORTES Y DETALLES

UBICACIÓN:
TRUJILLO - LA LIBERTAD

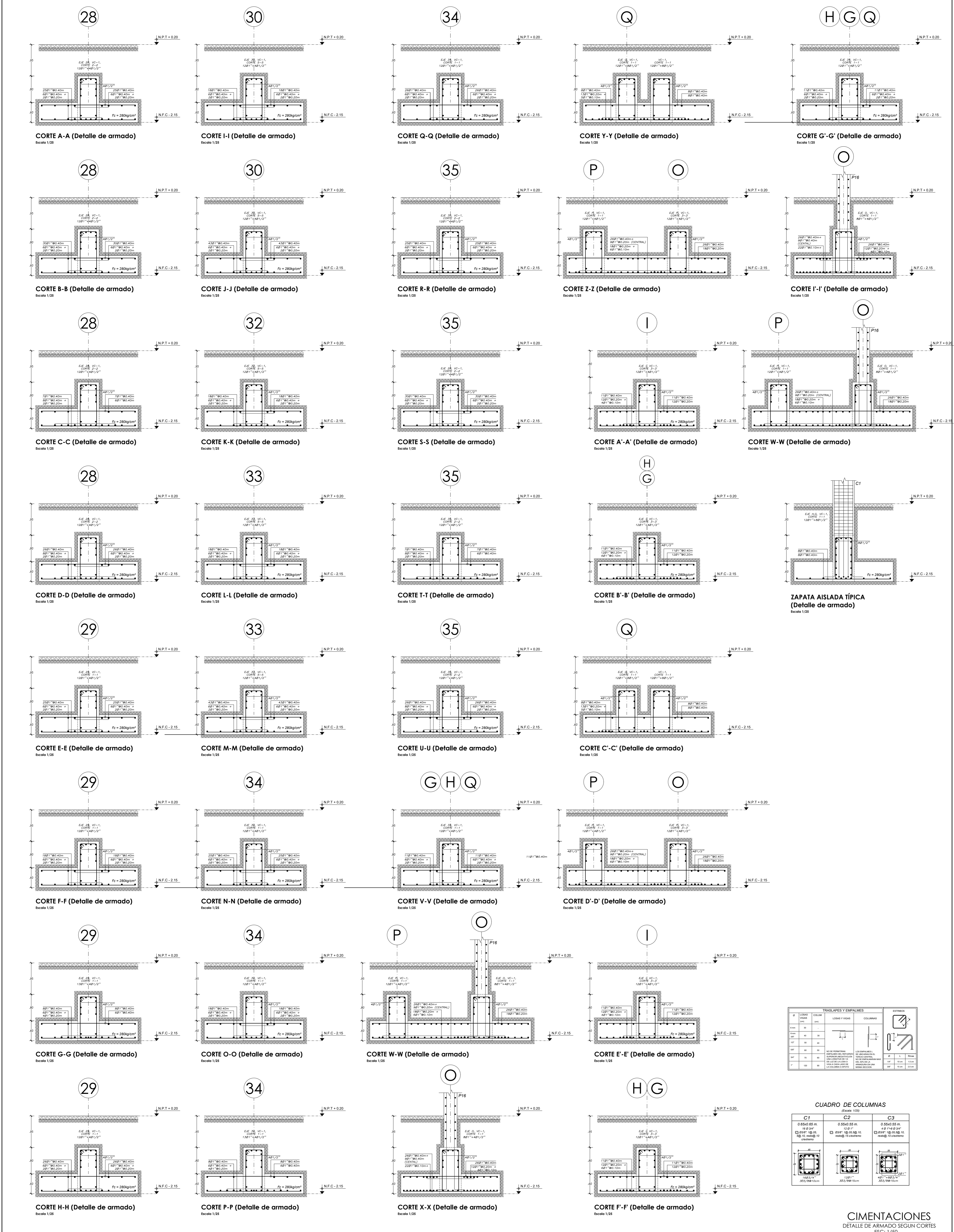
ESCALA:
INDICADA

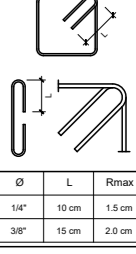
TAMAÑO DE LAMINA:
A1

FECHA:
SEPTIEMBRE - 2015

LAMINA N°

C-3



TRASFAPES Y EMPALMES			ESTRIBOS
ID	TIPO	DESCRIPCIÓN	
1	100	NO DE REFORZAR	
2	100	NO DE REFORZAR	
3	100	NO DE REFORZAR	
4	100	NO DE REFORZAR	

CUADRO DE COLUMNAS		
ID	TIPO	DESCRIPCIÓN
C1	100	0.65x0.65 m
C2	100	0.65x0.65 m
C3	100	0.65x0.65 m

CIMENTACIONES
DETALLE DE ARMADO SEGUN CORTES
ESC: 1/50



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

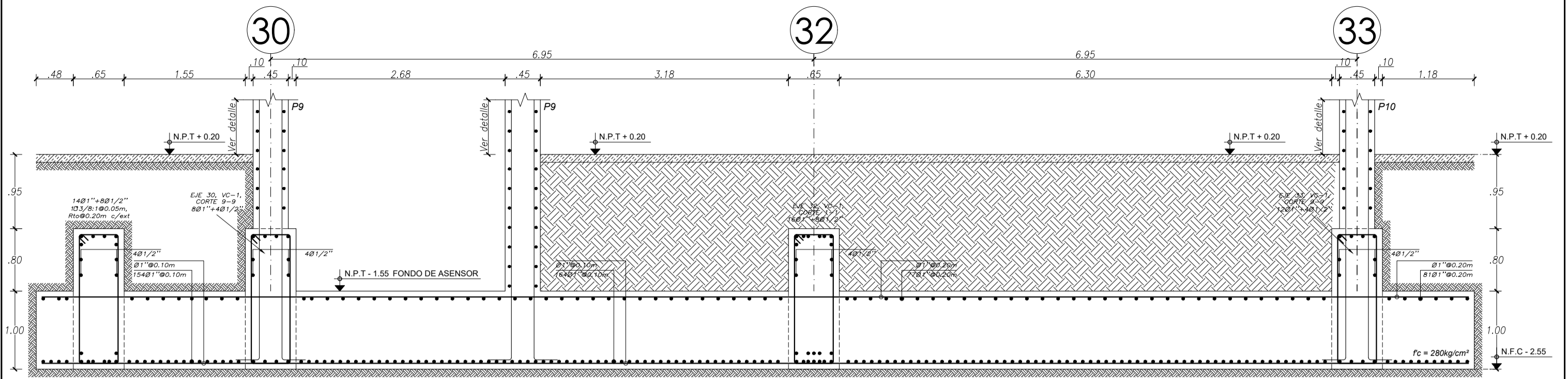
TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS César Leónidas

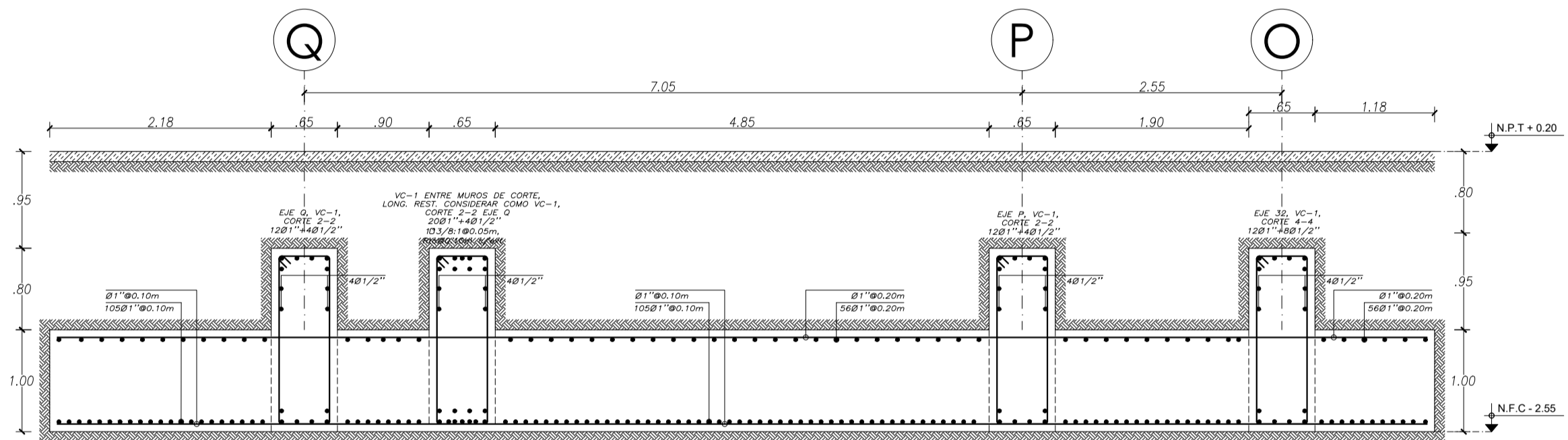
PLANO:
CIMENTACIONES
CORTES Y DETALLES
UBICACION:
TRUJILLO - LA LIBERTAD
ESCALA:
INDICADA

LAMINA Nº:
C-4
TAMAÑO DE LAMINA:
A1

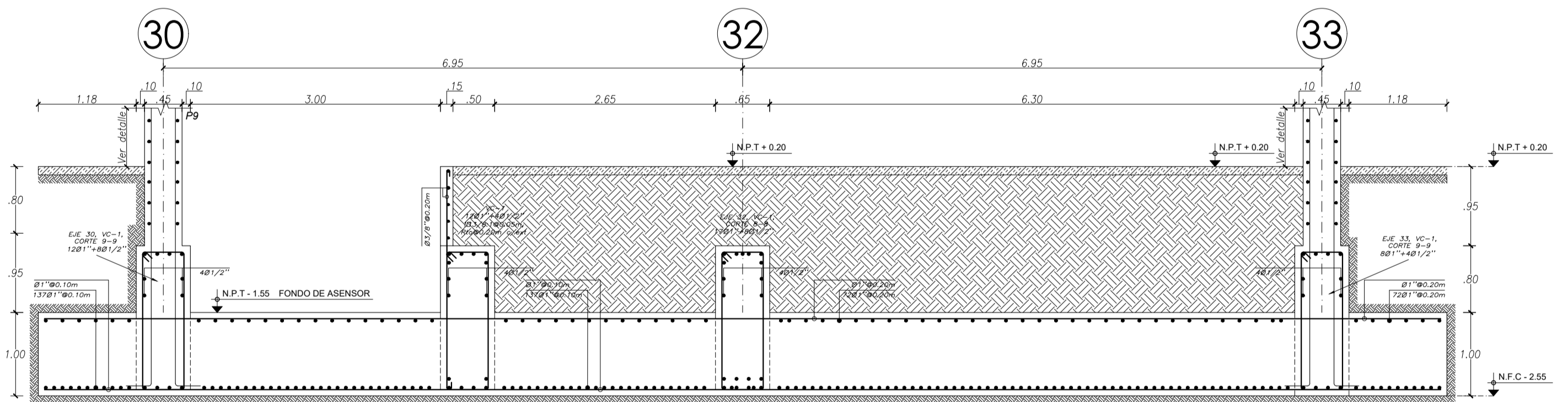
FECHA:
SEPTIEMBRE - 2015



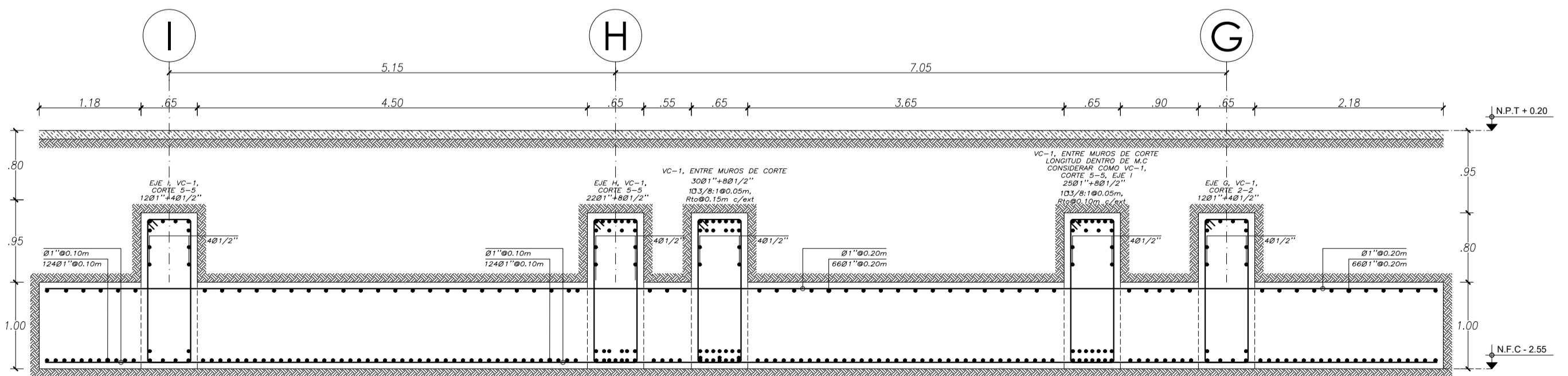
CORTE K'-K' (Detalle de armado)
Escala 1/25



CORTE L'-L' (Detalle de armado)
Escala 1/25

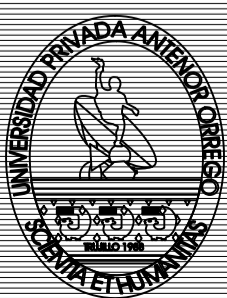


CORTE M'-M' (Detalle de armado)
Escala 1/25



CORTE N'-N' (Detalle de armado)
Escala 1/25

CIMENTACIONES
DETALLE DE ARMADO SEGUN CORTES
ESC: 1/50



**UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO**
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS:
"ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo
RESPONSABLES:
ING. CANCINO RODAS
César Leónidas

FECHA:
SEPTIEMBRE - 2015

PLANO:
ESTRUCTURAS
DETALLE DE MUROS DE CORTE

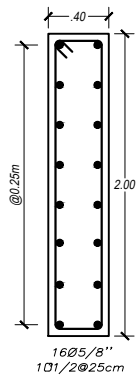
UBICACIÓN:
TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:
INDICADA

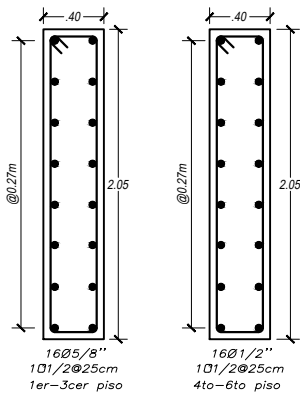
TAMAÑO DE LAMINA:
A2

LAMINA N°

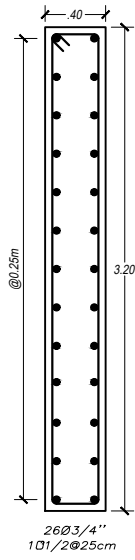
C-5



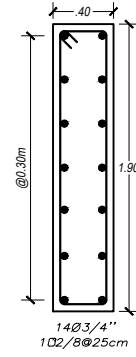
DETALLE DE ARMADO P-01 (1er - 6to nivel)
Escala 1/25



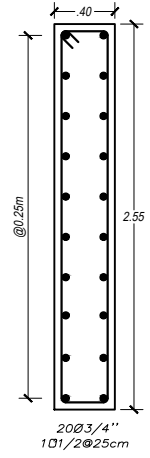
DETALLE DE ARMADO P-02 (Variable)
Escala 1/25



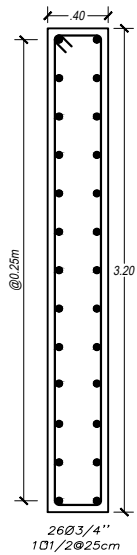
DETALLE DE ARMADO P-03 (1er - 6to nivel)
Escala 1/25



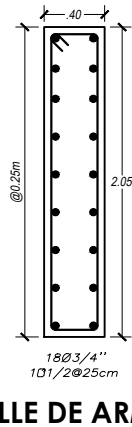
DETALLE DE ARMADO P-04 (1er - 6to nivel)
Escala 1/25



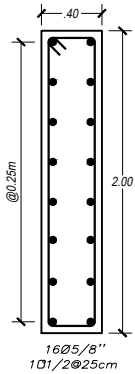
DETALLE DE ARMADO P-05 (1er - 6to nivel)
Escala 1/25



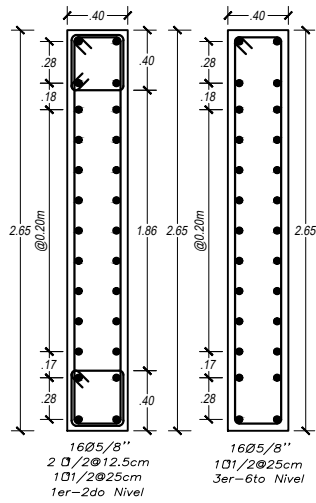
DETALLE DE ARMADO P-06 (1er - 6to nivel)
Escala 1/25



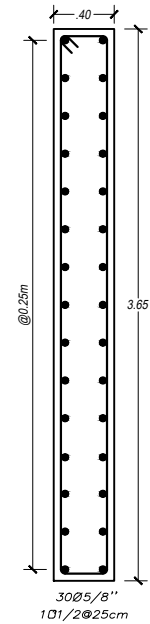
DETALLE DE ARMADO P-07 (1er - 6to piso)
Escala 1/25



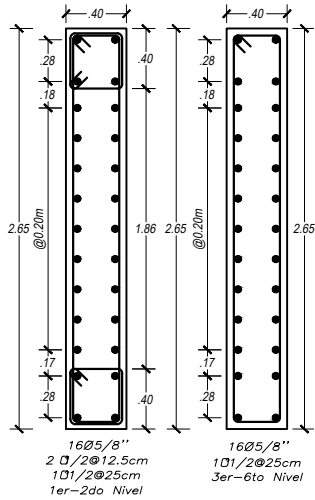
DETALLE DE ARMADO P-08 (1er - 6to nivel)
Escala 1/25



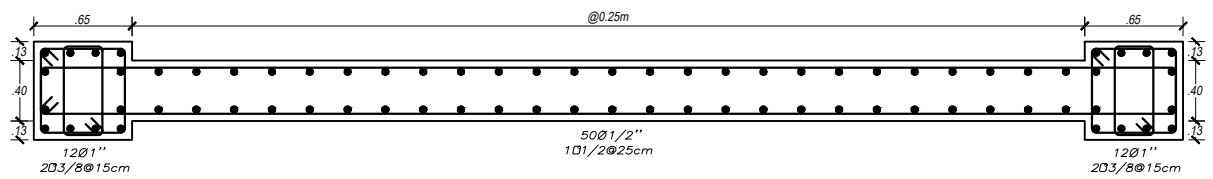
DETALLE DE ARMADO P-11 (Variable)
Escala 1/25



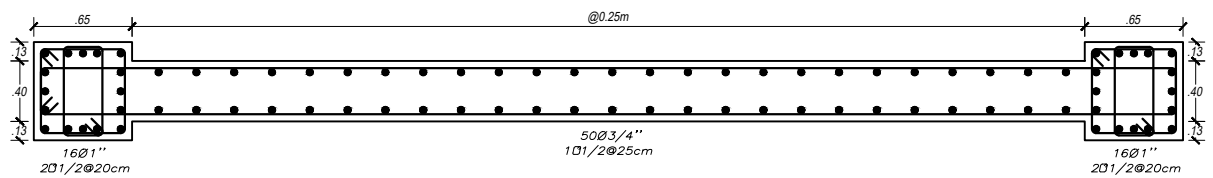
DETALLE DE ARMADO P-12 (1er - 6to Nivel)
Escala 1/25



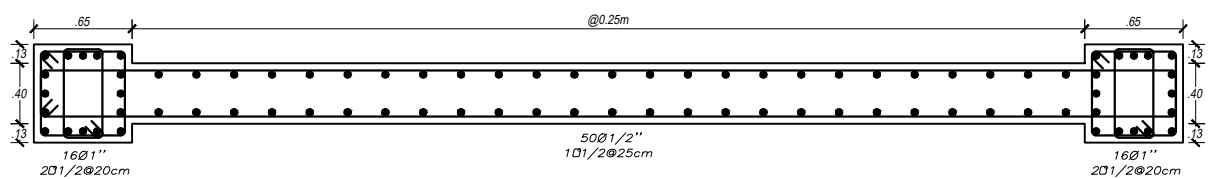
DETALLE DE ARMADO P-13 (Variable)
Escala 1/25



DETALLE DE ARMADO P-16 (1er - 6to nivel)
Escala 1/25



DETALLE DE ARMADO P-17 (1er - 2do Nivel)
Escala 1/25



DETALLE DE ARMADO P-17 (3er - 6to Nivel)
Escala 1/25



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS
César Leónidas

FECHA:
SEPTIEMBRE - 2015

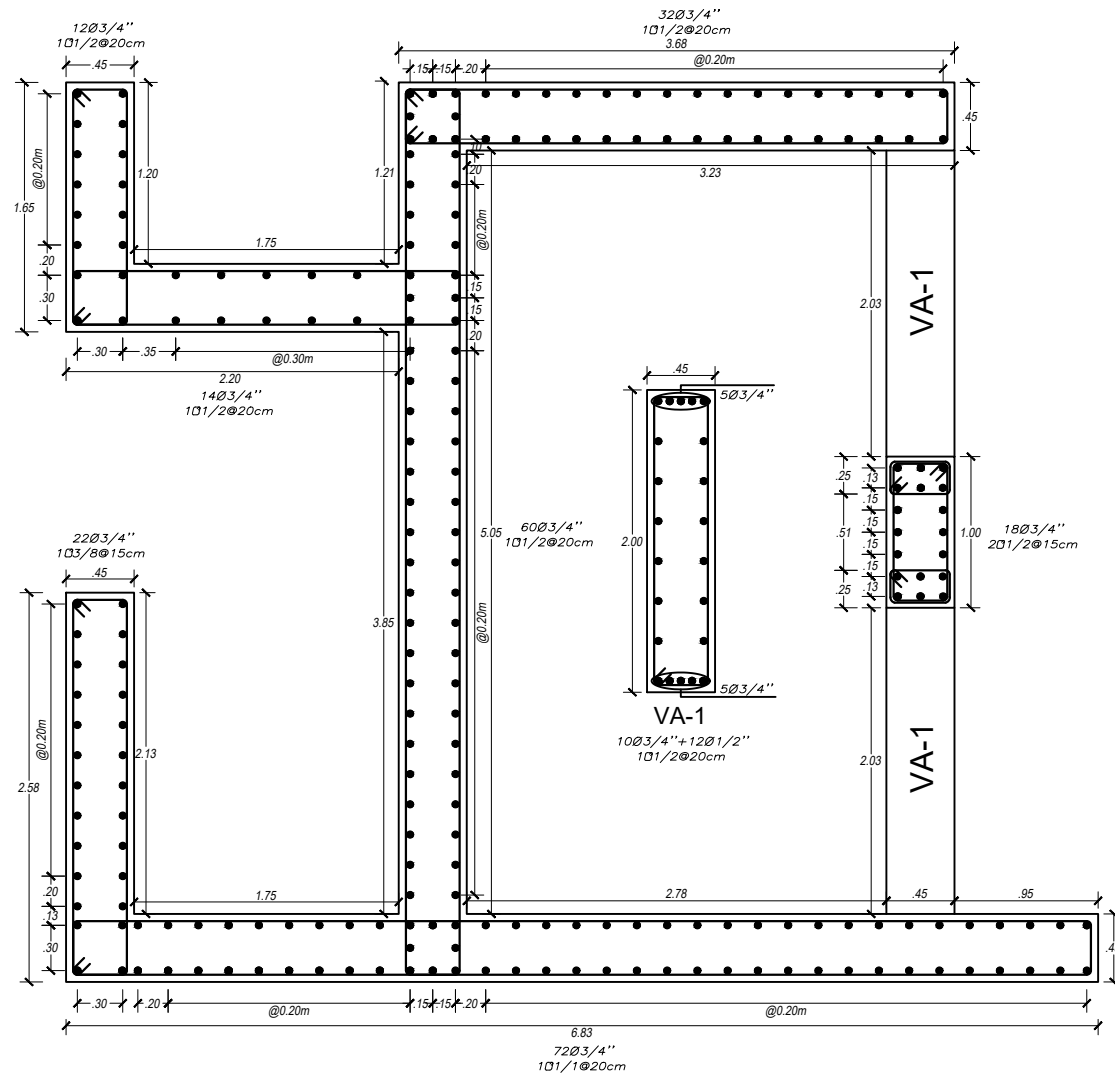
PLANO: ESTRUCTURAS
DETALLE DE MUROS DE CORTE
UBICACIÓN:
TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:
INDICADA

LAMINA N°

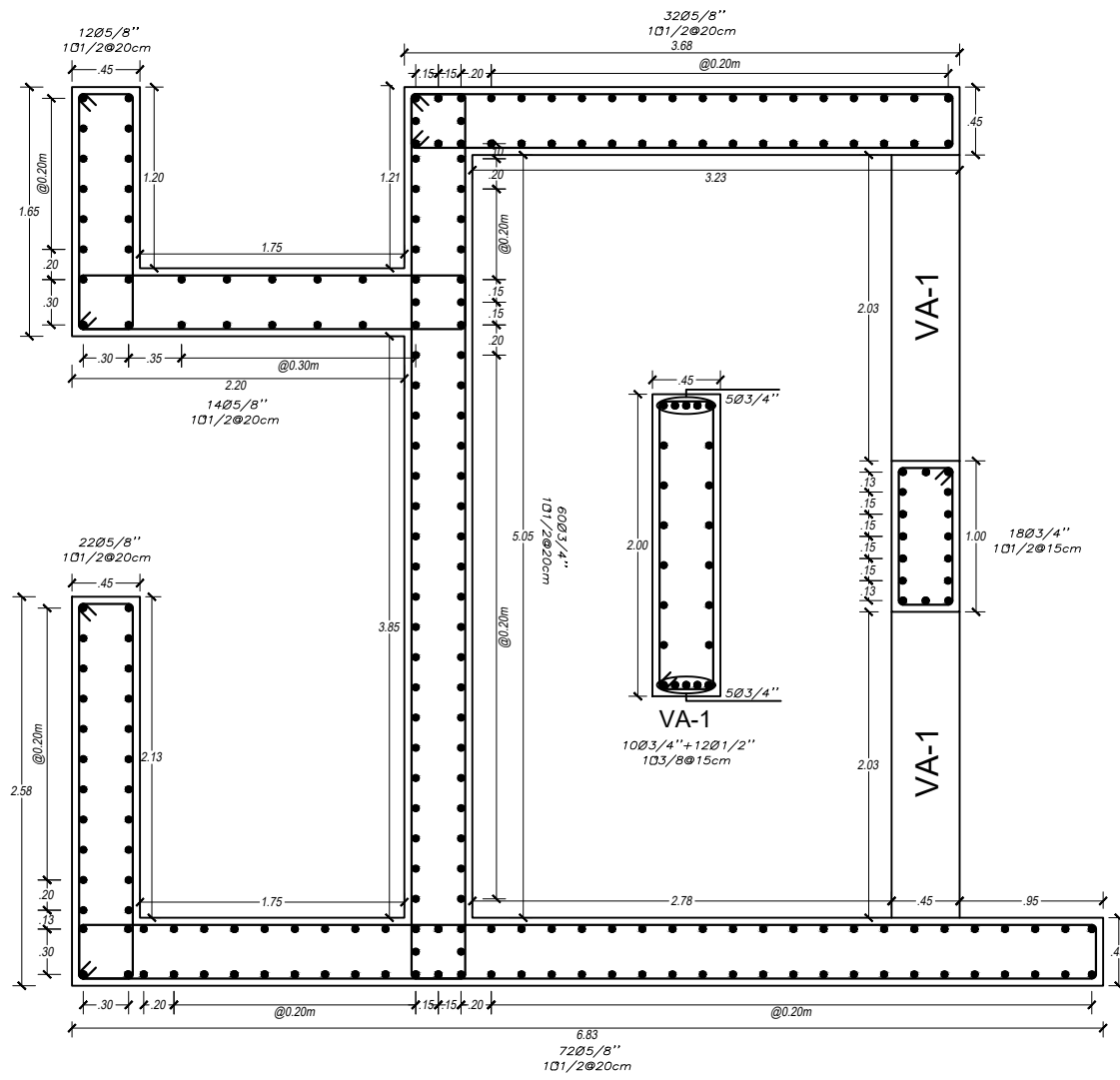
E-1

TAMAÑO DE LAMINA:
A3



DETALLE DE ARMADO P-09 (1er - 2do nivel)

Escala 1/25



DETALLE DE ARMADO P-09 (3er - 4to nivel)

Escala 1/25



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS
César Leónidas

FECHA:

SEPTIEMBRE - 2015

PLANO: ESTRUCTURAS
DETALLE DE MUROS DE CORTE

TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:

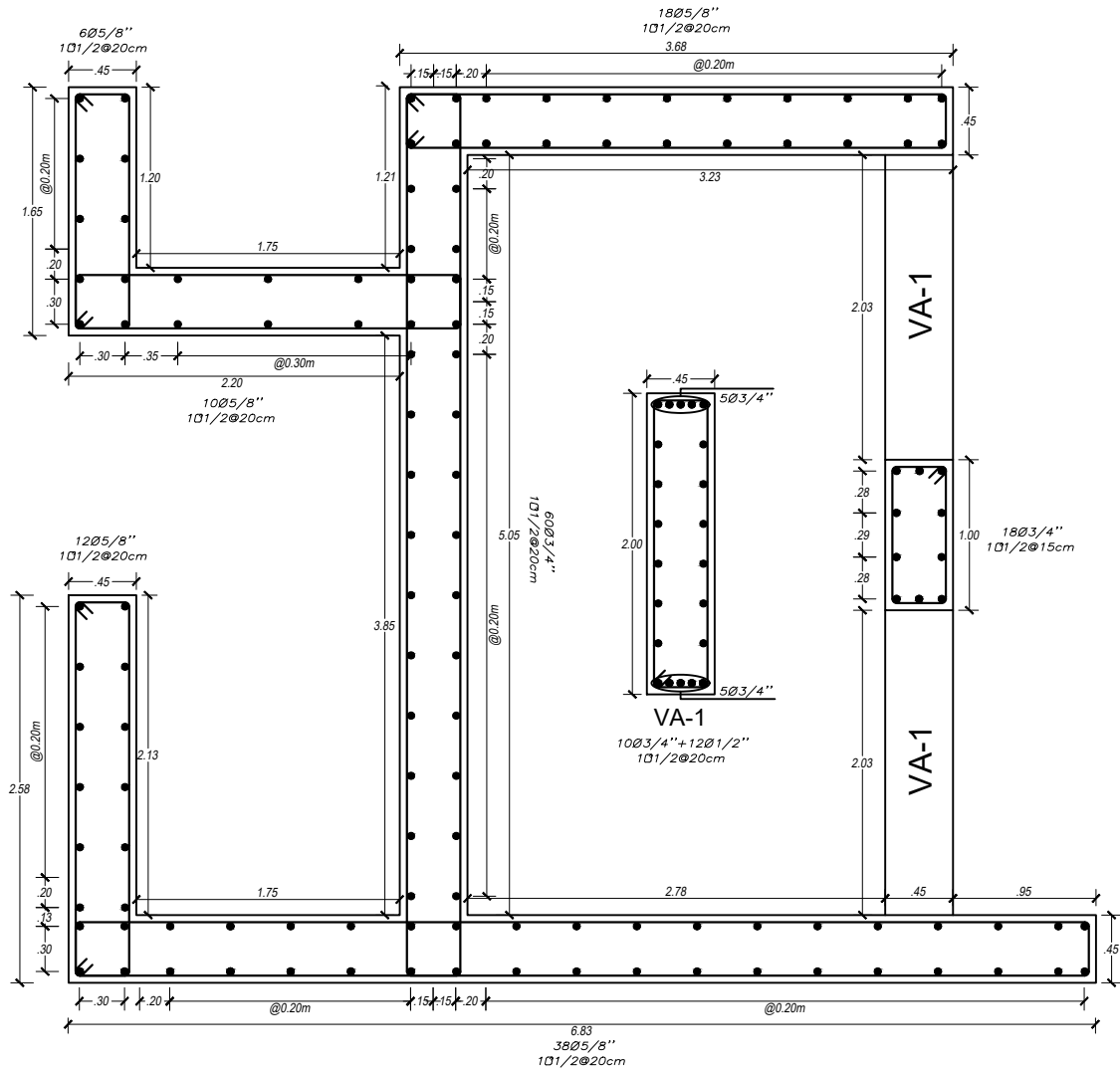
INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:

A3

LAMINA N°

E-2



DETALLE DE ARMADO P-09 (5to - 6to nivel)

Escala 1/25



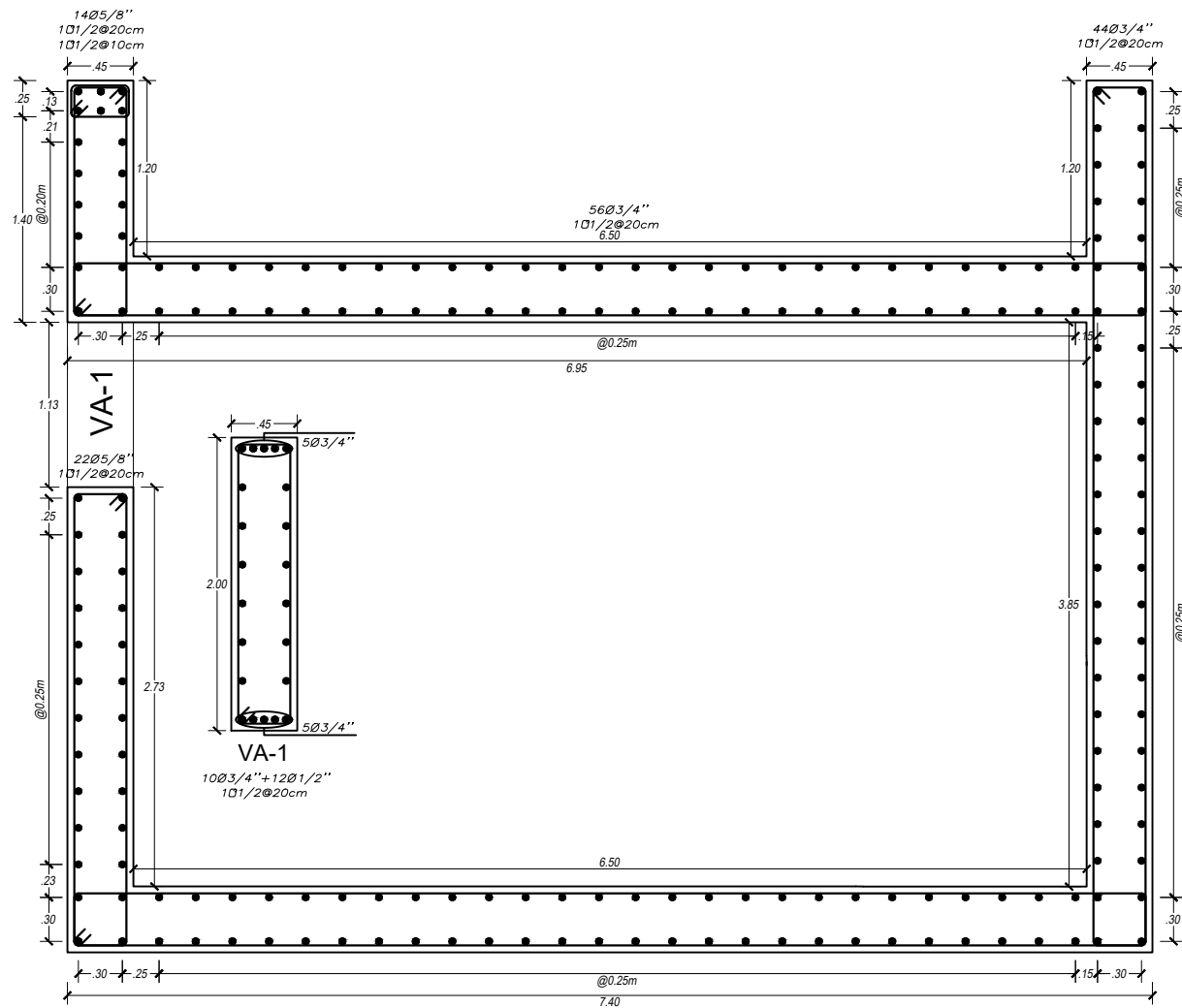
UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS:
"ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
RESPONSABLES:
ING. CANCINO RODAS César Leonidas
FECHA:
SEPTIEMBRE - 2015

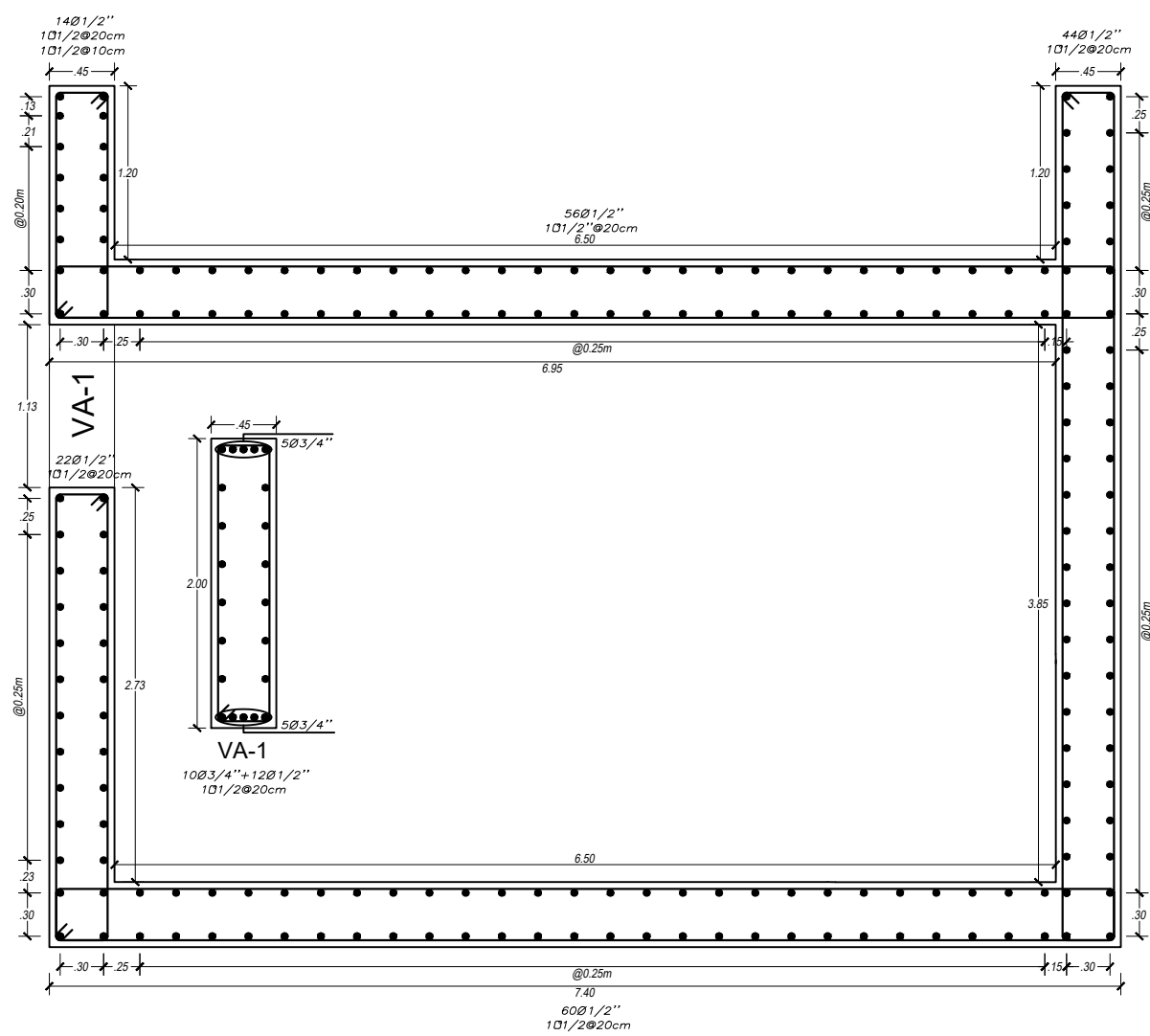
PLANO: ESTRUCTURAS
DETALLE DE MUROS DE CORTE
UBICACION: TRUJILLO - LA LIBERTAD
ESCALA: INDICADA
TAMAÑO DE LAMINA: A4

LAMINA N°
E-3



DETALLE DE ARMADO P-10 (1er - 2do nivel)

Escala 1/25



DETALLE DE ARMADO P-10 (3er - 6to nivel)

Escala 1/25



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS
César leónidas

FECHA:
SEPTIEMBRE - 2015

PLANO: ESTRUCTURAS
DETALLE DE MUROS DE CORTE

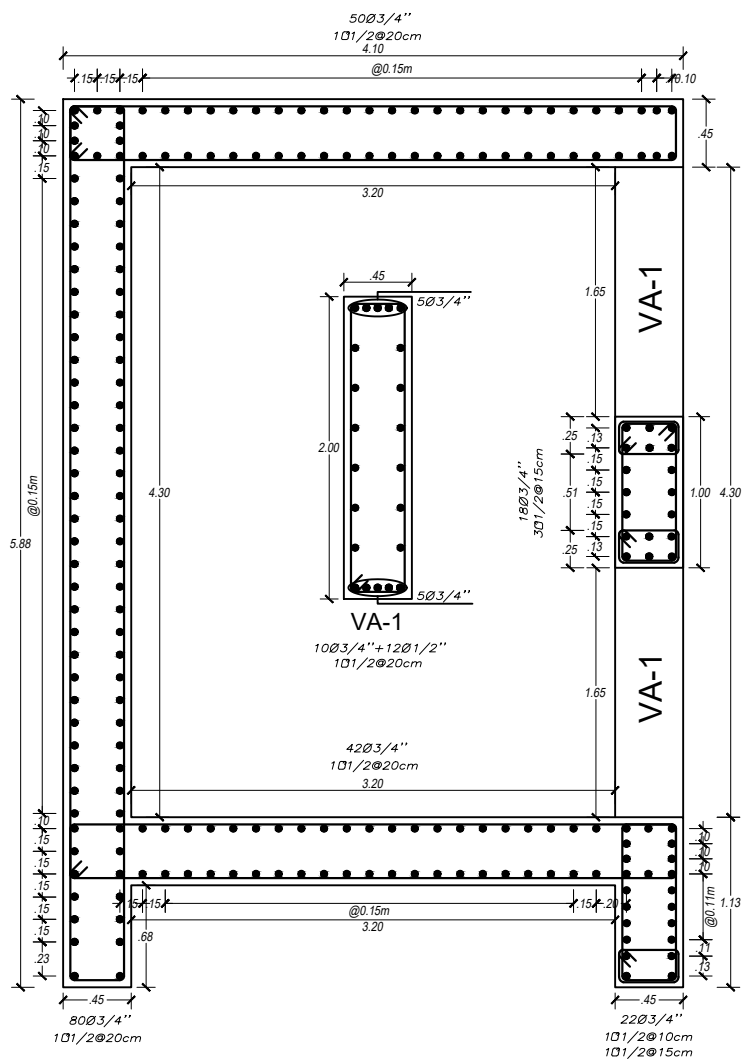
TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:
INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:
A3

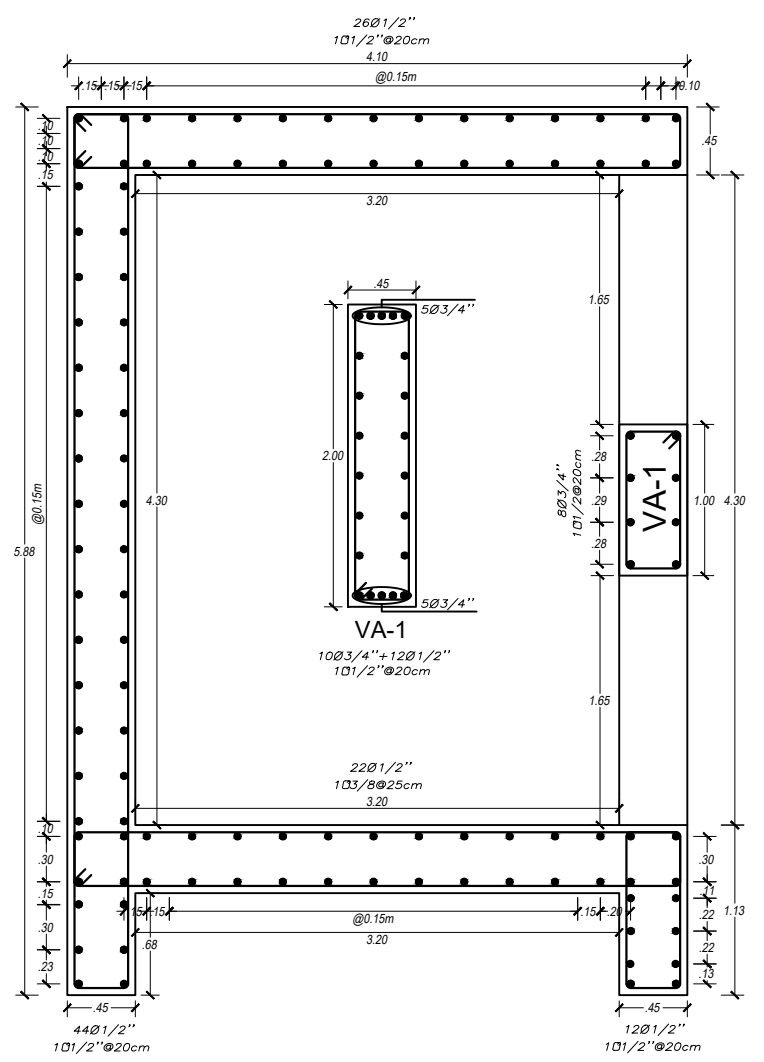
LAMINA N°

E-4



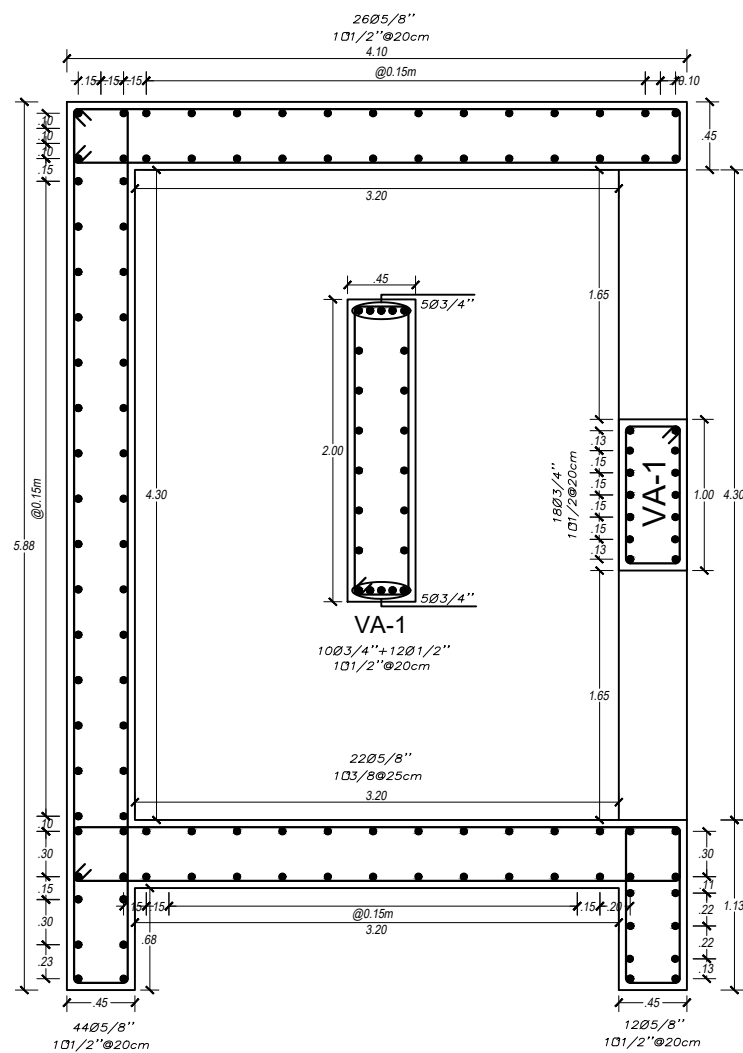
DETALLE DE ARMADO P-14 (1er nivel)

Escala 1/25



DETALLE DE ARMADO P-14 (3er - 6to nivel)

Escala 1/25



DETALLE DE ARMADO P-14 (2do nivel)

Escala 1/25



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS
César Leónidas

FECHA:
SEPTIEMBRE - 2015

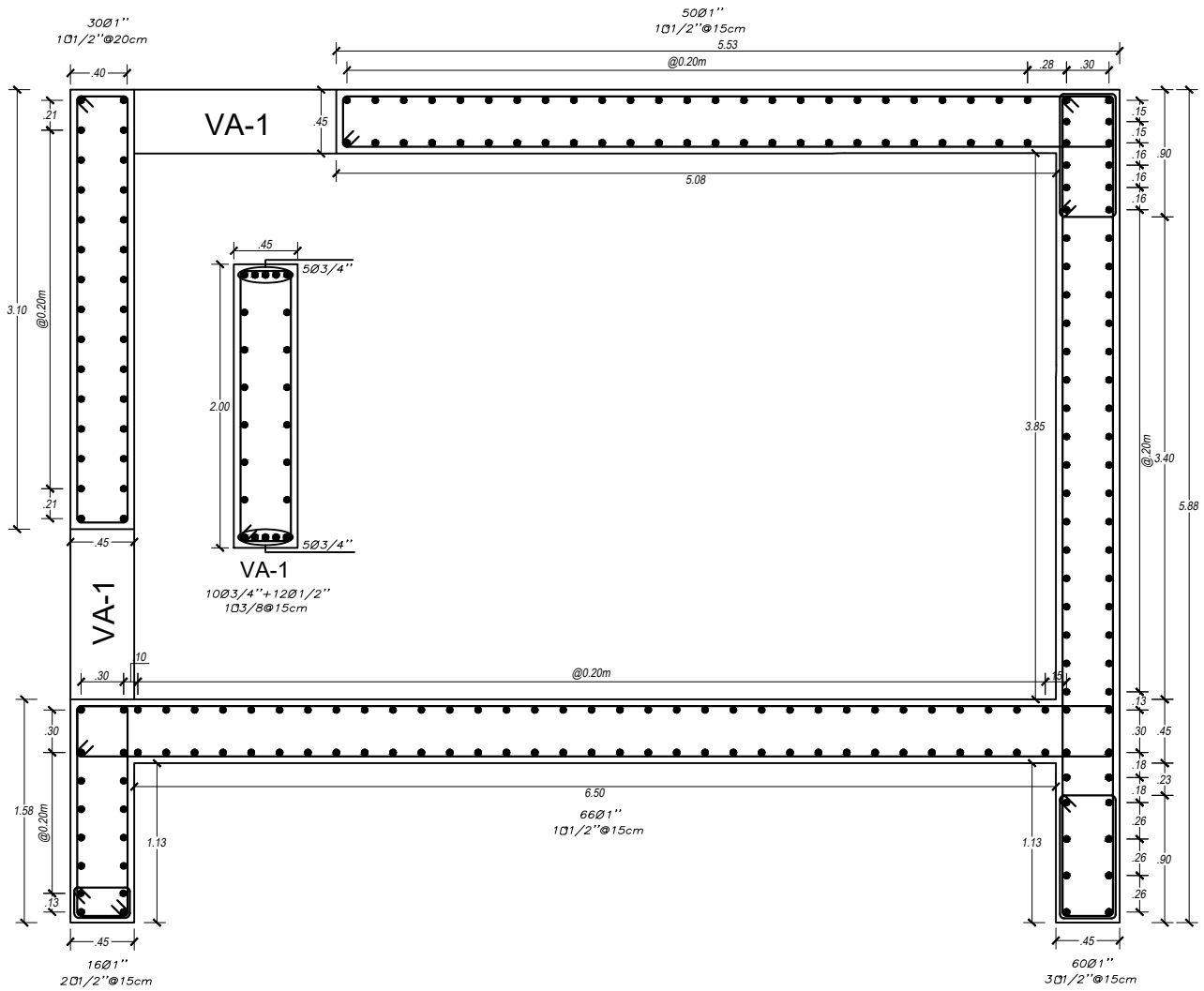
PLANO: ESTRUCTURAS
DETALLE DE MUROS DE CORTE

TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA: INDICADA
TAMAÑO DE LAMINA:
A3

LAMINA N°

E-5



DETALLE DE ARMADO P-15 (1er - 2do Nivel)

Escala 1/25



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS:
"ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
RESPONSABLES:
ING. CANCINO RODAS César Leonidas

FECHA:
SEPTIEMBRE - 2015

PLANO: ESTRUCTURAS
DETALLE DE MUROS DE CORTE

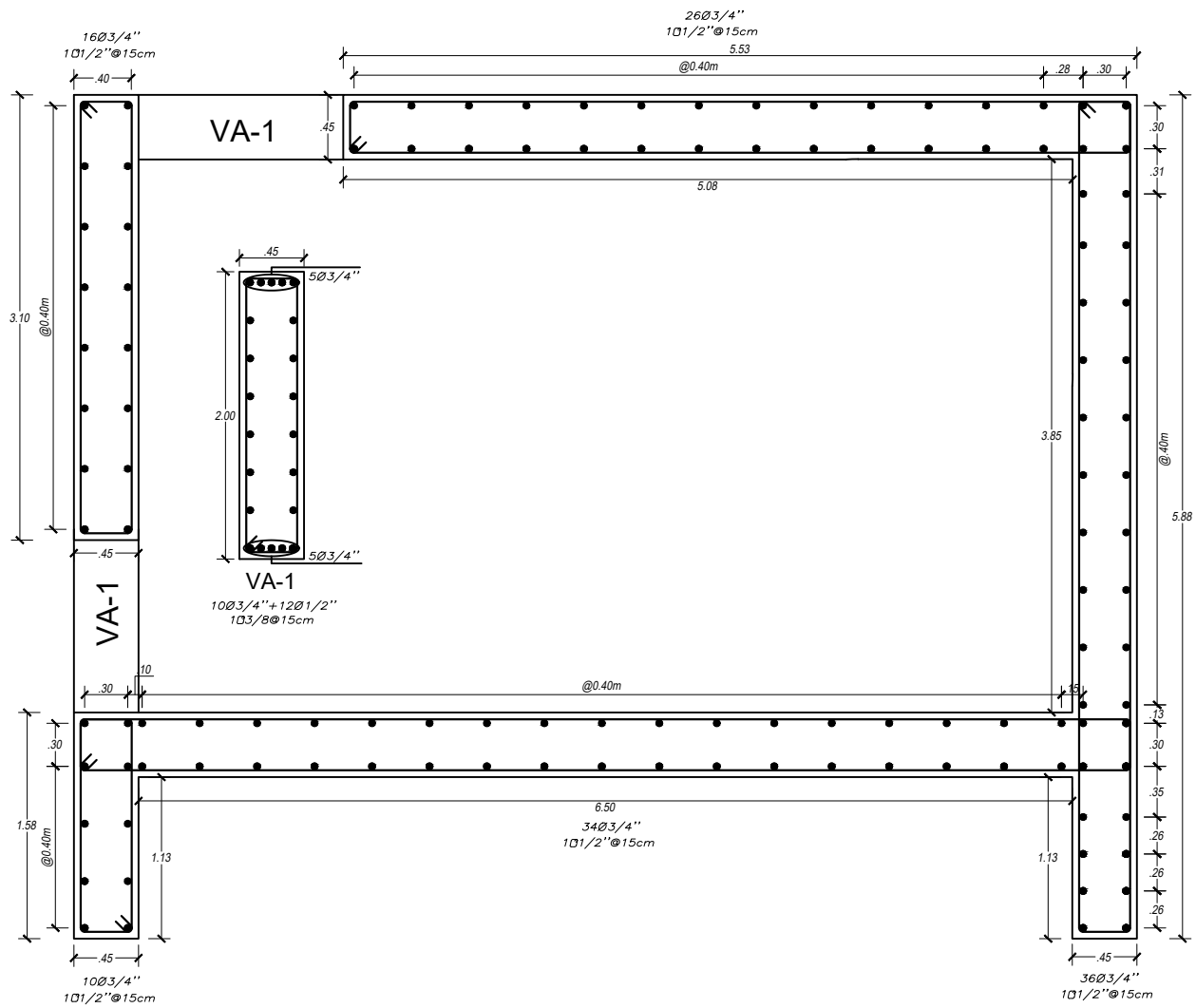
UBICACION: TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA: INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA: A4

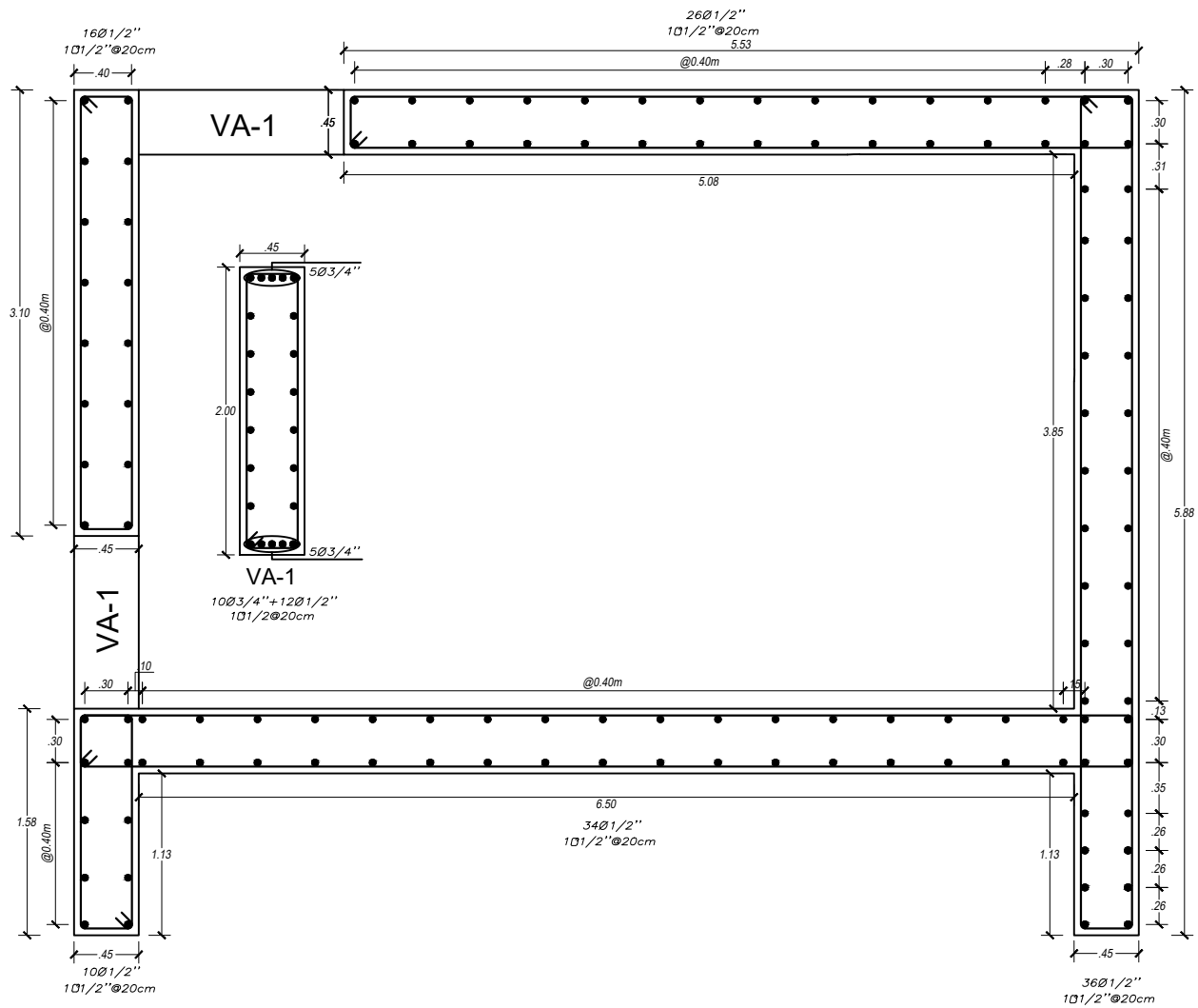
LAMINA N°

E-6



DETALLE DE ARMADO P-15 (3er - 4to Nivel)

Escala 1/25



DETALLE DE ARMADO P-15 (5to - 6to Nivel)

Escala 1/25



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UP AO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS
César leónidas

FECHA:
SEPTIEMBRE - 2015

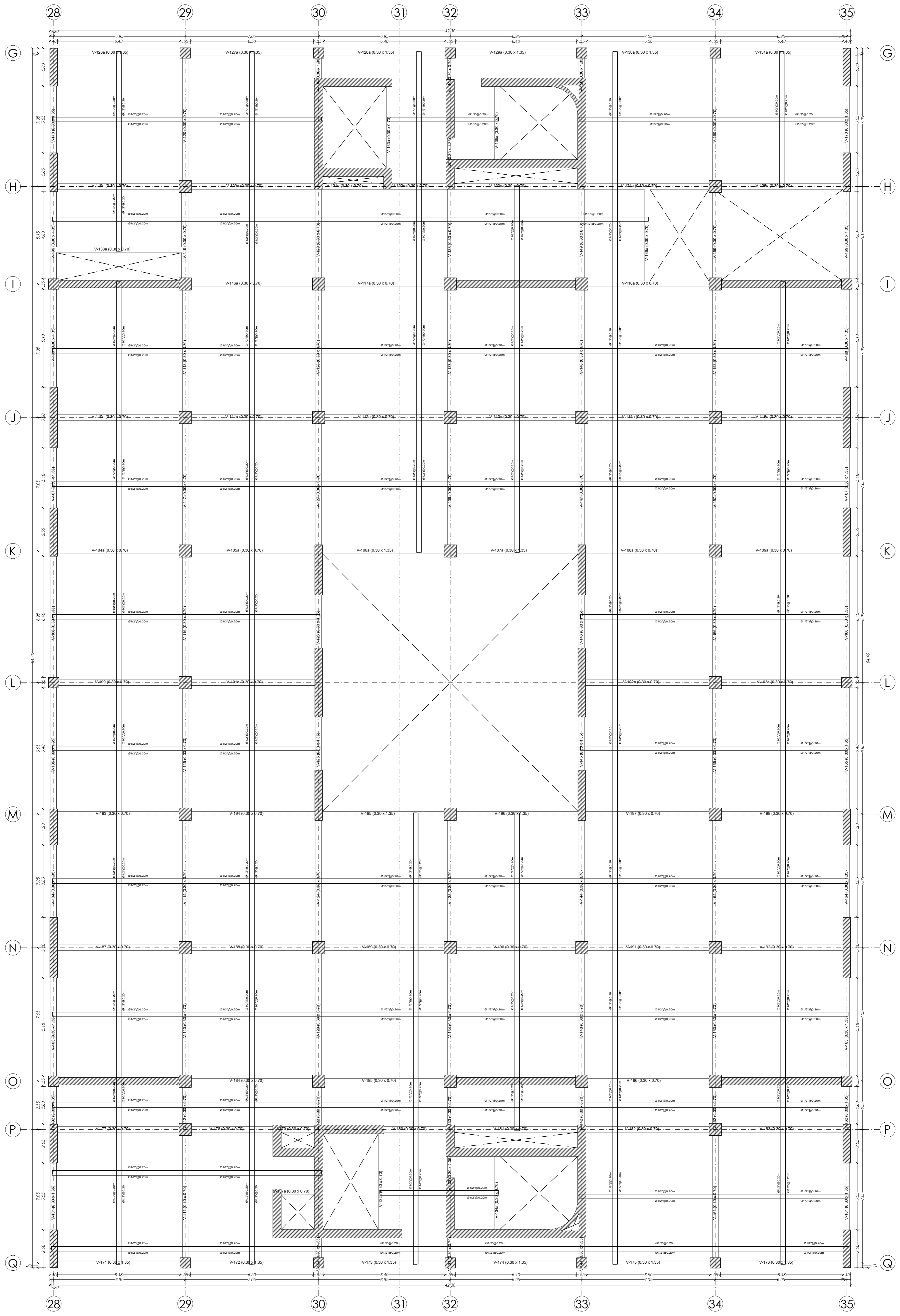
PLANO: ESTRUCTURAS
DETALLE DE MUROS DE CORTE

TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA: INDICADA
TAMAÑO DE LAMINA:
A3

LAMINA N°

E-7



ENCOFRADO TECHO 1º PISO
 LOSA MACIZA ARMADA EN 2 DIRECCIONES, e = 20 cm
 ESC: 1/50

TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César leónidas

FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

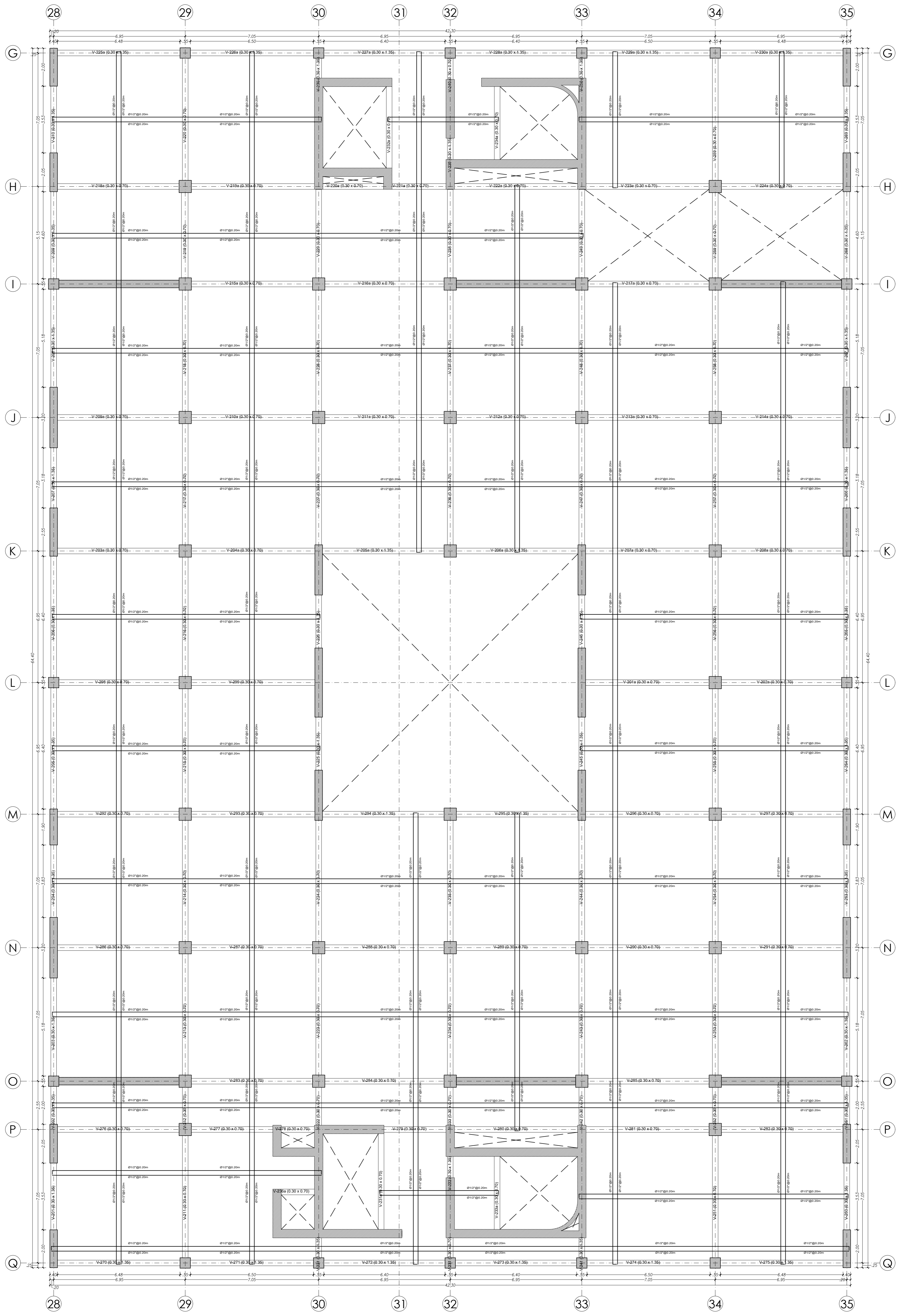
PLANO:
 ESTRUCTURAS
 LOSA MACIZA ENCOFRADO
 UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:
 INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA:
 A1

LAMINA Nº
E-8



UNIVERSIDAD PRIVADA
 ANTEÑOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



ENCOFRADO TECHO 2º PISO
 LOSA MACIZA ARMADA EN 2 DIRECCIONES, e = 20 cm
 ESC: 1/50

TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

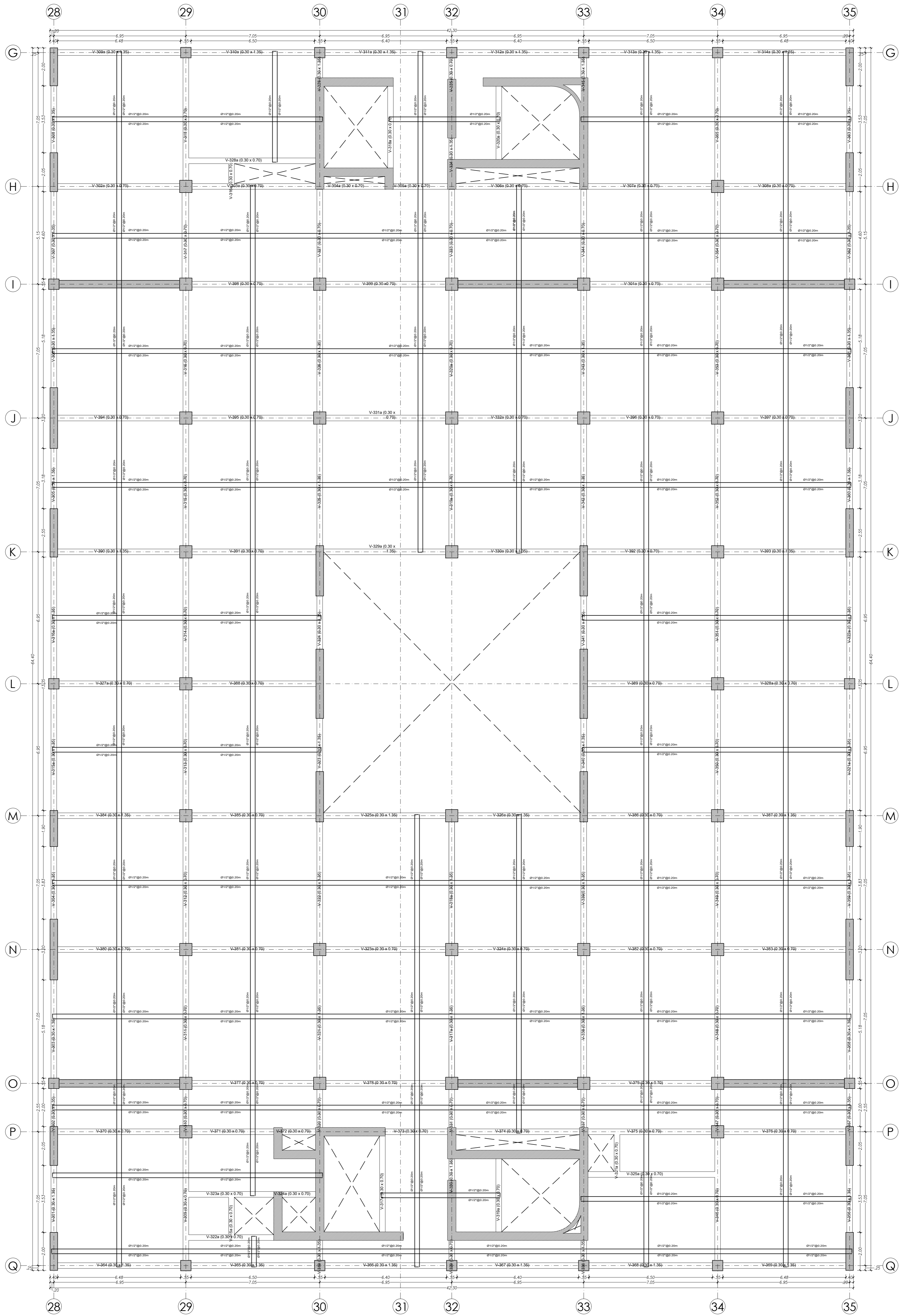
RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César leónidas
 FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

PLANO:
 ESTRUCTURAS
 LOSA MACIZA ENCOFRADO
 UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD
 ESCALA:
 INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA:
 A1

LAMINA Nº
E-9



UNIVERSIDAD PRIVADA
 ANTEÑOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



ENCOFRADO TECHO 3° PISO
 LOSA MACIZA ARMADA EN 2 DIRECCIONES, e = 20 cm
 ESC: 1/50

TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS
 César Leónidas

FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

PLANO:
 ESTRUCTURAS
 LOSA MACIZA ENCOFRADO

UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:
 INDICADA

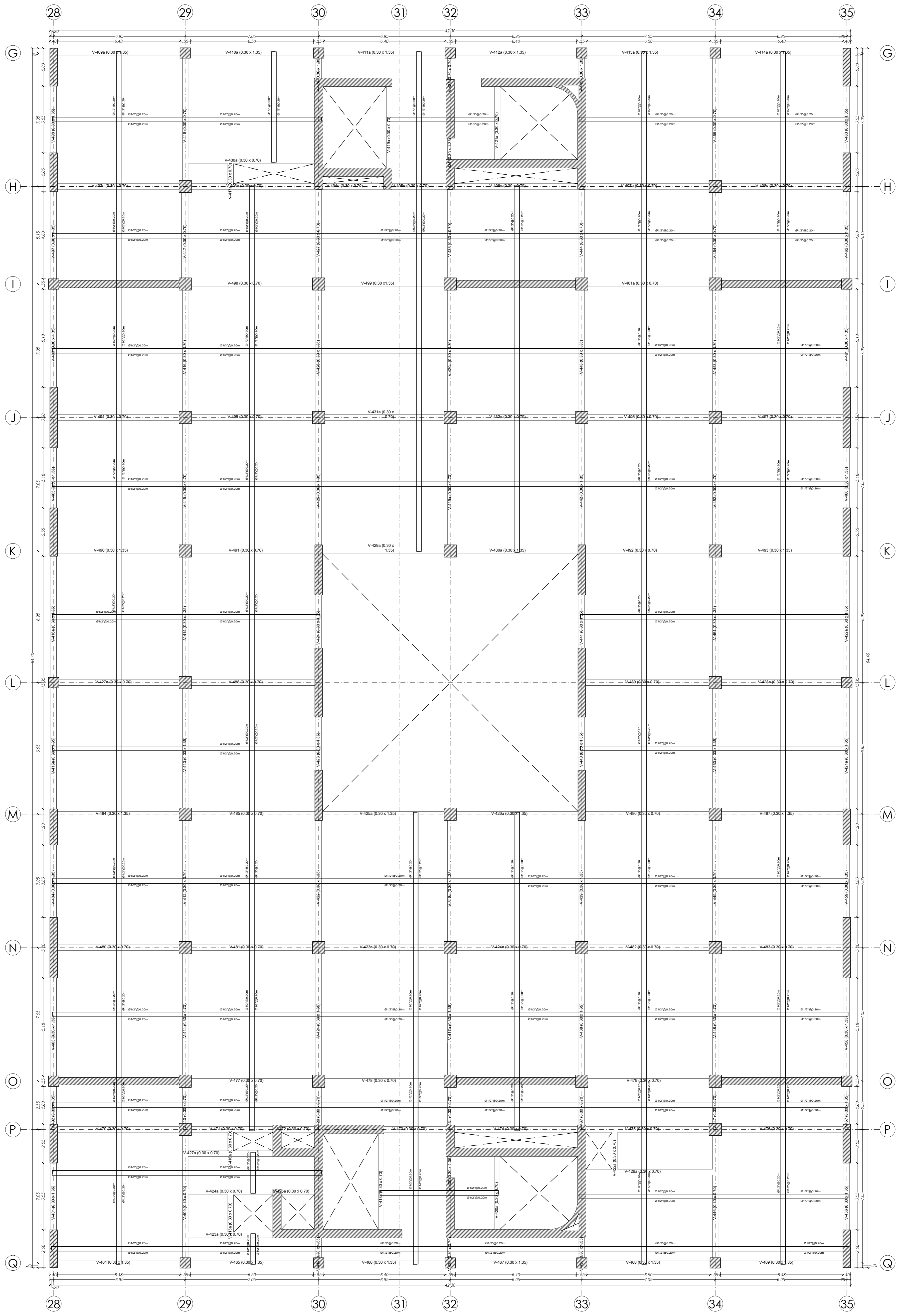
TAMAÑO DE LAMINA:
 A1

LAMINA N°

E-10



UNIVERSIDAD PRIVADA
 ANTEÑOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



ENCOFRADO TECHO 4º PISO
 LOSA MACIZA ARMADA EN 2 DIRECCIONES, e = 20 cm
 ESC: 1/50

TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César leónidas

FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

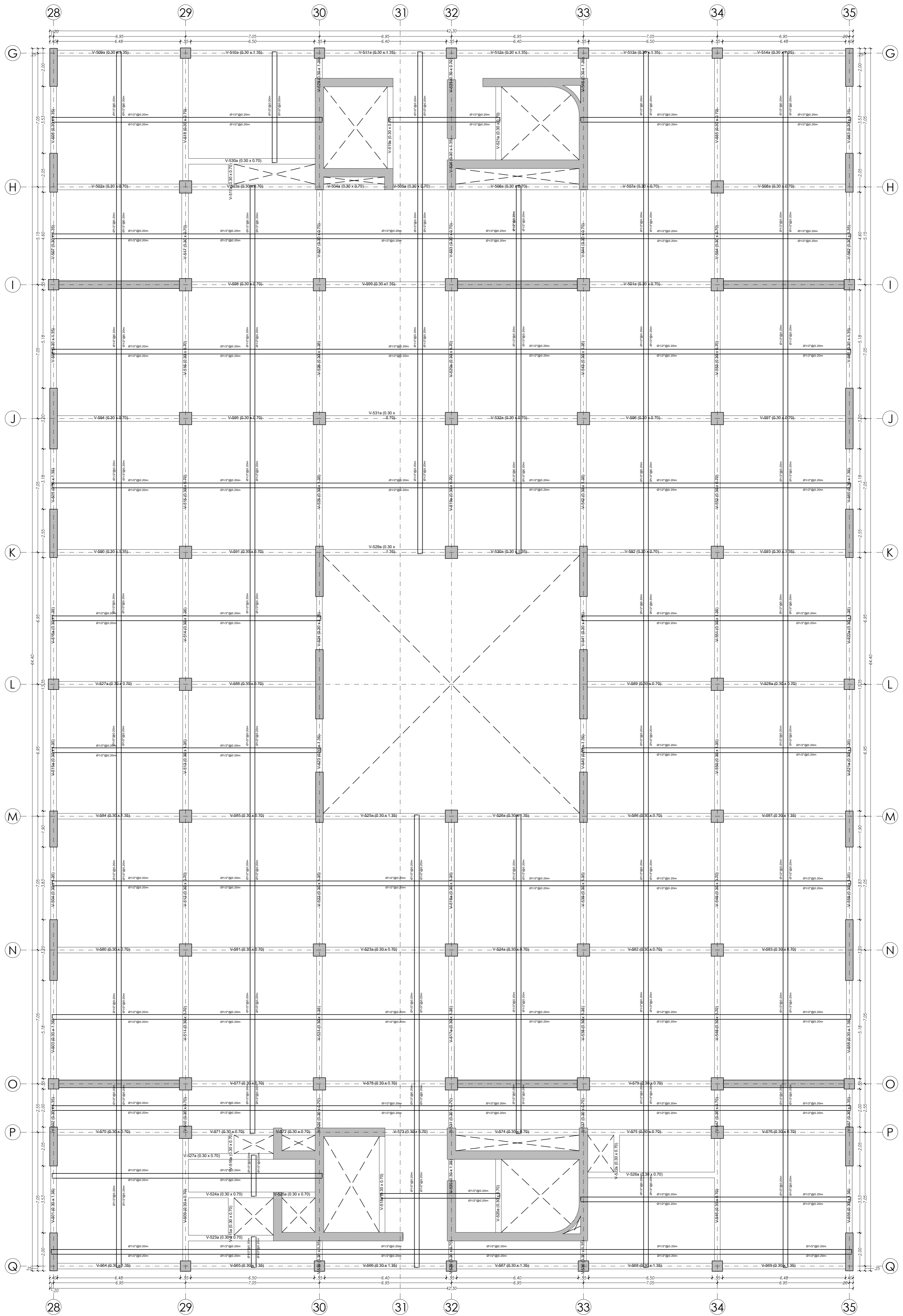
PLANO:
 ESTRUCTURAS
 LOSA MACIZA ENCOFRADO
 UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:
 INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA:
 A1

LAMINA Nº
E-11



UNIVERSIDAD PRIVADA
 ANTEÑOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



ENCOFRADO TECHO 5º PISO
 LOSA MACIZA ARMADA EN 2 DIRECCIONES, e = 20 cm
 ESC: 1/50

TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS
 César leónidas

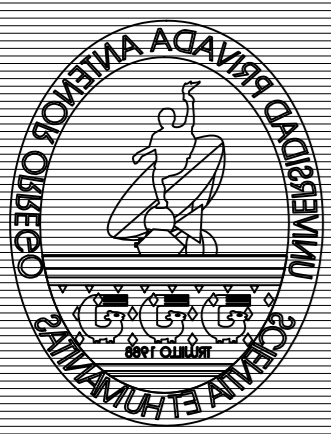
FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

PLANO:
 ESTRUCTURAS
 LOSA MACIZA ENCOFRADO
 UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

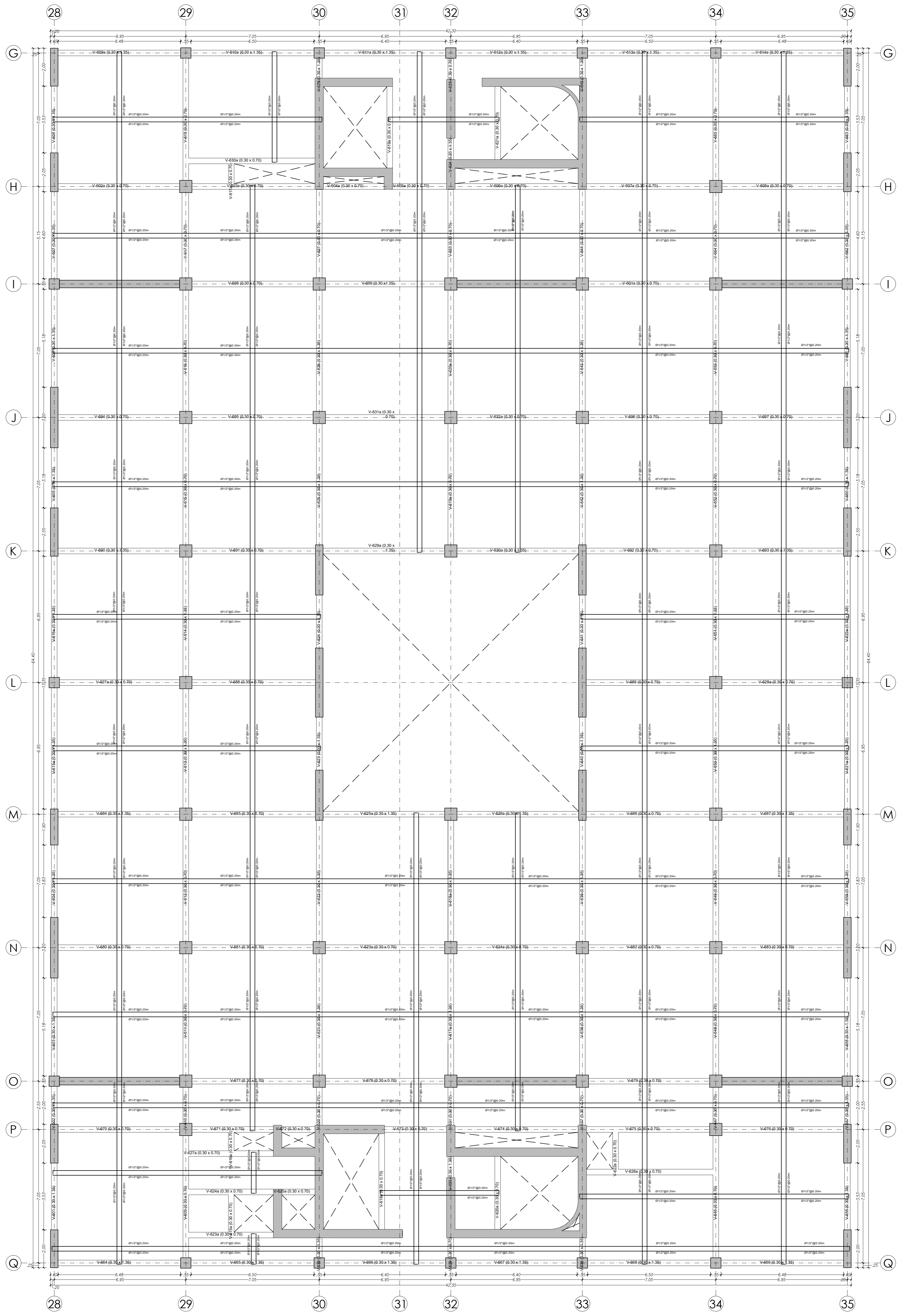
ESCALA:
 INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA:
 A1

LAMINA N°

E-12



UNIVERSIDAD PRIVADA
 ANTEÑOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



ENCOFRADO TECHO 6° PISO
 LOSA MACIZA ARMADA EN 2 DIRECCIONES, e = 20 cm
 ESC. 1/50



UNIVERSIDAD PRIVADA
 ANTEOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS
 César leónidas

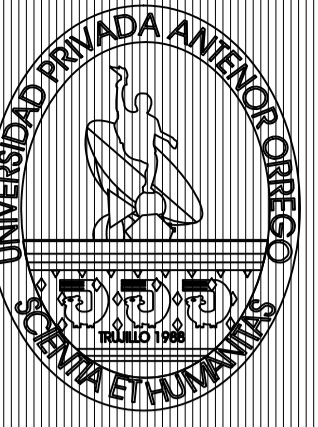
PLANO :
 ESTRUCTURAS
 LOSA MACIZA ENCOFRADO
 UBICACIÓN :
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

LAMINA N°
E-13

FECHA :
 SETIEMBRE - 2015

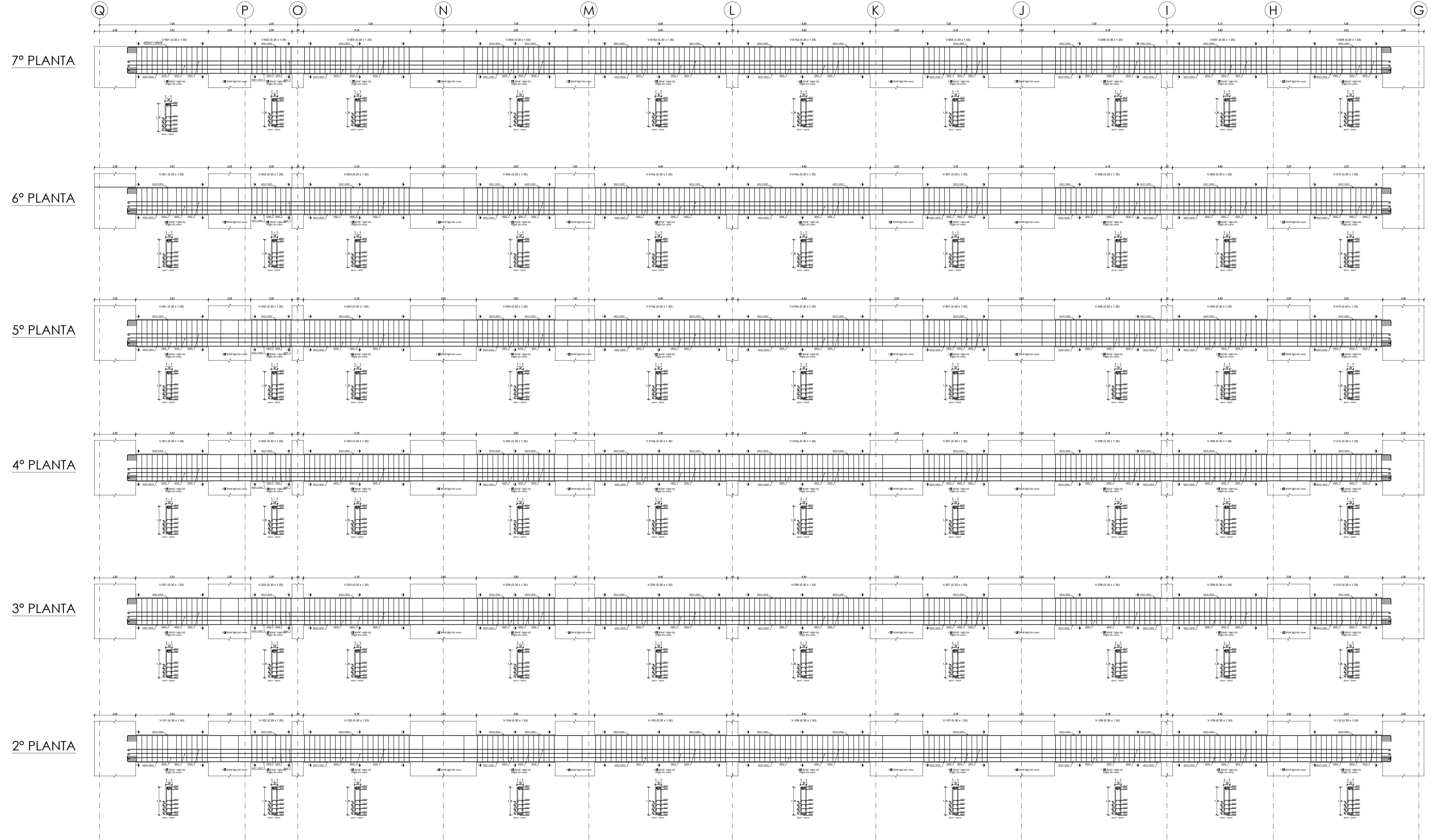
ESCALA :
 INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:
A1



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE 28 (EJE A ETABS)



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS
 César leónidas

PLANO : ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

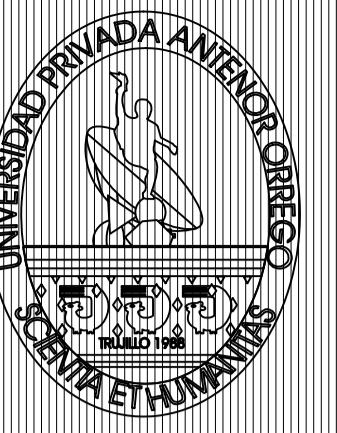
UBICACIÓN :
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA:
A1

FECHA :
 SETIEMBRE - 2015

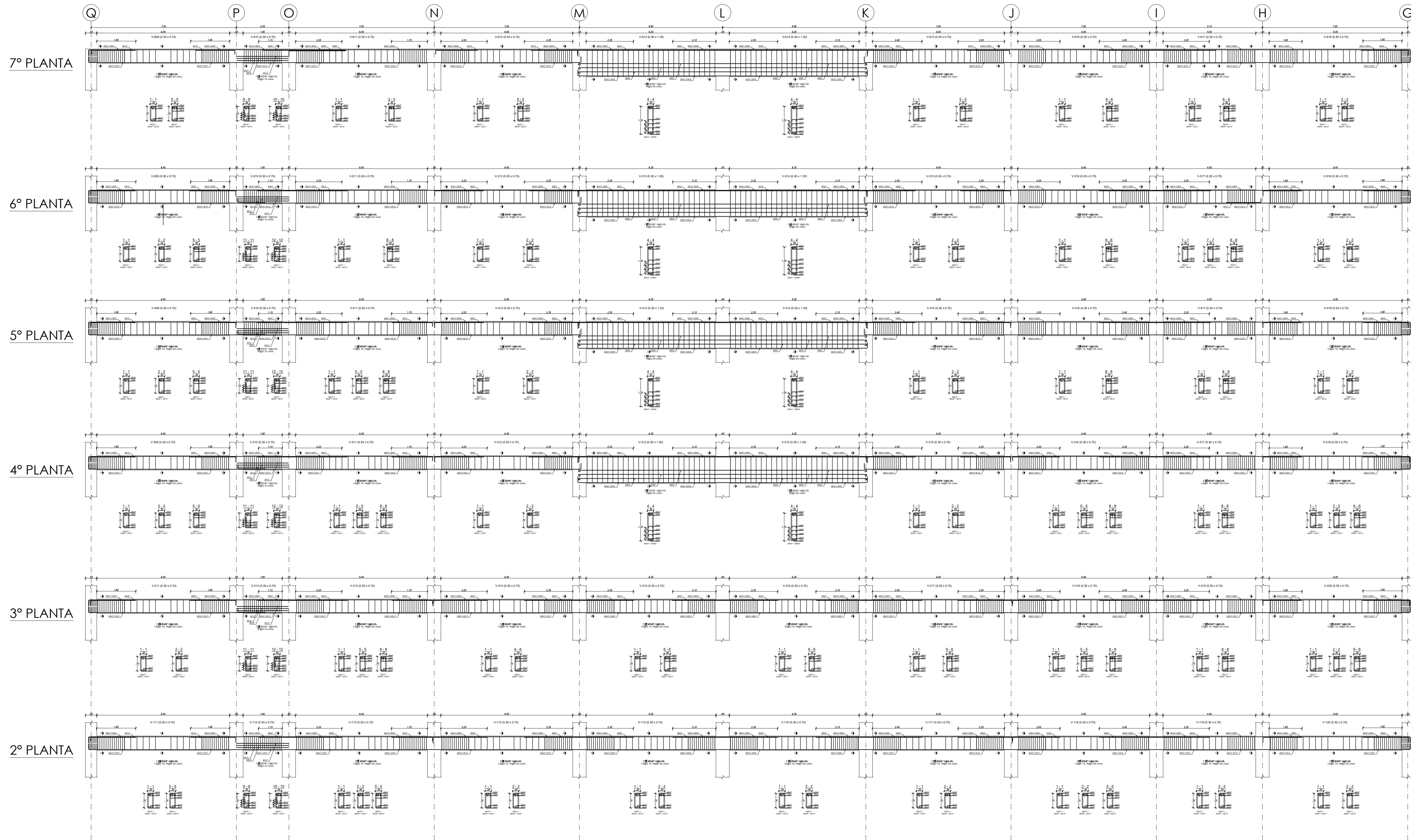
LAMINA N°

E-14



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE 29 (EJE B ETABS)



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO
 ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA
 SIMORRESISTENTE VIGENTE Y EL
 PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO
 HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS
 César leónidas

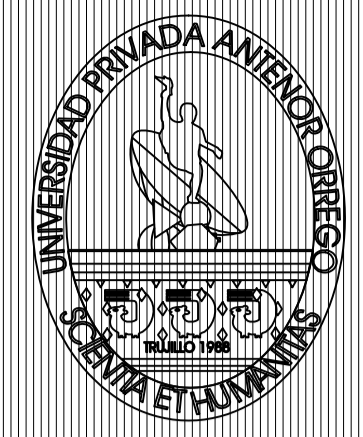
PLANO : ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN :
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA:
A1

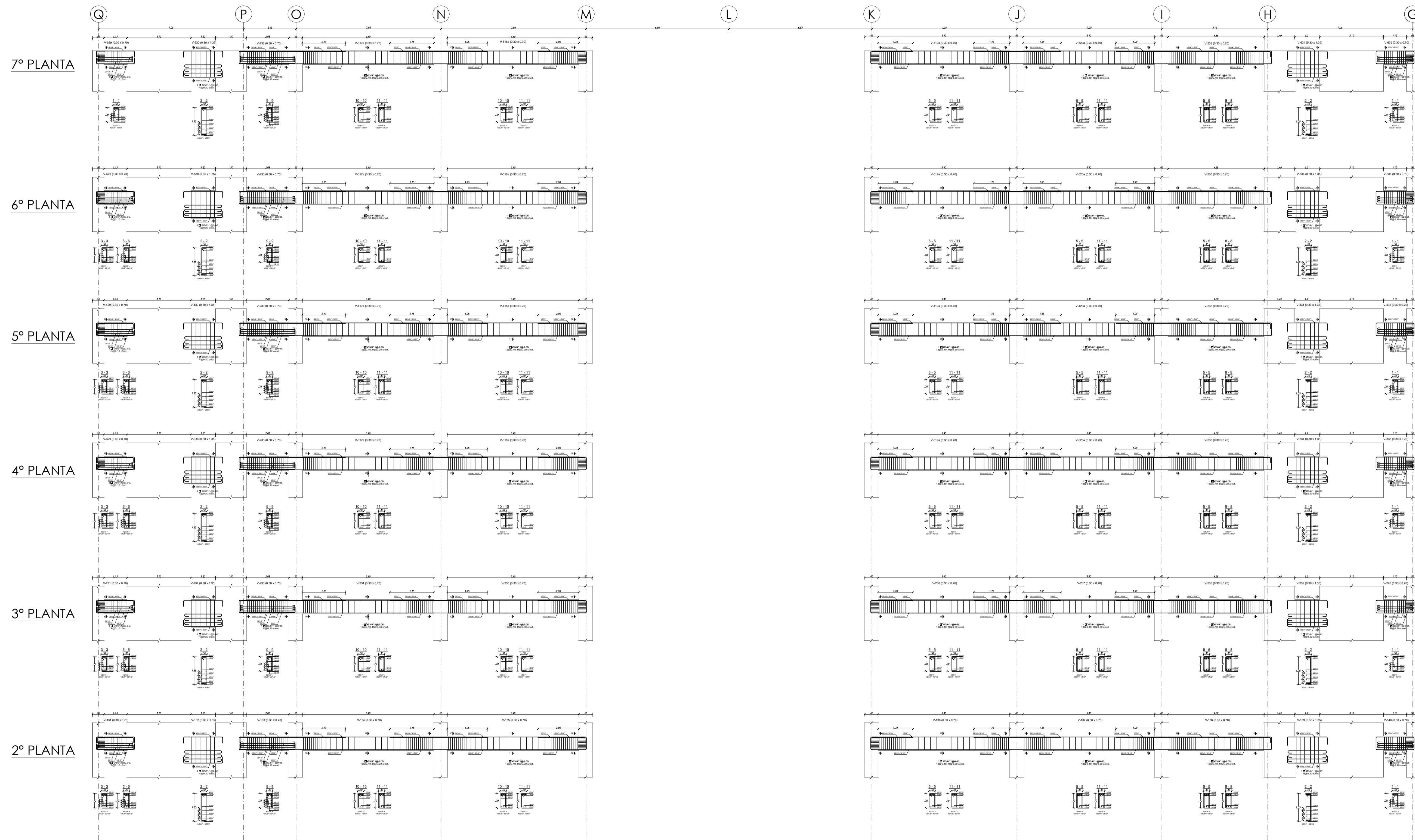
FECHA :
 SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-15



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE 32 (EJE D ETABS)



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS
César leónidas

PLANO : ESTRUCTURAS
VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

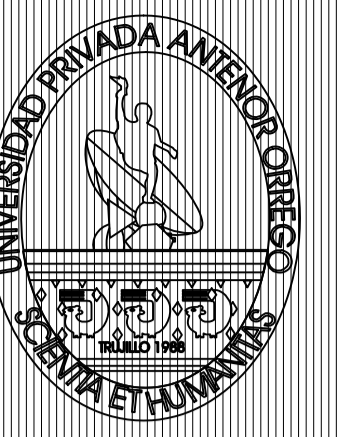
UBICACIÓN : TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : INDICADA
TAMAÑO DE LAMINA : A1

FECHA : SETIEMBRE - 2015

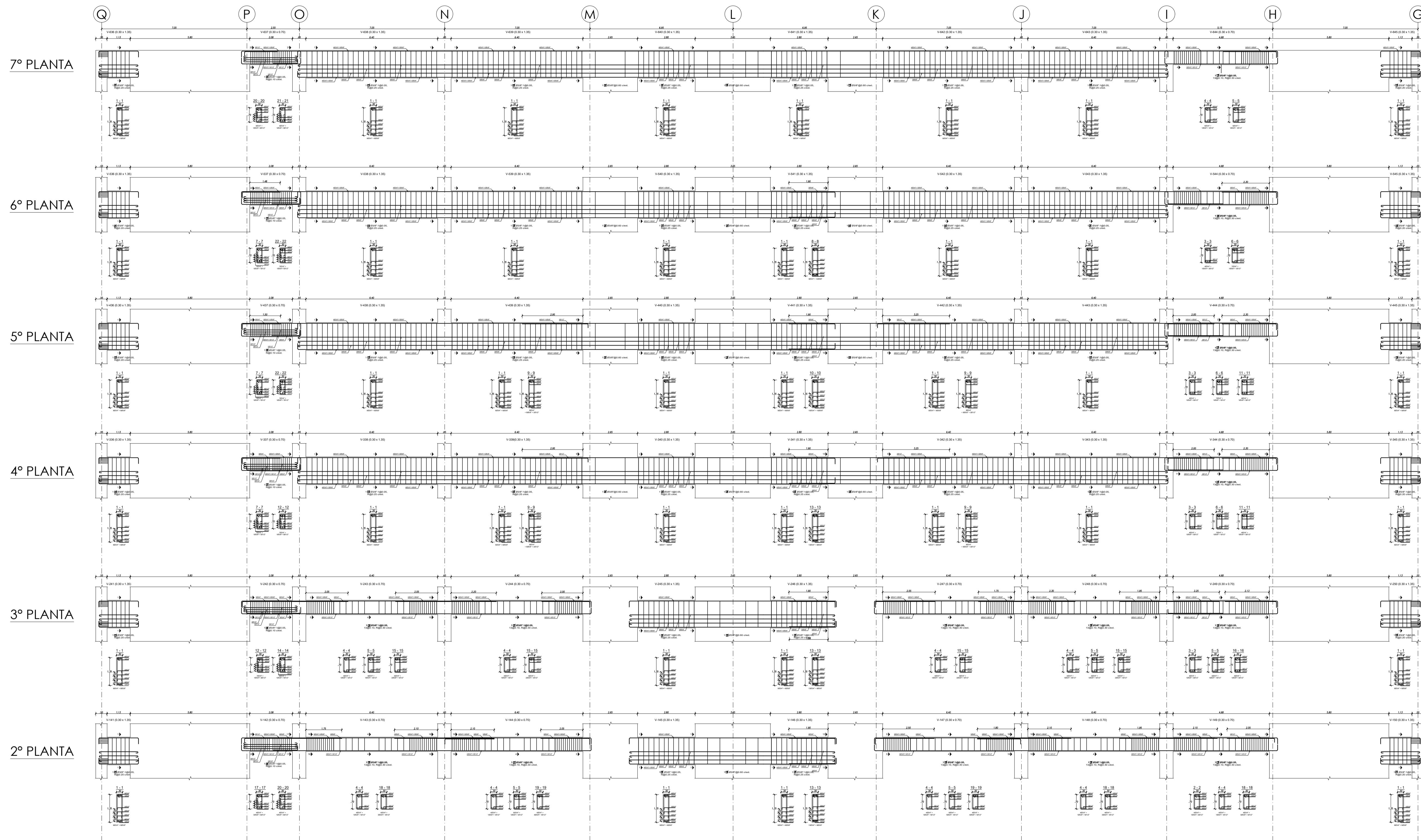
LAMINA N°

E-17



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE 33 (EJE E ETABS)



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ

José Alejandro

BACH. ALIAGA CARRASCAL

Javier Alfredo

ASESOR:

ING. CANCINO RODAS

César Leónidas

PLANO:

ESTRUCTURAS

VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN:

TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:

INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:

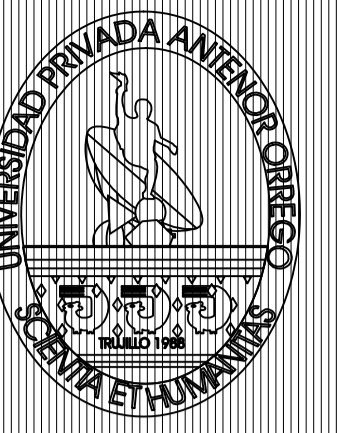
A1

FECHA:

SEPTIEMBRE - 2015

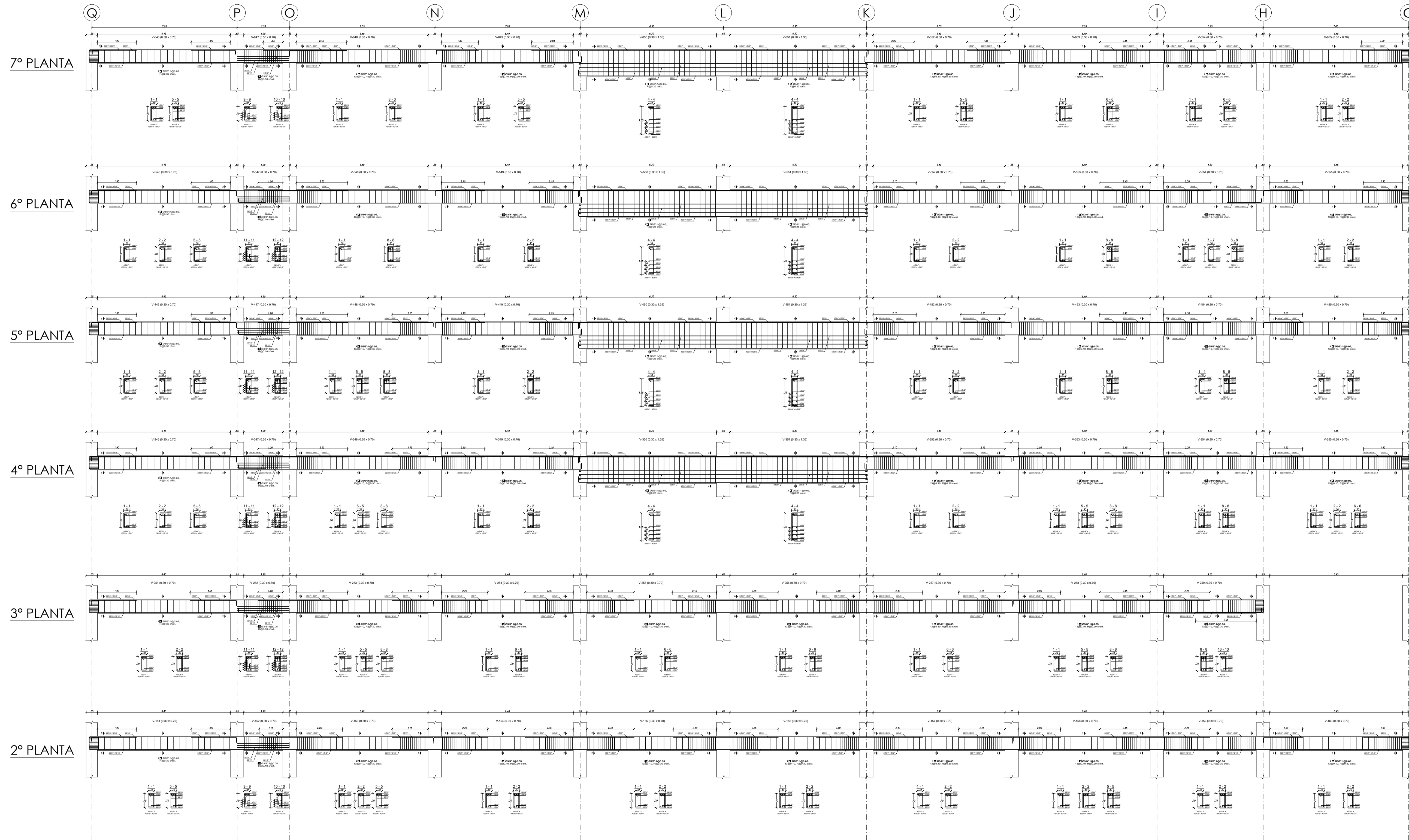
LAMINA N°

E-18



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE 34 (EJE F ETABS)



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO
 ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA
 SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL
 PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO
 HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
 José Alejandro

BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo

ASESOR:

ING. CANCINO RODAS
 César leónidas

PLANO:

ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN:

TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:

INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:

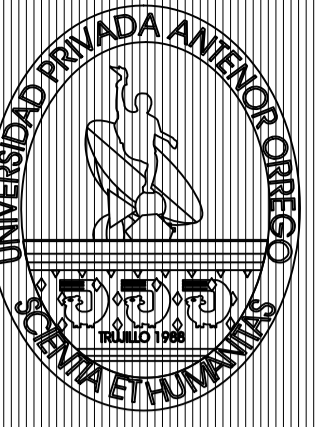
A1

FECHA:

SEPTIEMBRE - 2015

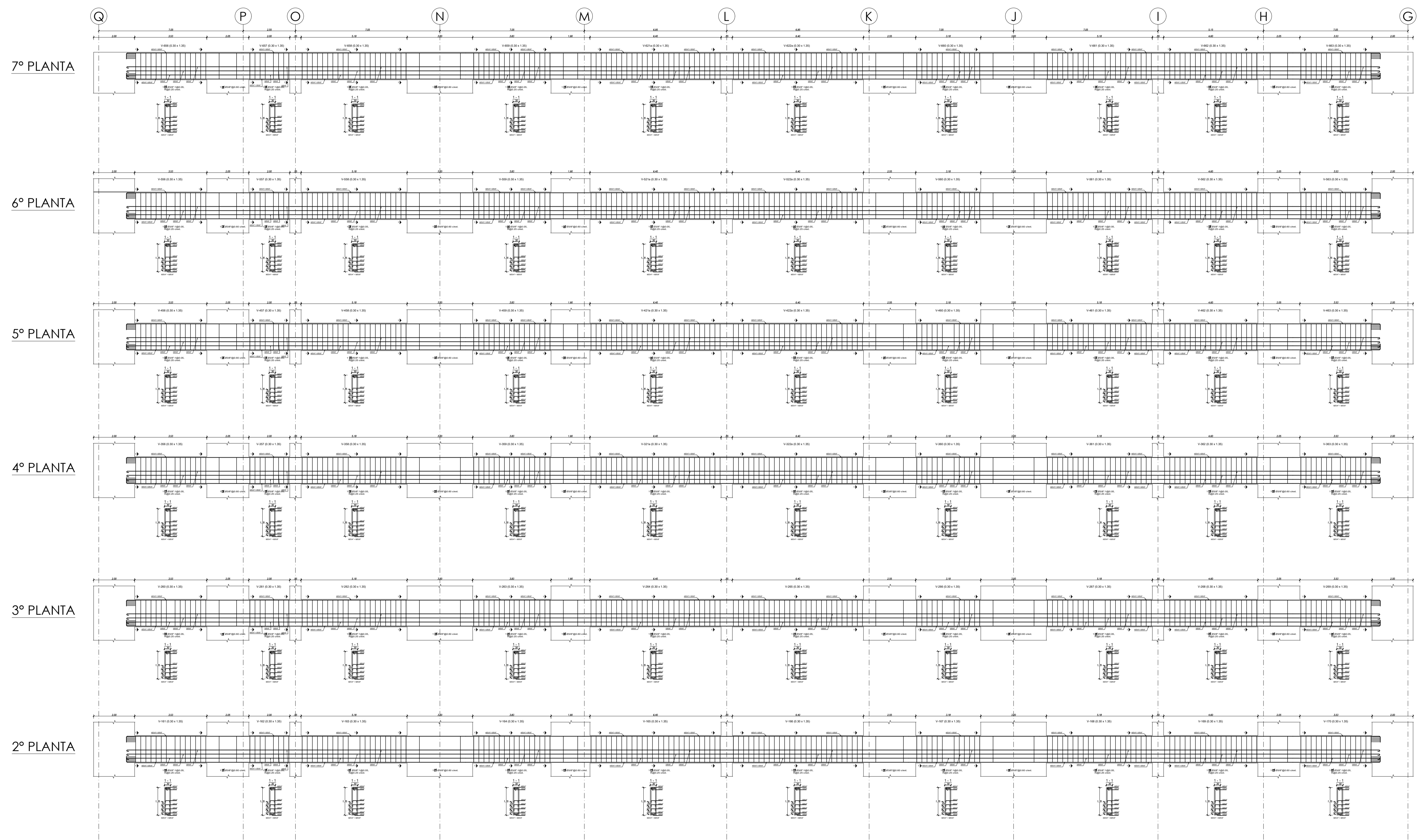
LAMINA N°

E-19



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE 35 (EJE G ETABS)



TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

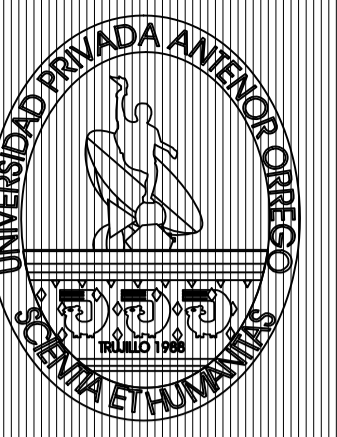
RESPONSABLES:
 BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS
 César leónidas

PLANO : ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE
 UBICACIÓN : TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA : A1

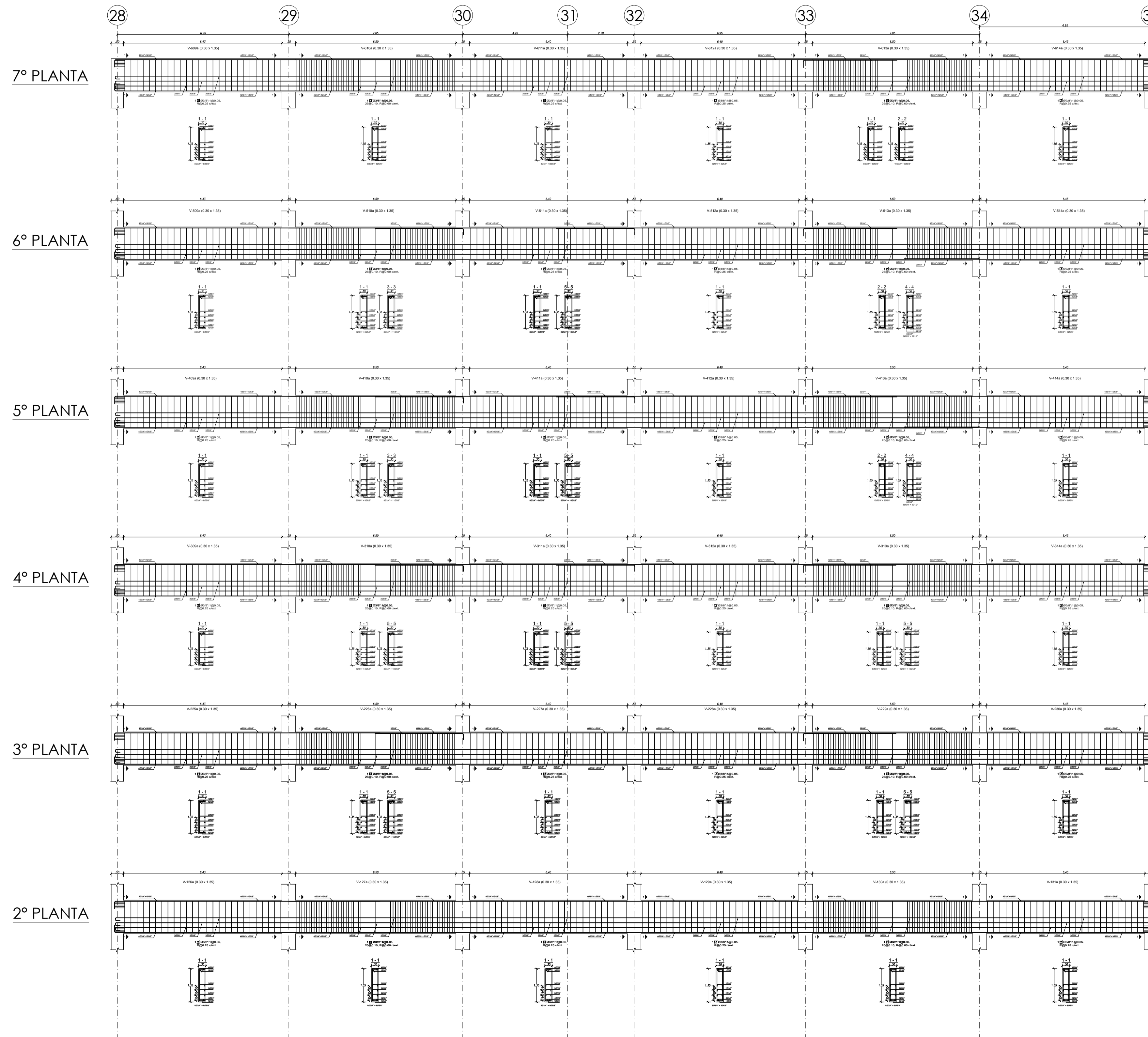
FECHA : SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-20



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE G (EJE 13 ETABS)



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ
José Alejandro

BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo

ASESOR:

ING. CANCINO RODAS
César Leónidas

PLANO:

ESTRUCTURAS
VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN:

TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:

INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:

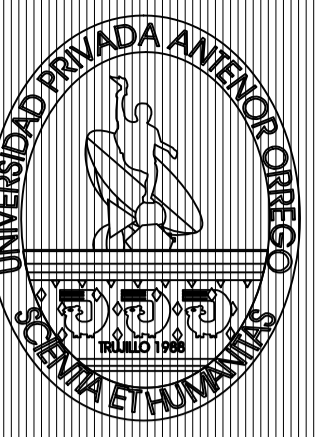
A1

FECHA:

SEPTIEMBRE - 2015

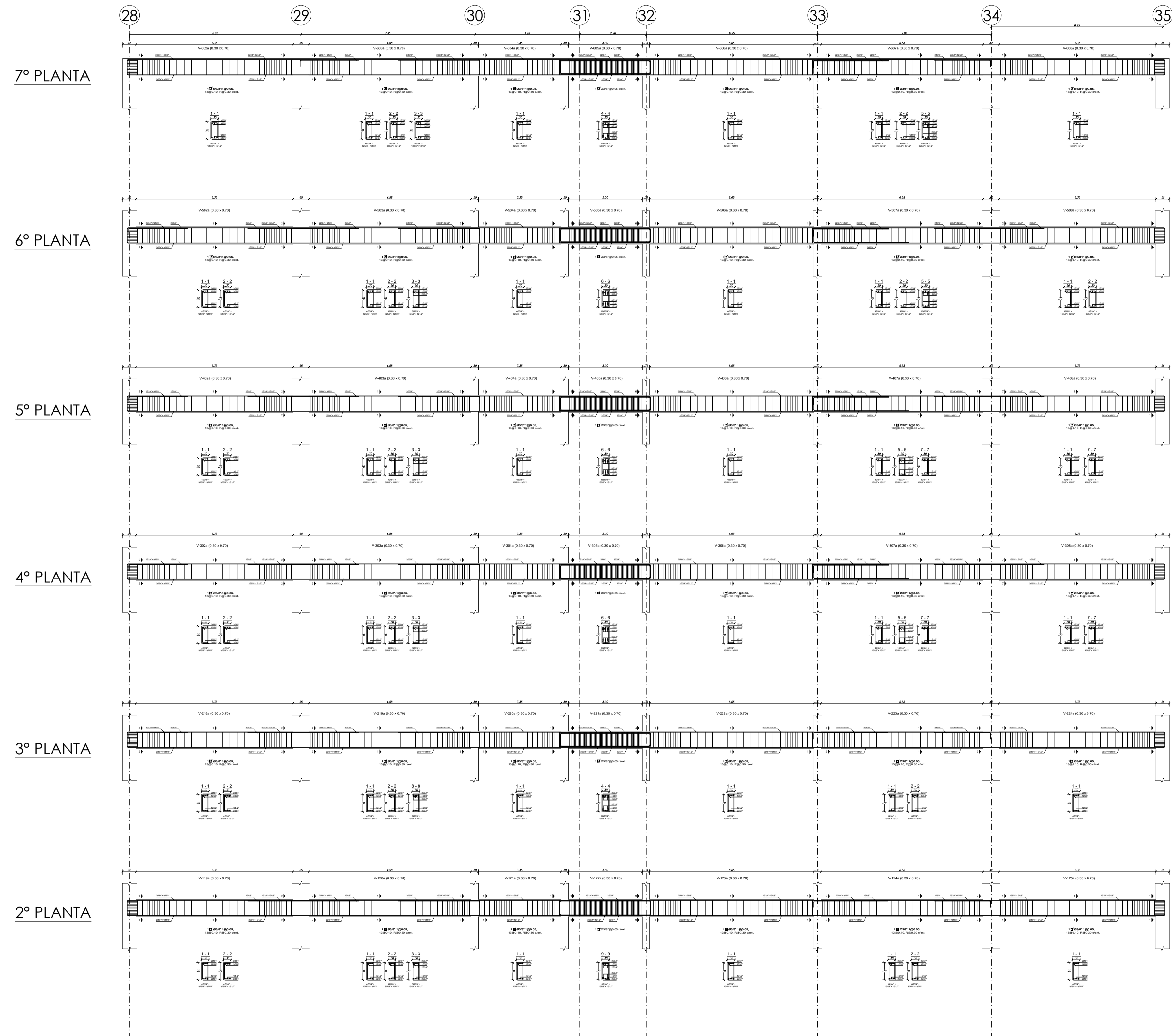
LAMINA N°

E-21



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE H (EJE 11 ETABS)



TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César Leónidas

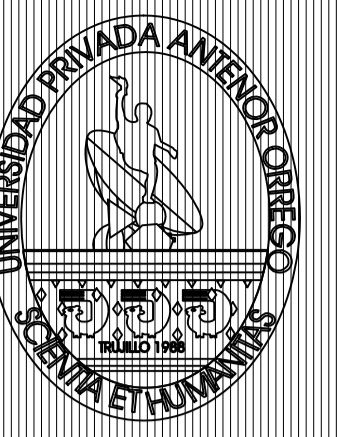
PLANO: ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA: INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA: A1

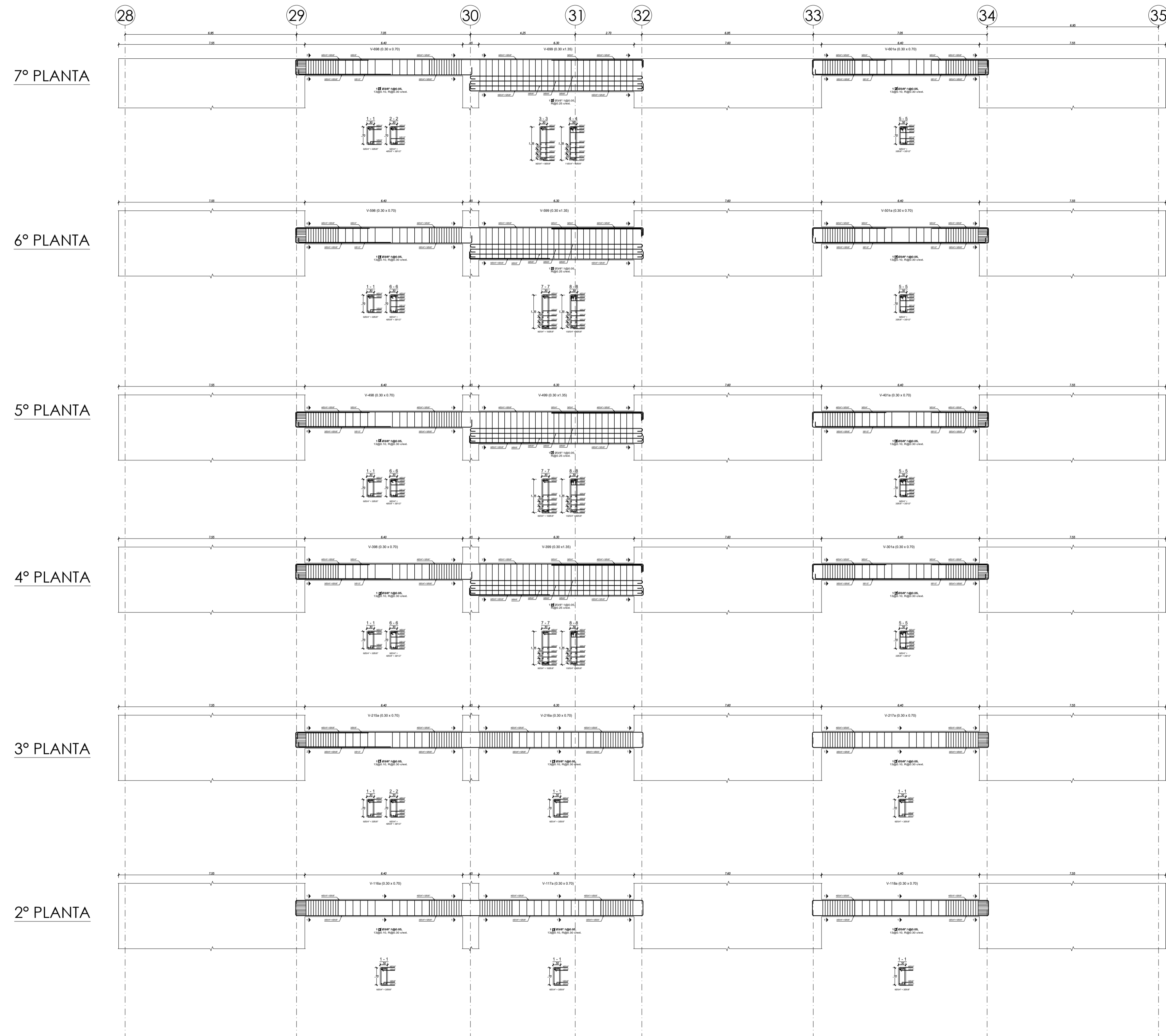
FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-22



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE I (EJE 10 ETABS)



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO
 ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA
 SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL
 PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO
 HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo

ASESOR:

ING. CANCINO RODAS
 César Leónidas

PLANO:

ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN:

TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:

INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:

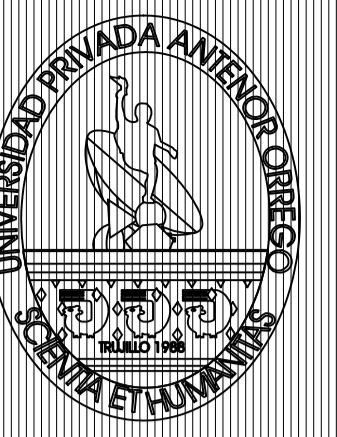
A1

FECHA:

SEPTIEMBRE - 2015

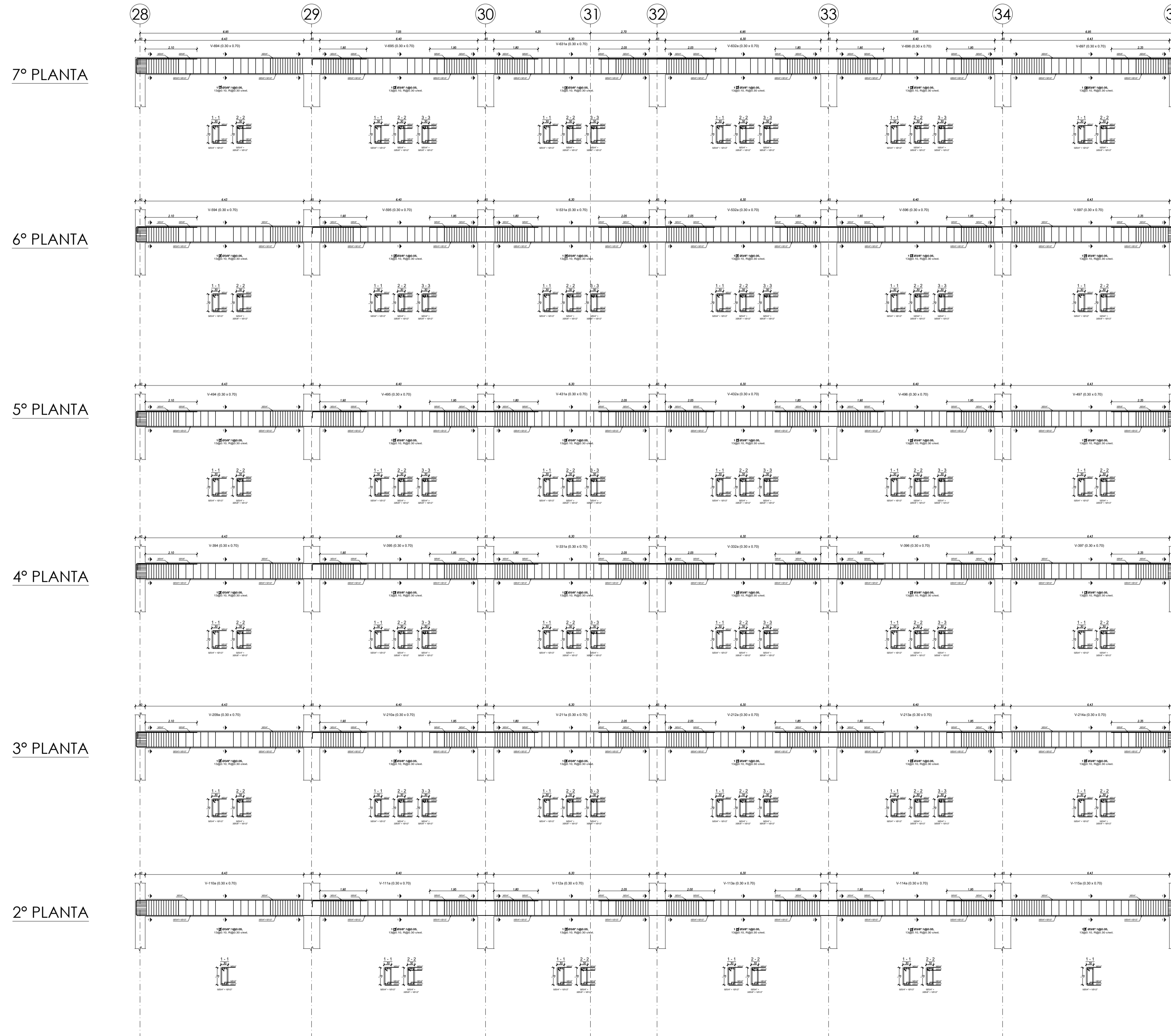
LAMINA N°

E-23



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE J (EJE 9 ETABS)



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo

ASESOR:

ING. CANCINO RODAS
César Leónidas

PLANO:

ESTRUCTURAS
VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN:

TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:

INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:

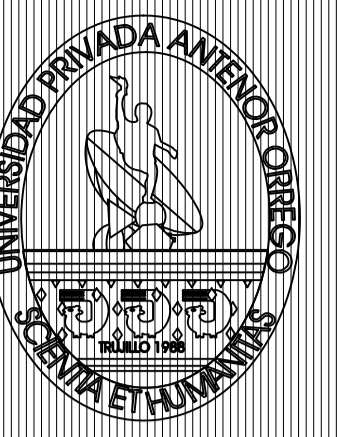
A1

FECHA:

SEPTIEMBRE - 2015

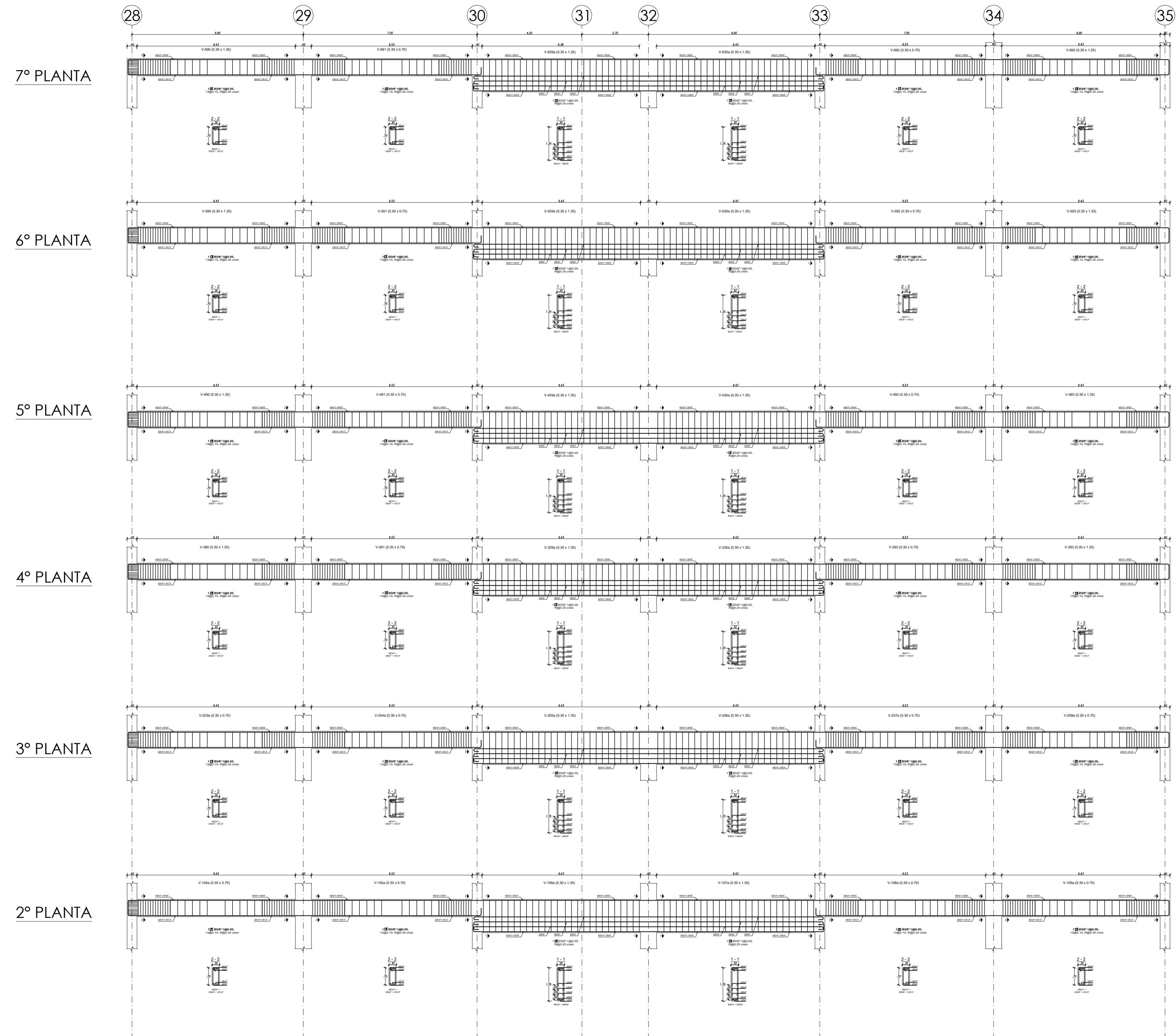
LAMINA N°

E-24



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE K (EJE 8 ETABS)



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César Leónidas

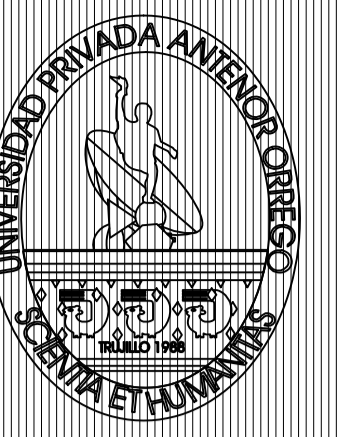
PLANO: ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA: INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA: A1

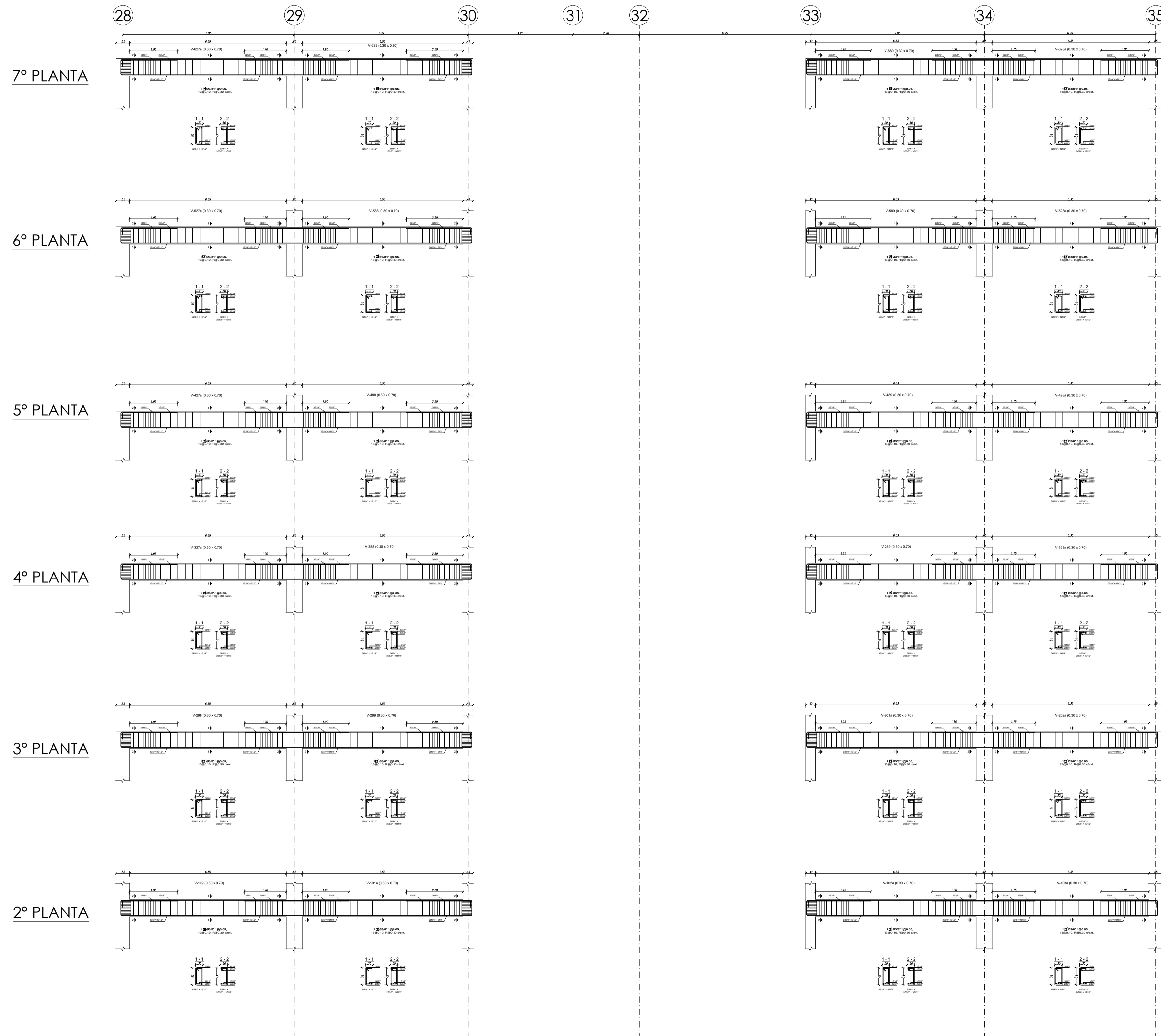
FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-25



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE L (EJE 7 ETABS)



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ
José Alejandro

BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo

ASESOR:

ING. CANCINO RODAS
César Leonidas

PLANO:

ESTRUCTURAS
VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN:

TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:

INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:

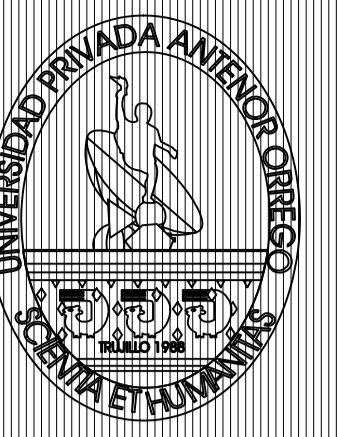
A1

FECHA:

SEPTIEMBRE - 2015

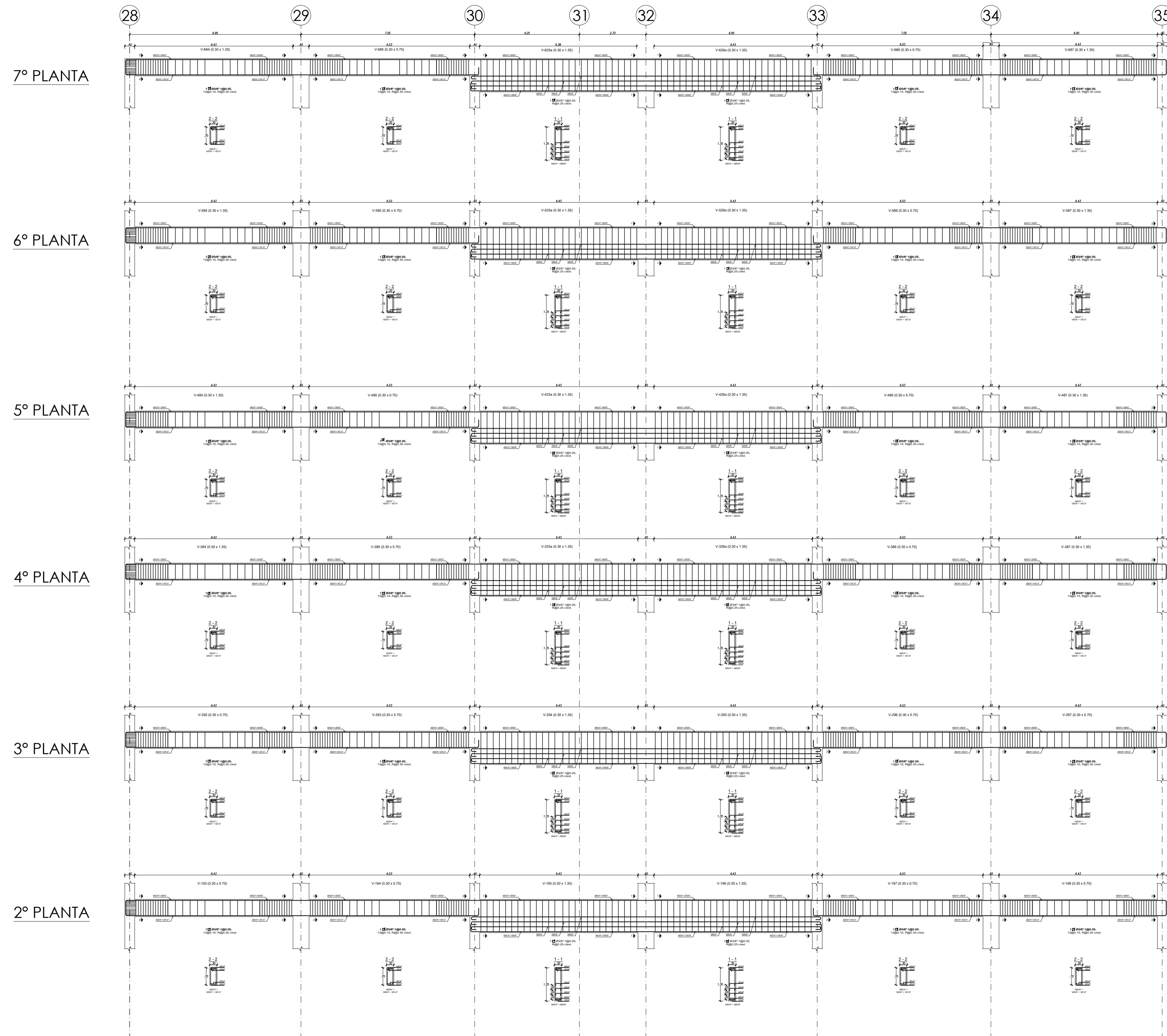
LAMINA N°

E-26



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE M (EJE 6 ETABS)



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César Leónidas

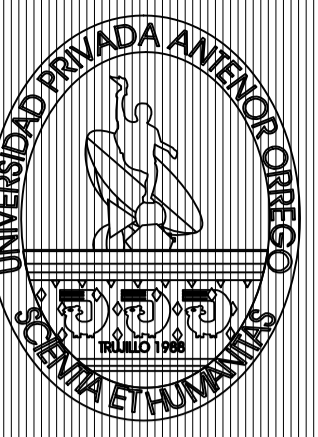
PLANO: ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA: INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA: A1

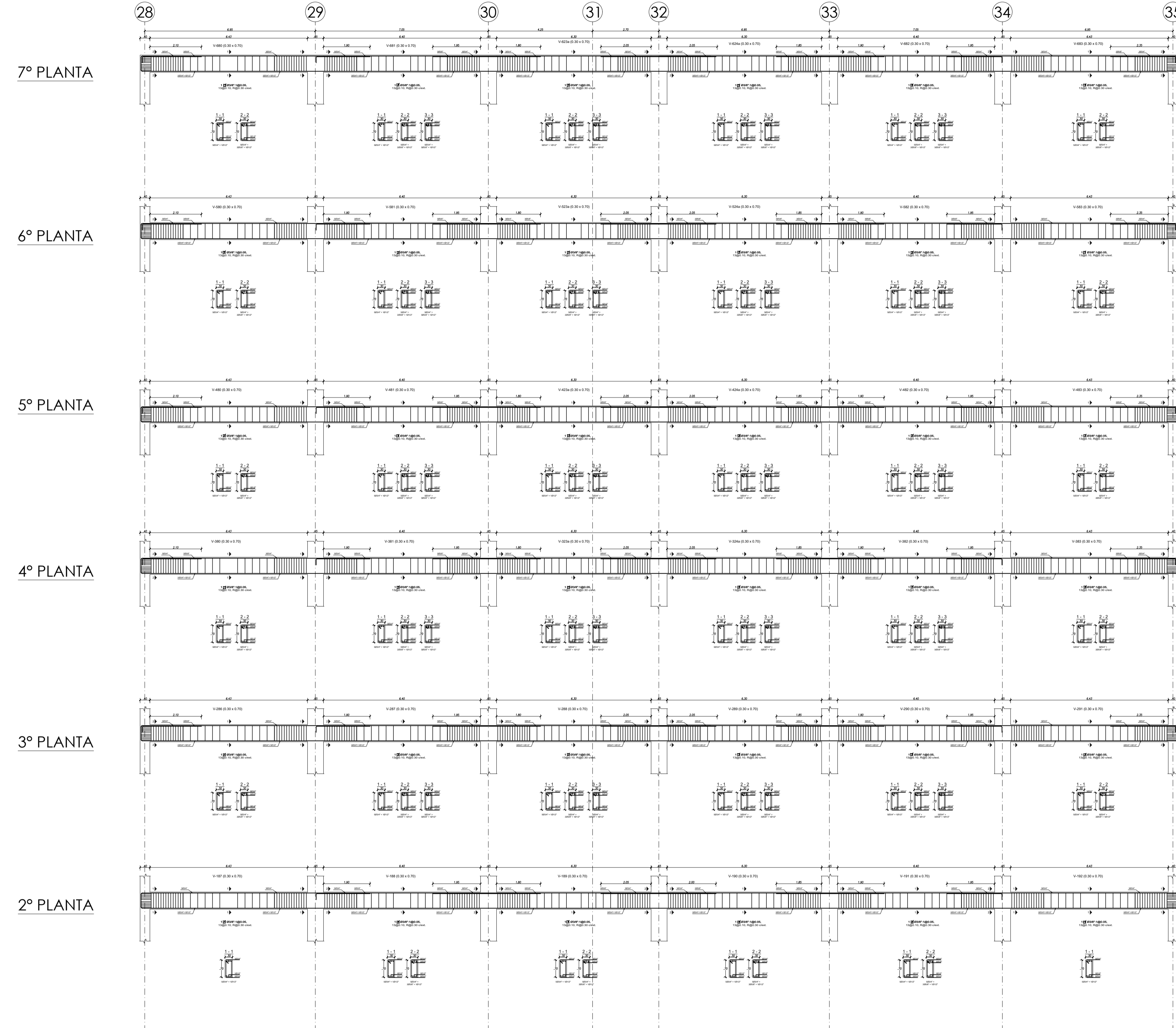
FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-27



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE J (EJE 9 ETABS)



TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César Leónidas

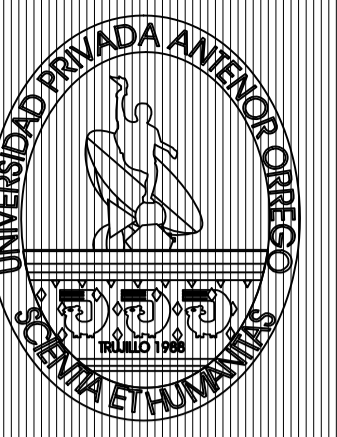
PLANO : ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN : TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA : A1

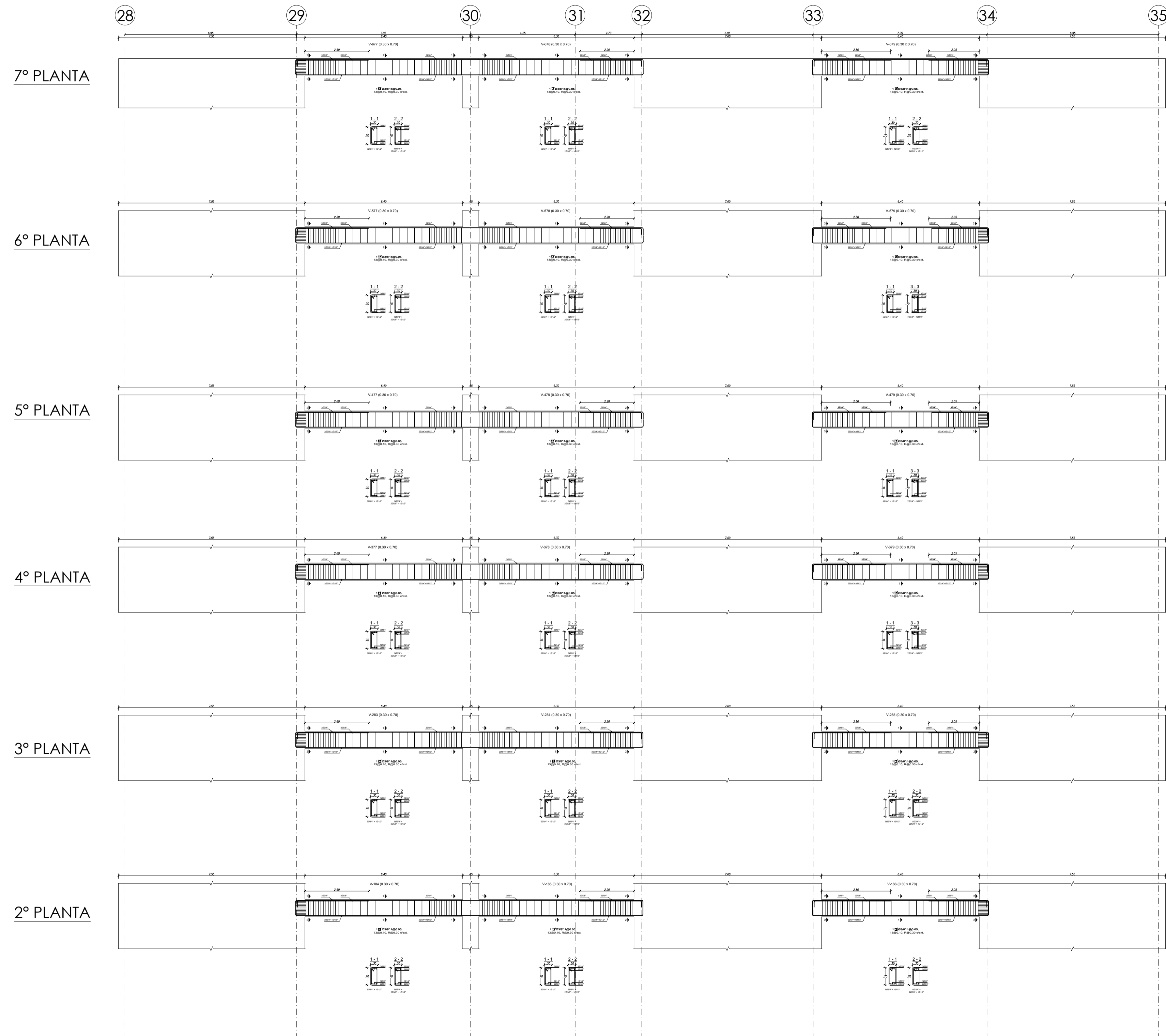
FECHA : SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-28



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE O (EJE 4 ETABS)



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO
 ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA
 SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL
 PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO
 HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo

ASESOR:

ING. CANCINO RODAS
 César Leónidas

PLANO:

ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN:

TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:

INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:

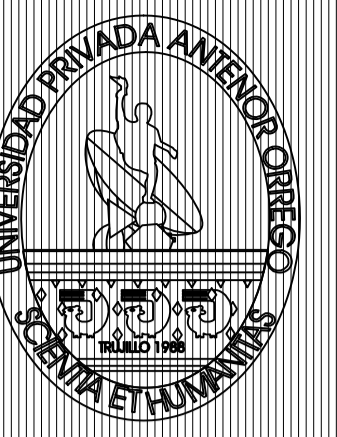
A1

FECHA:

SEPTIEMBRE - 2015

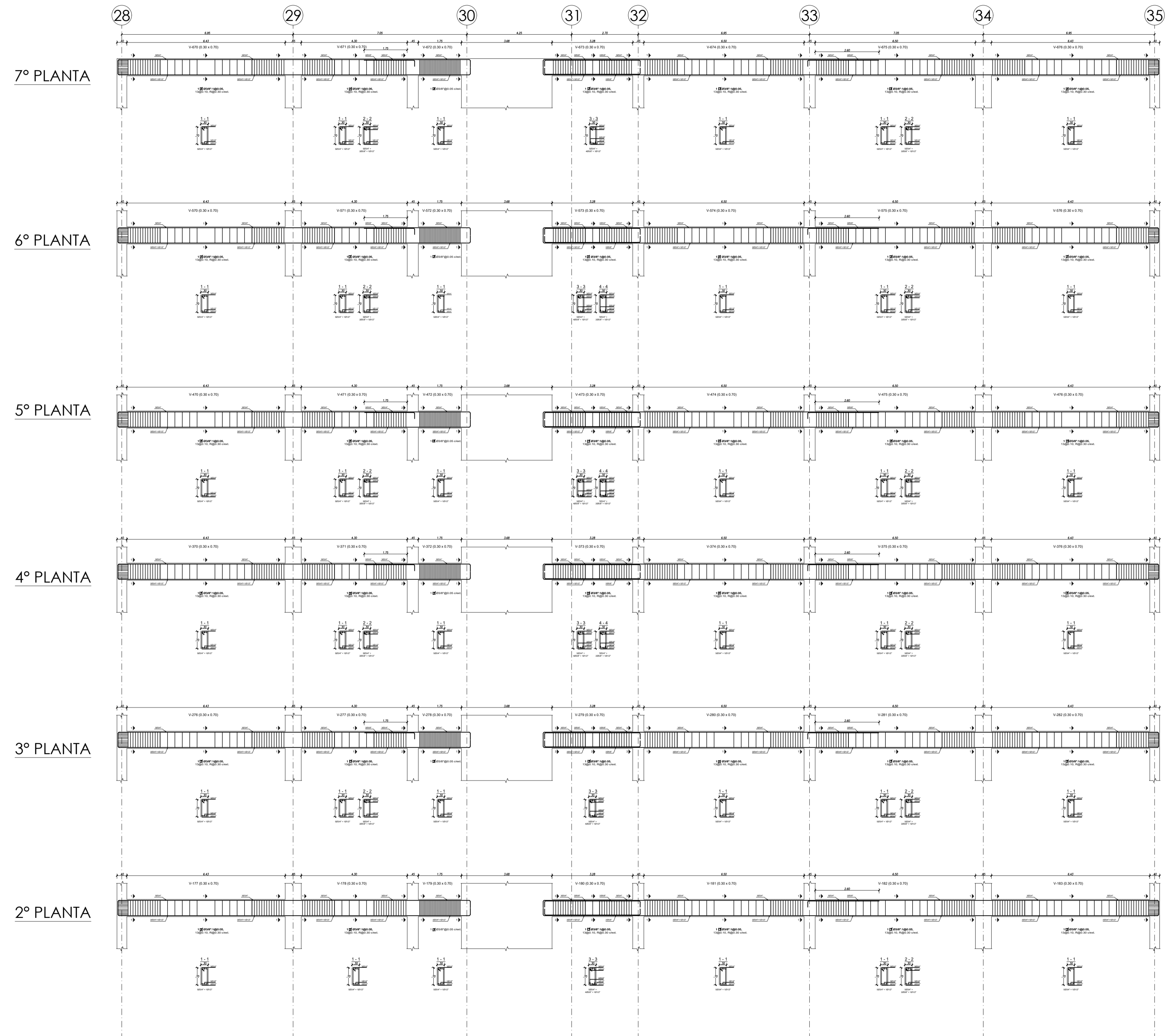
LAMINA N°

E-29



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE P (EJE 3 ETABS)



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS
César leónidas

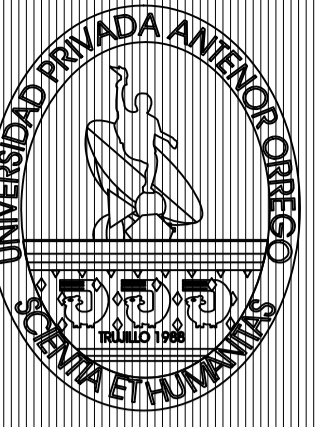
PLANO : ESTRUCTURAS
VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN : TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : INDICADA
TAMAÑO DE LAMINA : A1

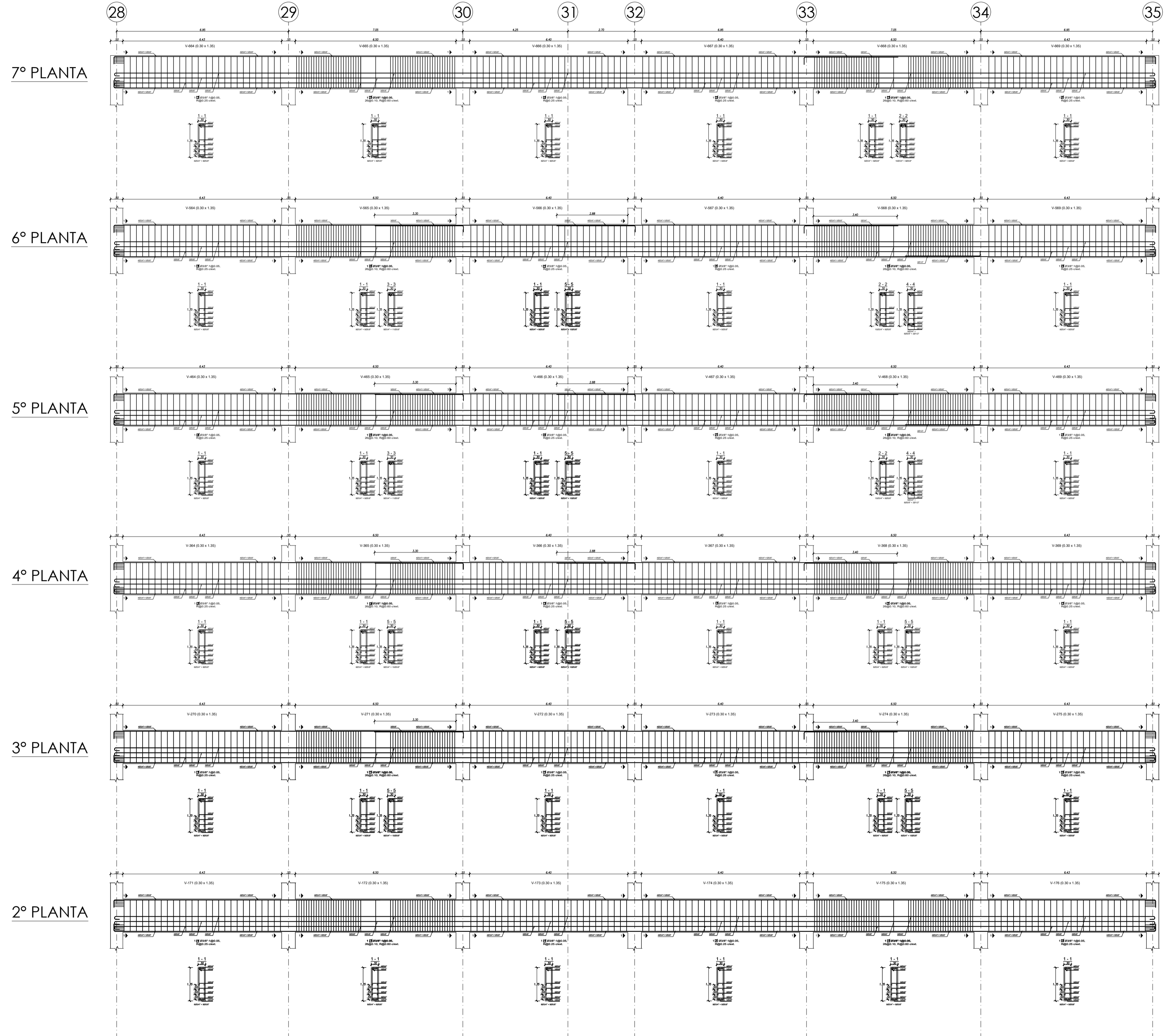
FECHA : SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-30



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE Q (EJE 1 ETABS)



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César Leónidas

PLANO: ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

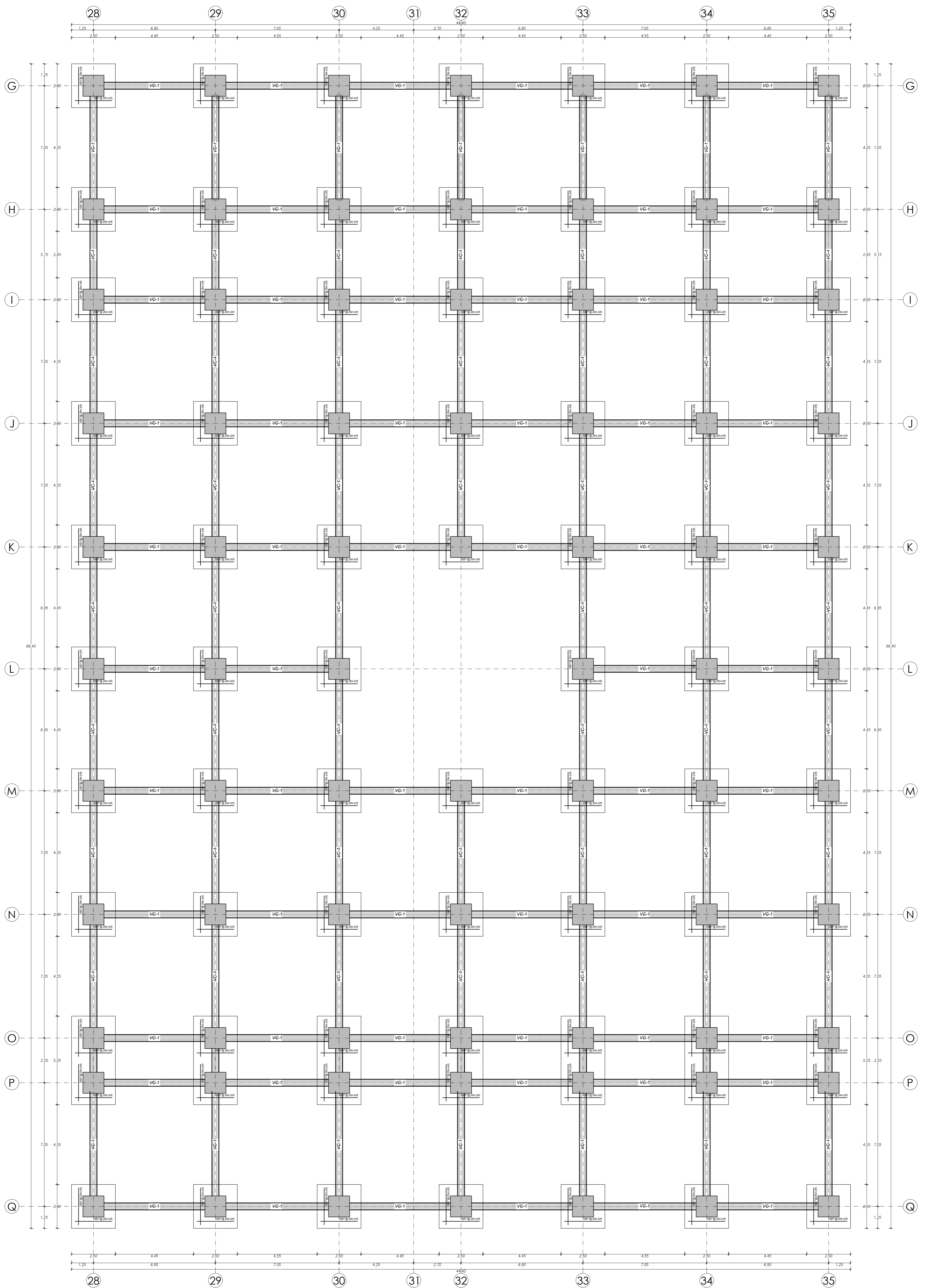
UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA: INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA: A1

FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-31

ANEXO N° 17:
PLANOS ESTRUCTURALES
DISEÑO N°02



CIMENTACIONES

DETALLE DE ARMADO POR EJE Y CORTES DE VIGAS DE CIMENTACIÓN, COLUMNAS Y MUROS DE CORTE ESC: 1/50

TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS
 César leónidas

FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

PLANO CIMENTACIONES
 ELEVACIÓN POR EJES,
 CORTES Y DEALLES
 UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

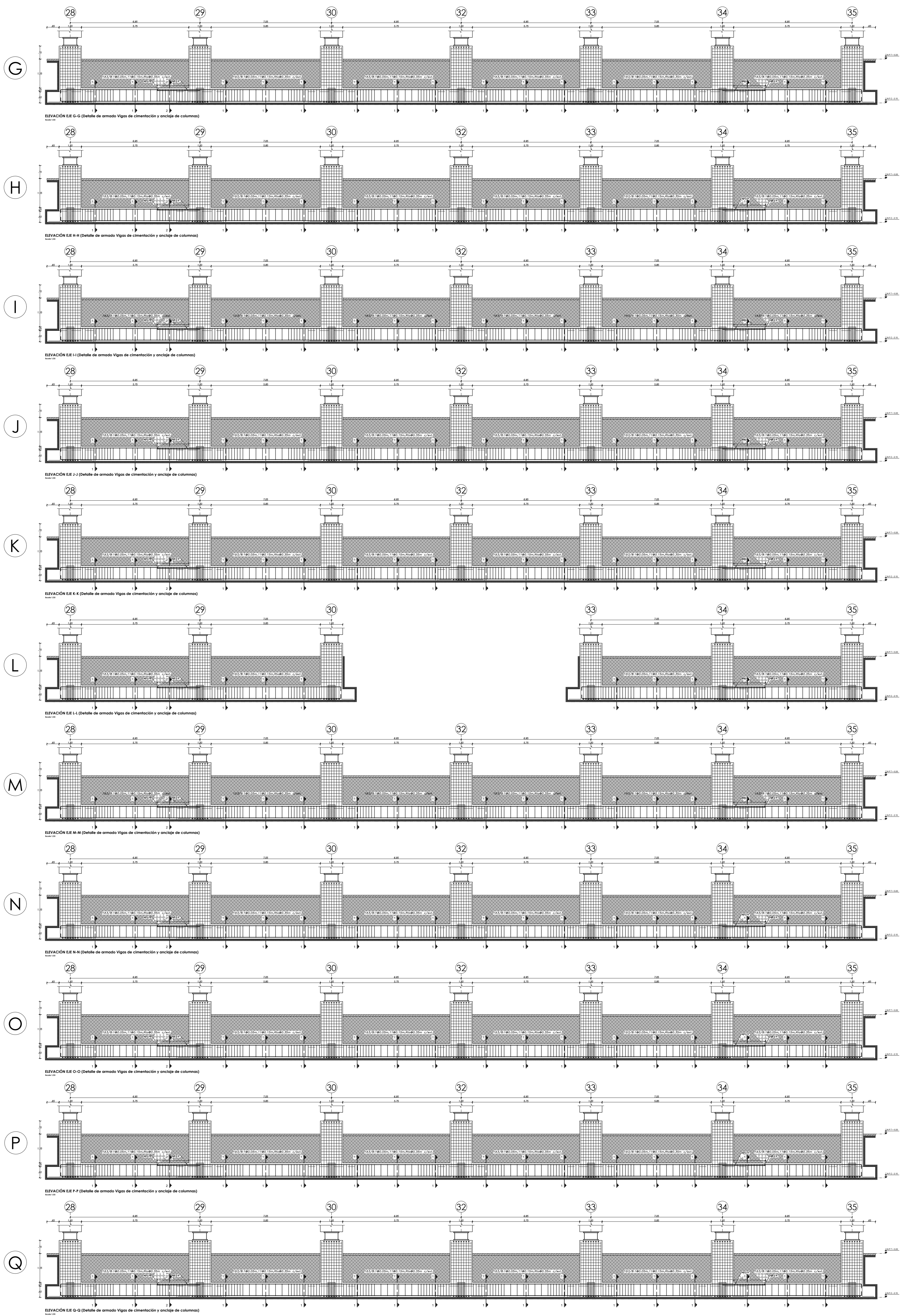
ESCALA:
 INDICADA

LAMINA N°

C-6



UNIVERSIDAD PRIVADA
 ANTEÑOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



CIMENTACIONES

DETALLE DE ARMADO POR EJE Y CORTES DE VIGAS DE CIMENTACIÓN, COLUMNAS Y MUROS DE CORTE ESC: 1/50

TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César leónidas
 FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

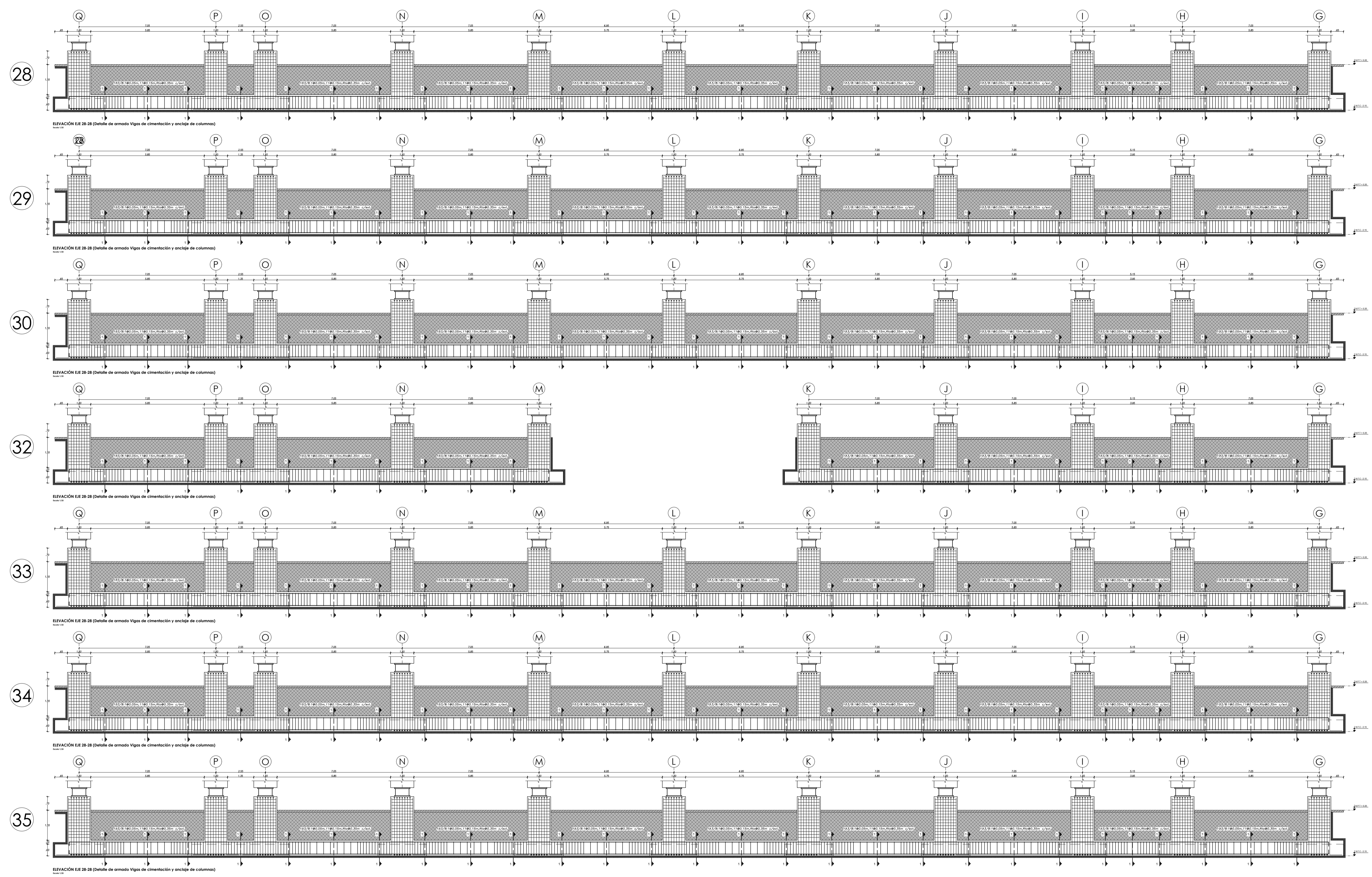
PLANO CIMENTACIONES
 ELEVACIÓN POR EJES, CORTES Y DEALLES
 UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD
 ESCALA:
 INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA:
 A2

LAMINA N°
C-7

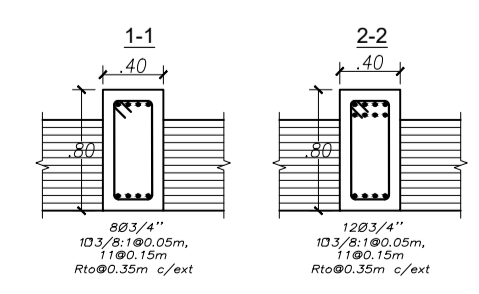
UNIVERSIDAD PRIVADA
 ANTEOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

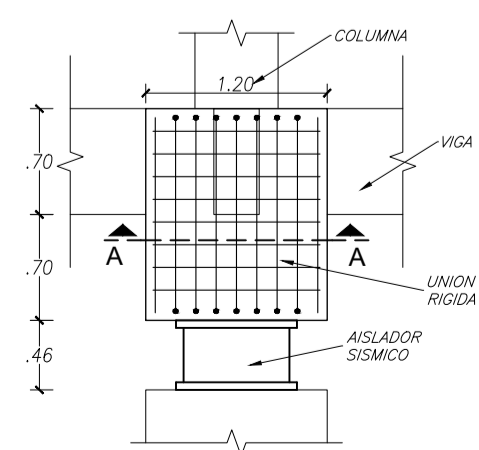


VIGAS DE CIMENTACIÓN TÍPICAS
 (Escala: 1/25)

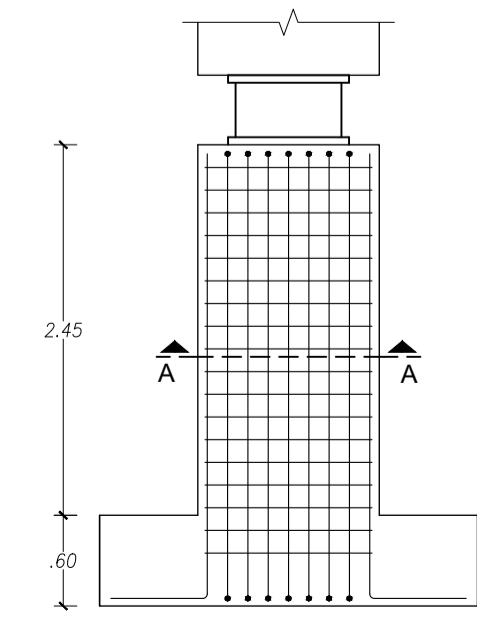


CUADRO DE COLUMNAS
 (Escala: 1/25)

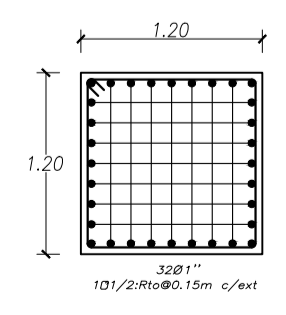
C1	C2 PERIMETRAL
0.65x0.65 m. 16 Ø 3/4"	0.65x0.65 m. 4 Ø 1-1/4 Ø 3/4"
16 Ø 3/4" en el centro	16 Ø 3/4" en el centro



DETALLE DE UNION RIGIDA
 Escala 1/25



DETALLE DE PEDESTAL
 Escala 1/25



CORTE A-A
 Escala 1/25

TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César Leónidas

PLANO:
 CIMENTACIONES, ELEVACIÓN POR EJE, CORTES Y DETALLES

UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

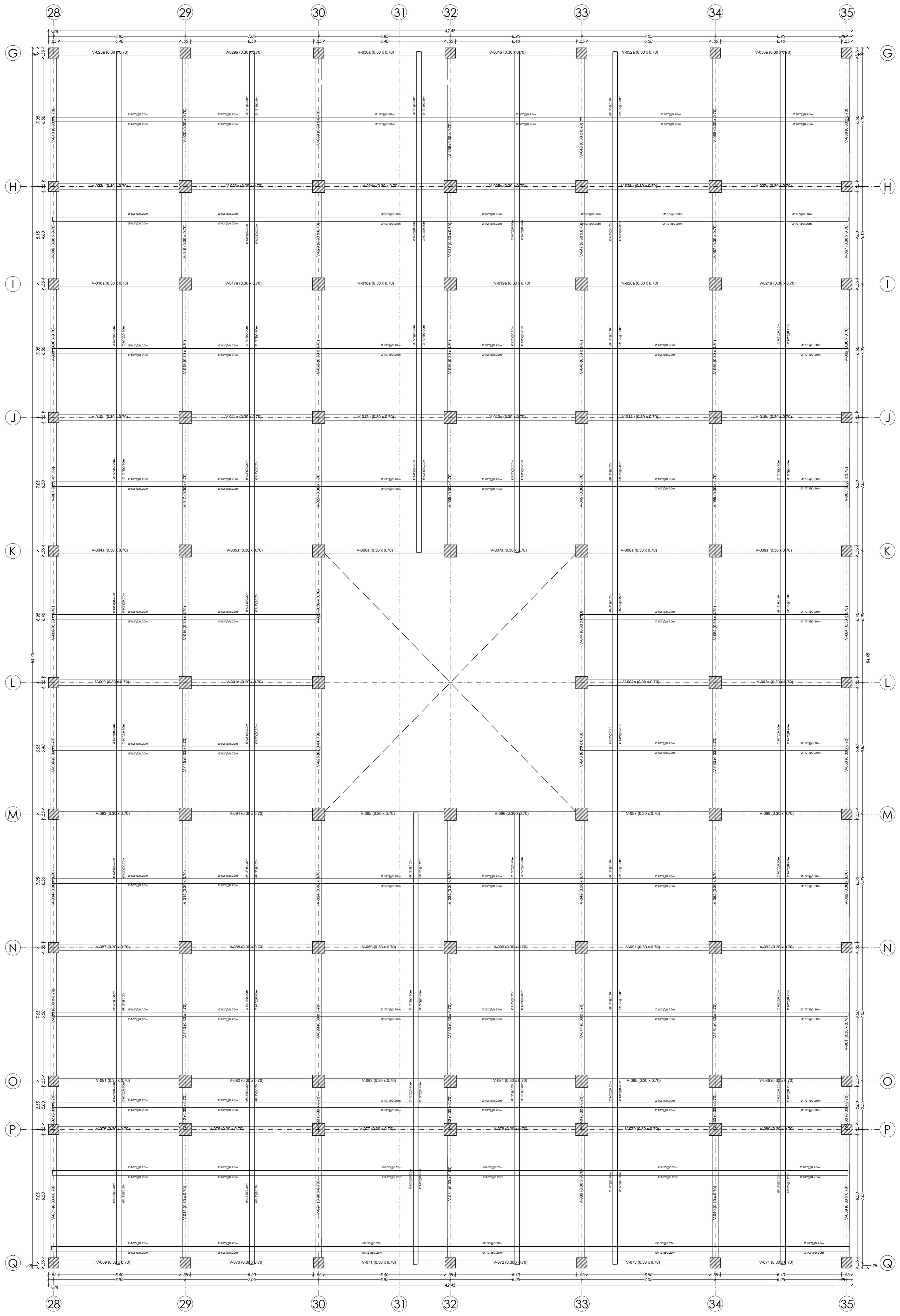
ESCALA:
 INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:
A2

FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
C-8

CIMENTACIONES
 DETALLE DE ARMADO POR EJE Y CORTES DE VIGAS DE CIMENTACIÓN, COLUMNAS Y MUROS DE CORTE
 ESC: 1/50



ENCOFRADO 1° PISO
 LOSA MACIZA ARMADA EN 2 DIRECCIONES, e = 20 cm
 ESC: 1/50

TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS
 César leónidas

FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

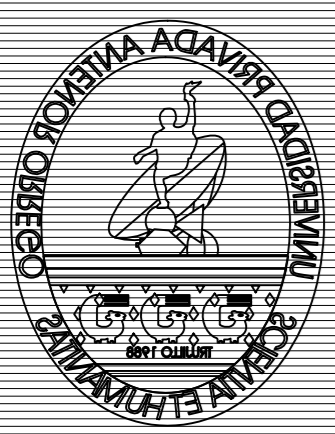
PLANO:
 ESTRUCTURAS
 LOSA MACIZA ENCOFRADO
 UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:
 INDICADA

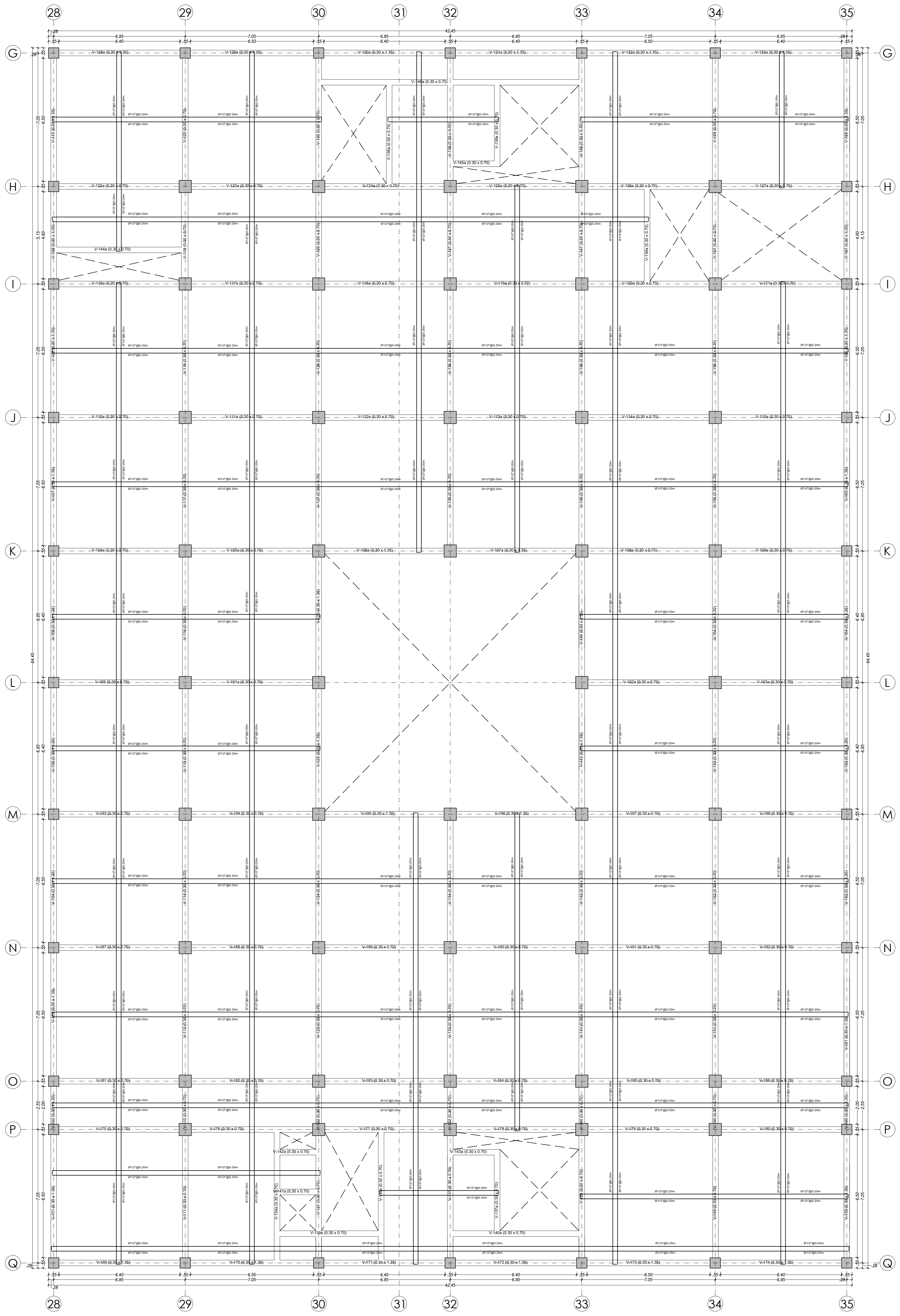
TAMAÑO DE LAMINA:
 A1

LAMINA N°

E-32



UNIVERSIDAD PRIVADA
 ANTEÑOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



ENCOFRADO TECHO 1° PISO
 LOSA MACIZA ARMADA EN 2 DIRECCIONES, e = 20 cm
 ESC: 1/50

TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS
 César leónidas

PLANO :
 ESTRUCTURAS
 LOSA MACIZA ENCOFRADO
 UBICACIÓN :
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

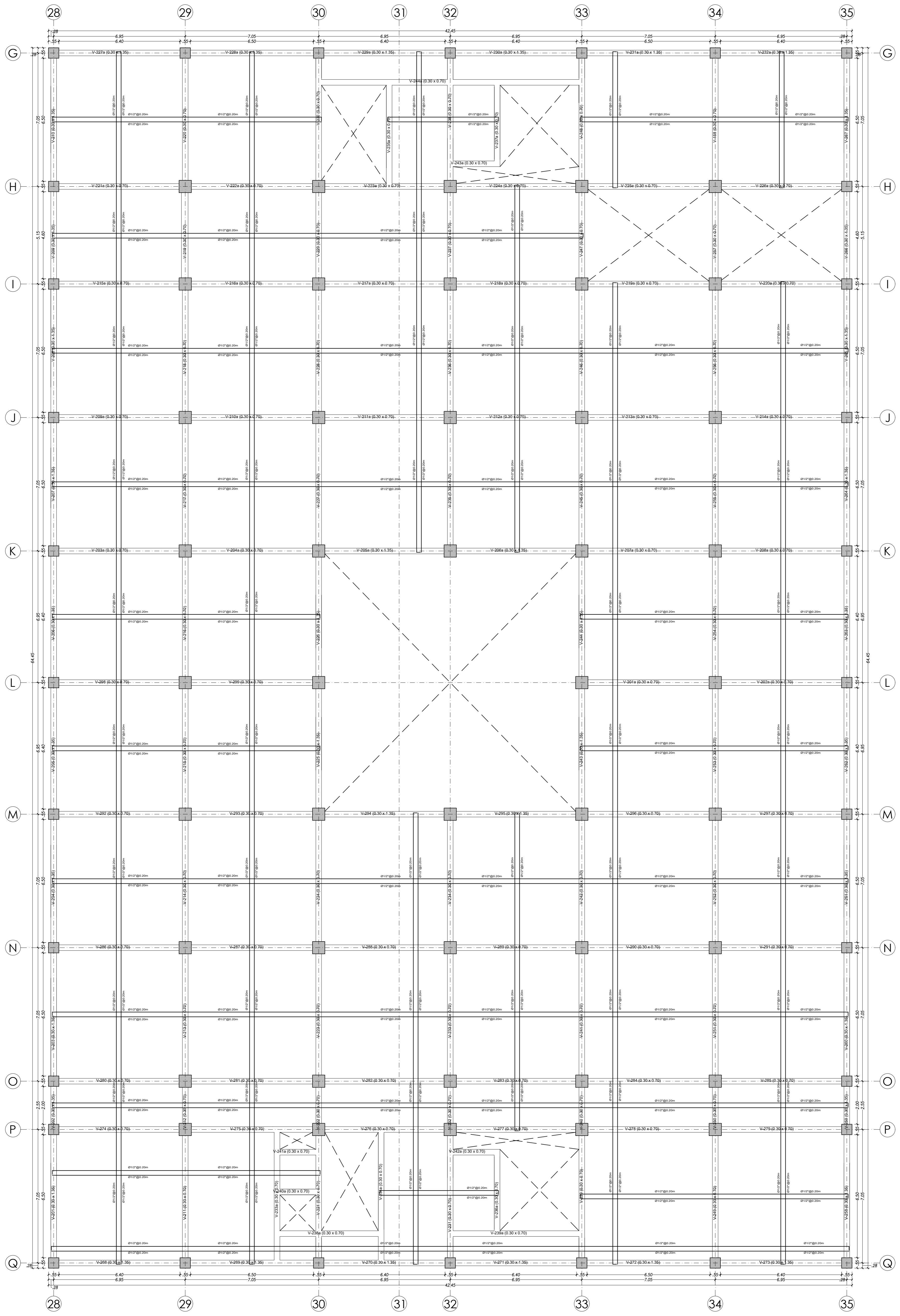
FECHA :
 SETIEMBRE - 2015

ESCALA :
 INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA:
 A1

LAMINA N°
E-33



UNIVERSIDAD PRIVADA
 ANTEÑOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



ENCOFRADO TECHO 2º PISO
 LOSA MACIZA ARMADA EN 2 DIRECCIONES, e = 20 cm
 ESC: 1/50

TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

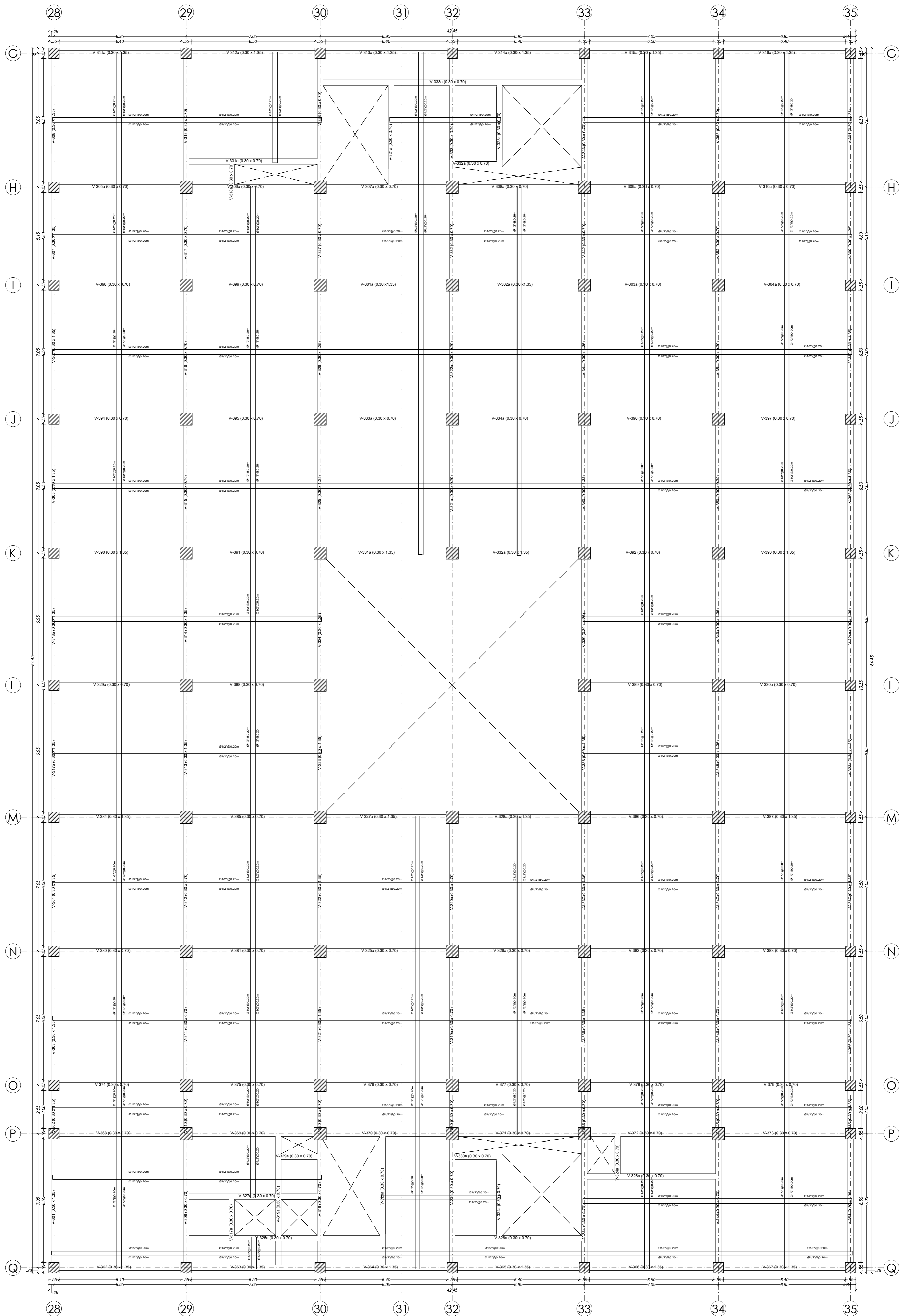
RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César leónidas
 FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

PLANO:
 ESTRUCTURAS
 LOSA MACIZA ENCOFRADO
 UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD
 ESCALA:
 INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA:
 A1

LAMINA Nº
E-34



UNIVERSIDAD PRIVADA
 ANTEÑOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



ENCOFRADO TECHO 3º PISO
 LOSA MACIZA ARMADA EN 2 DIRECCIONES, e = 20 cm
 ESC: 1/50

TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César leónidas

FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

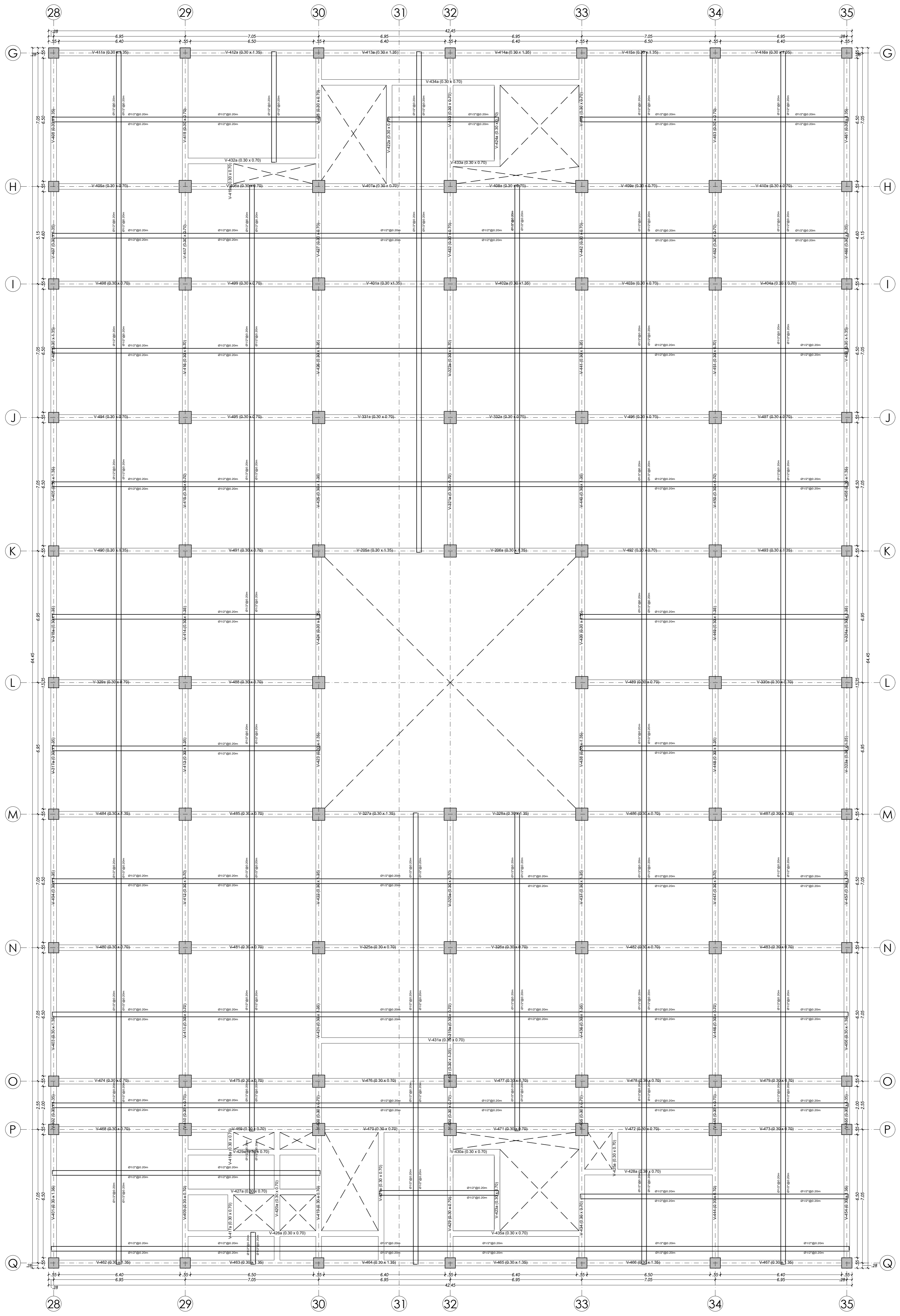
PLANO:
 ESTRUCTURAS
 LOSA MACIZA ENCOFRADO
 UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:
 INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA:
 A1

LAMINA Nº
E-35



UNIVERSIDAD PRIVADA
 ANTEÑOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



ENCOFRADO TECHO 4º PISO
 LOSA MACIZA ARMADA EN 2 DIRECCIONES, e = 20 cm
 ESC: 1/50

TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César leónidas

FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

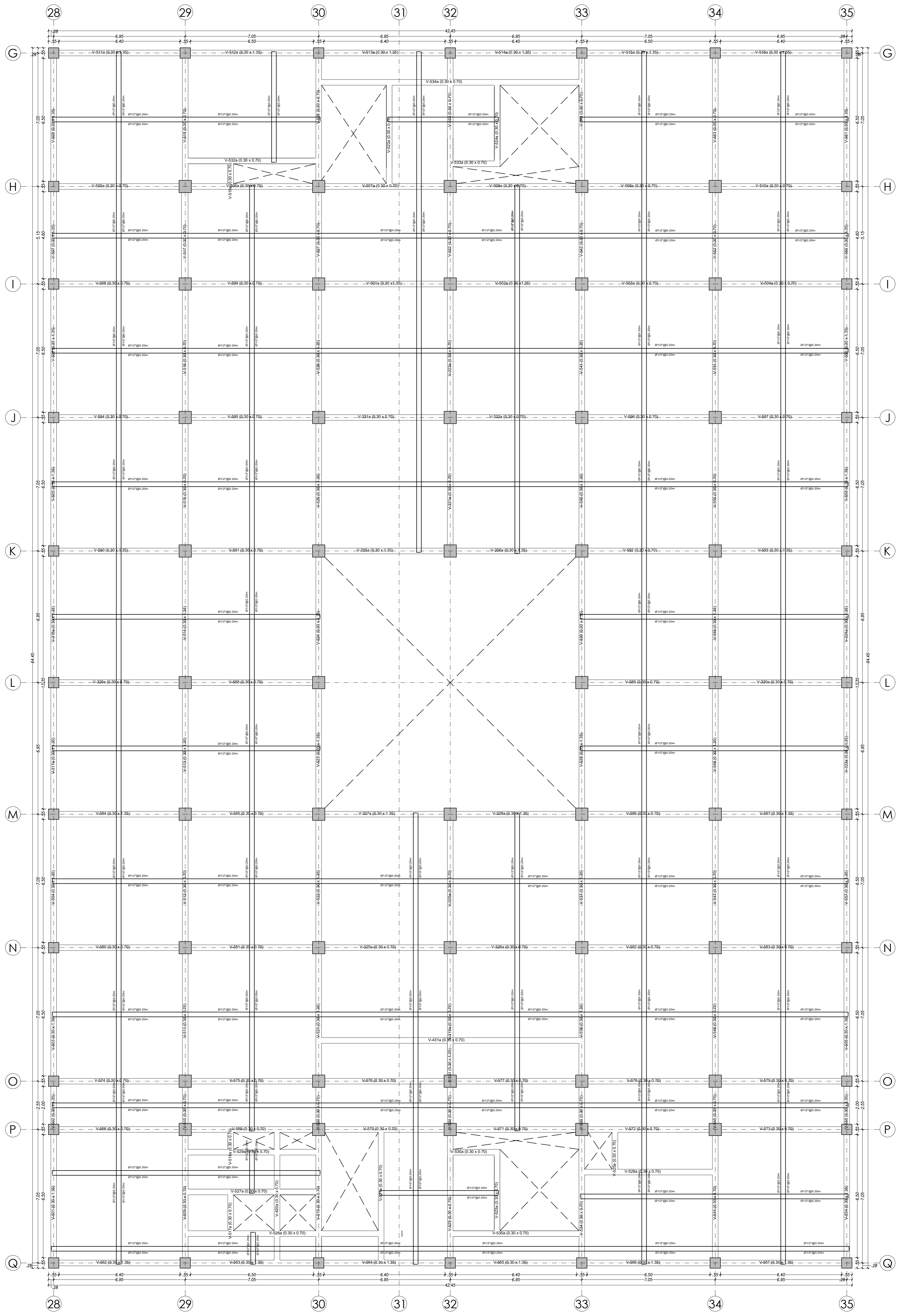
PLANO:
 ESTRUCTURAS
 LOSA MACIZA ENCOFRADO
 UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:
 INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA:
 A1

LAMINA Nº
E-36



UNIVERSIDAD PRIVADA
 ANTEÑOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



ENCOFRADO TECHO 5º PISO
 LOSA MACIZA ARMADA EN 2 DIRECCIONES, e = 20 cm
 ESC: 1/50

TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César leónidas

FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

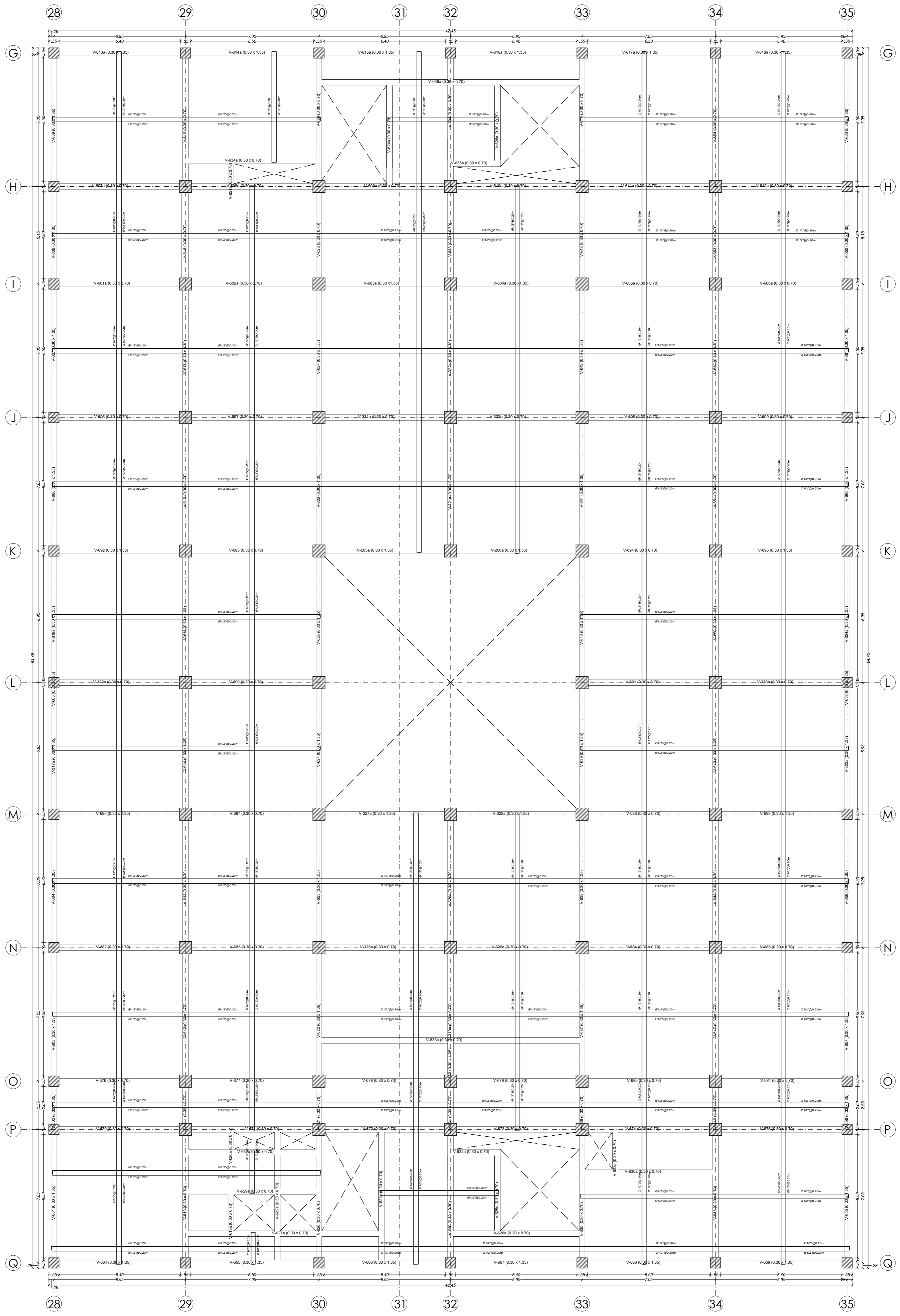
PLANO:
 ESTRUCTURAS LOSA MACIZA ENCOFRADO
 UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:
 INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA:
 A1

LAMINA N°
E-37



UNIVERSIDAD PRIVADA
 ANTEÑOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



ENCOFRADO TECHO 6º PISO
 LOSA MACIZA ARMADA EN 2 DIRECCIONES, e = 20 cm
 ESC: 1/50



UNIVERSIDAD PRIVADA
 ANTEÑOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César leónidas

FECHA:
 SETIEMBRE - 2015

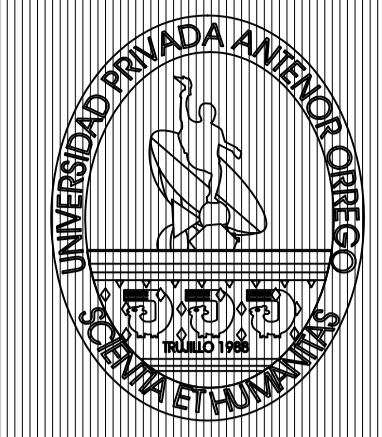
PLANO:
 ESTRUCTURAS
 LOSA MACIZA ENCOFRADO

UBICACIÓN:
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:
 INDICADA

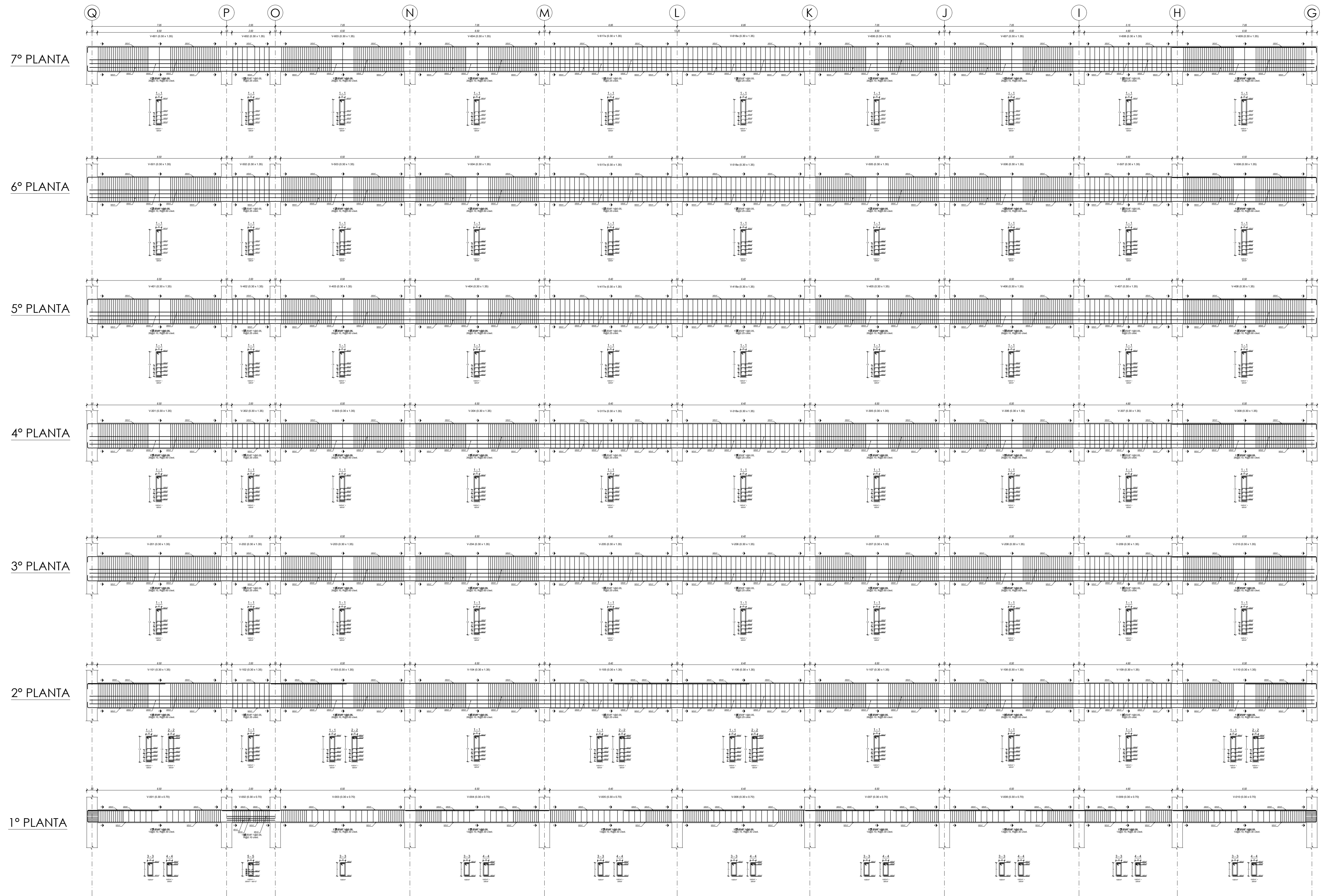
TAMAÑO DE LAMINA:
 A1

LAMINA N°
E-38



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE 28



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

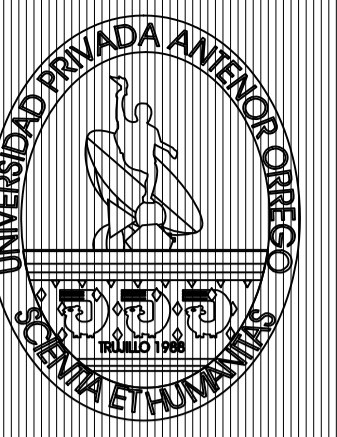
RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS César Leónidas

PLANO : ESTRUCTURAS
VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE
UBICACIÓN : TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : INDICADA
TAMAÑO DE LAMINA : A2

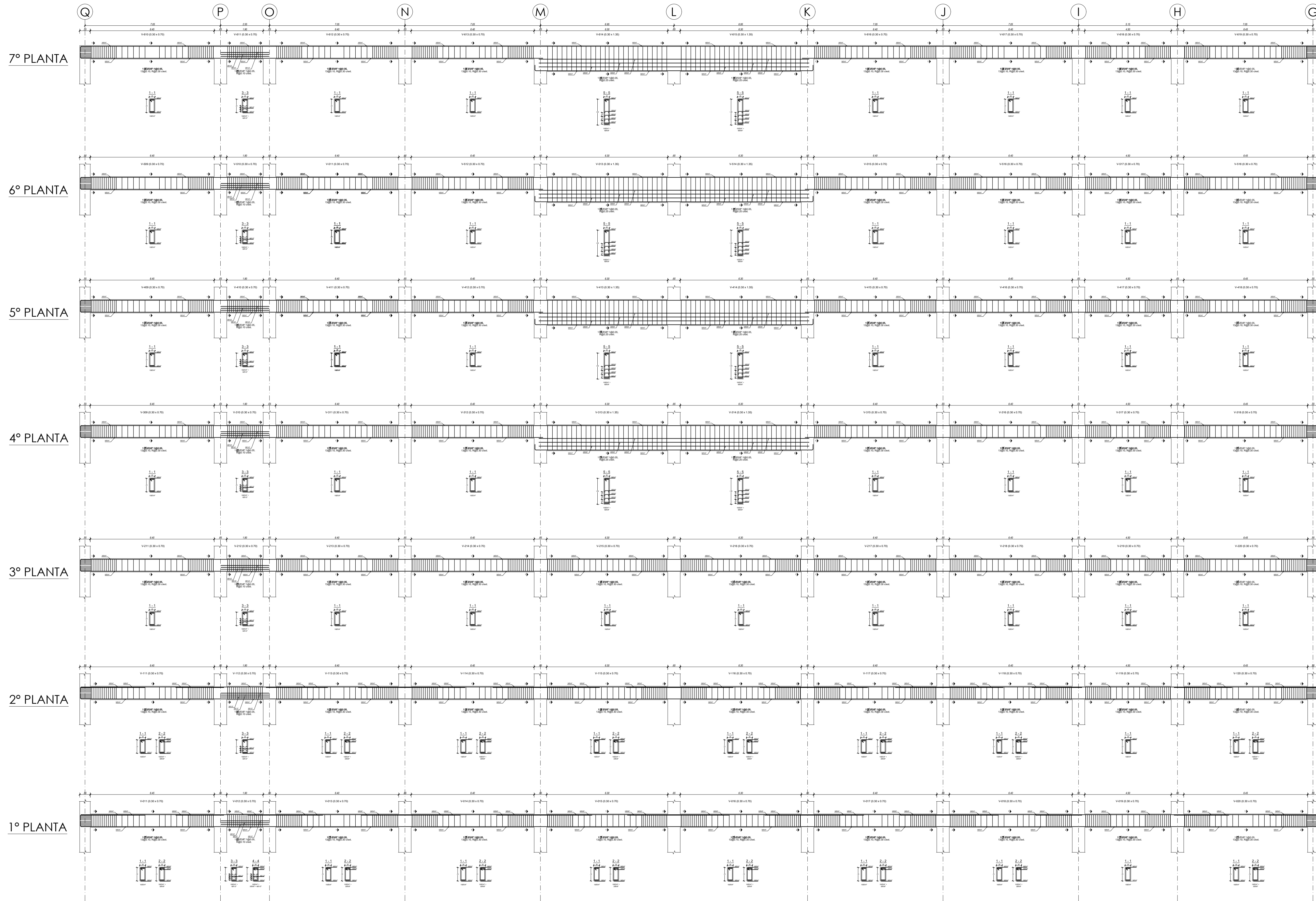
FECHA : SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-39



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE 29



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS César leónidas

PLANO : ESTRUCTURAS
VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE
UBICACIÓN : TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : INDICADA
TAMAÑO DE LAMINA : A2

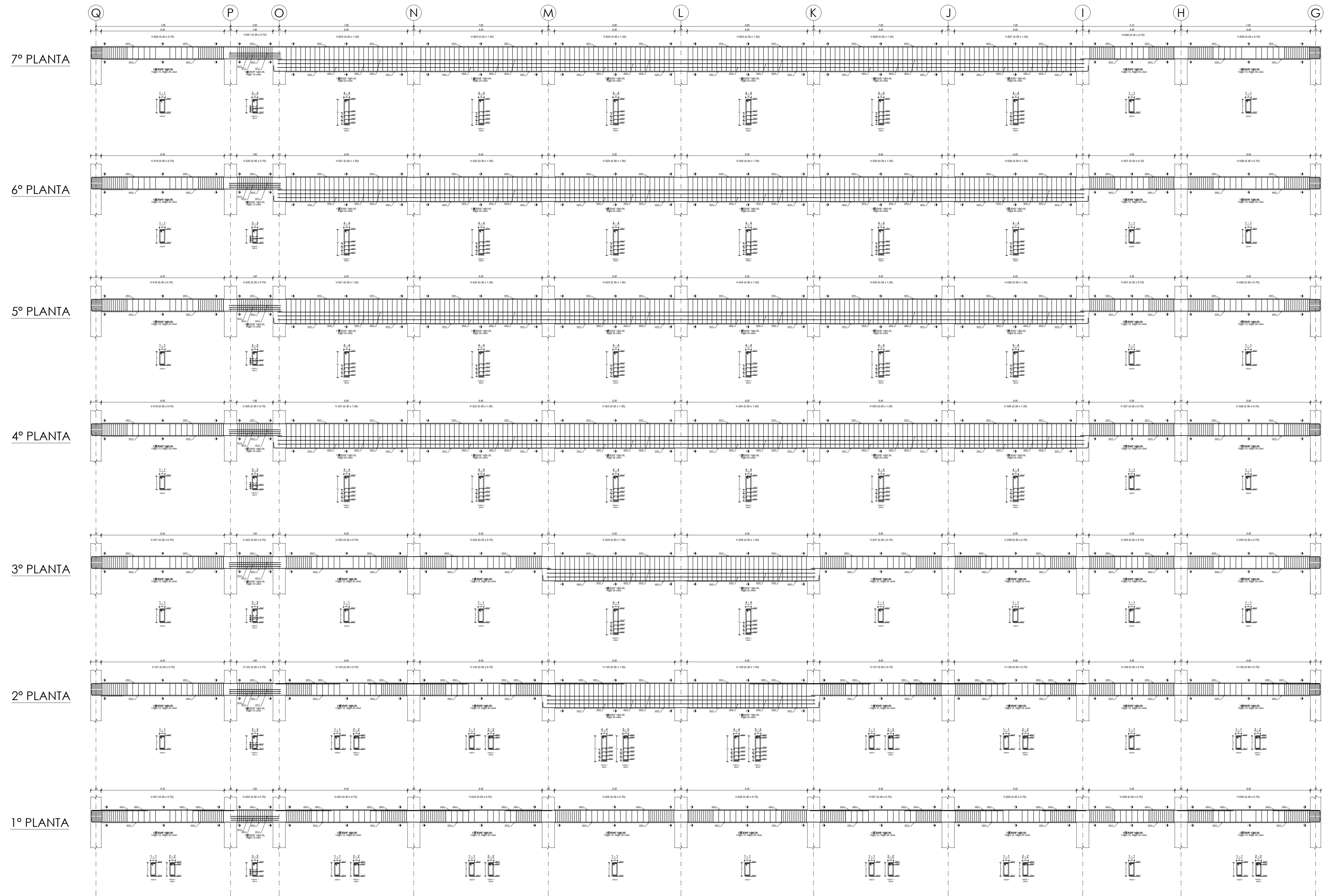
FECHA : SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-40



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE 30



TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO
 ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA
 SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL
 PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO
 HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS
 César leónidas

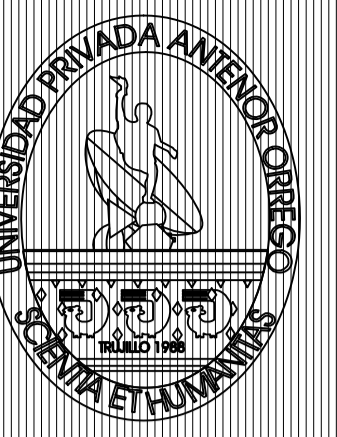
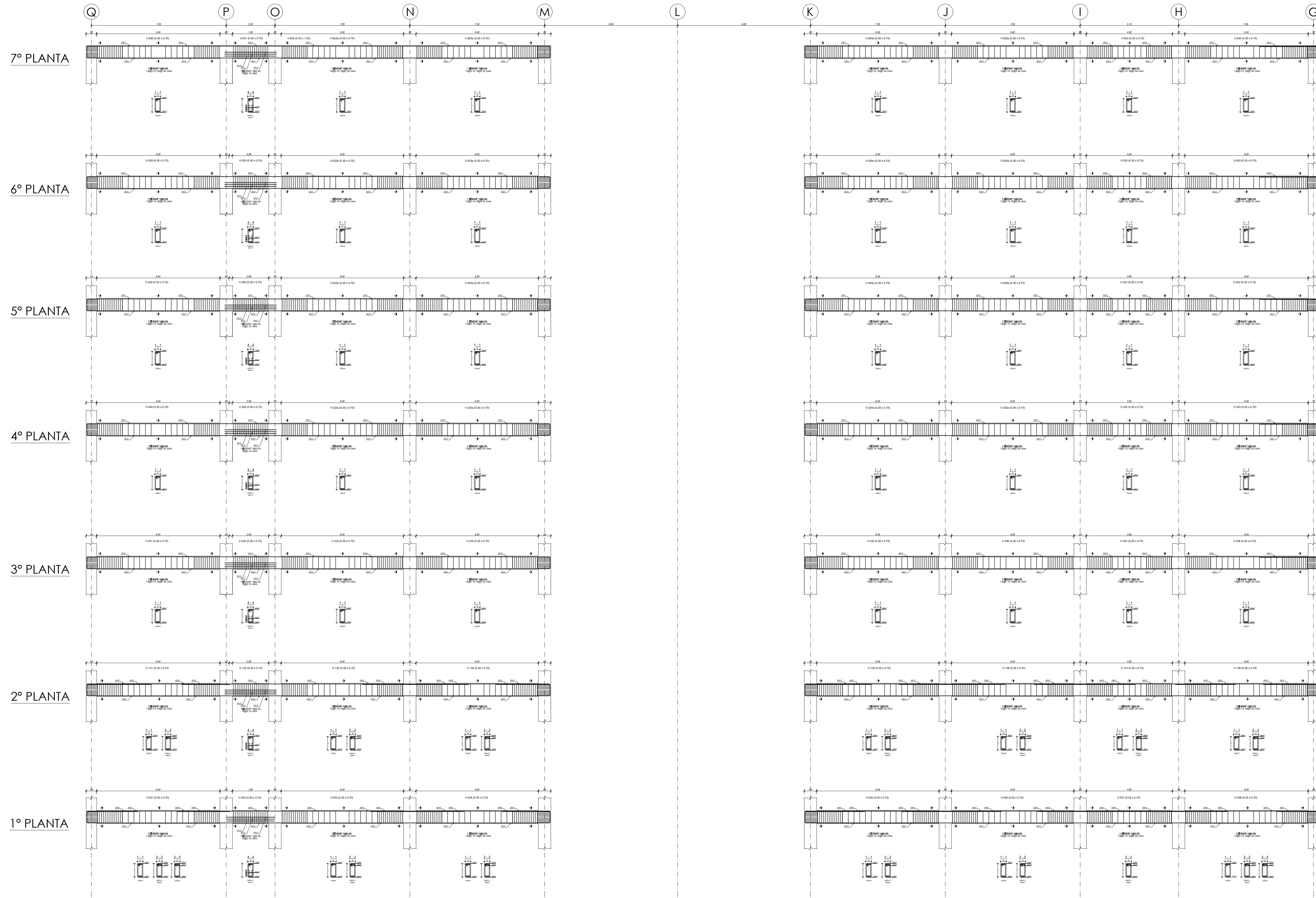
PLANO : ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE
 UBICACIÓN : TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA : A2

FECHA : SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-41

EJE 32



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO
ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA
SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL
PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO
HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS
César leónidas

PLANO : ESTRUCTURAS
VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE
UBICACIÓN : TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : INDICADA
TAMAÑO DE LAMINA : A2

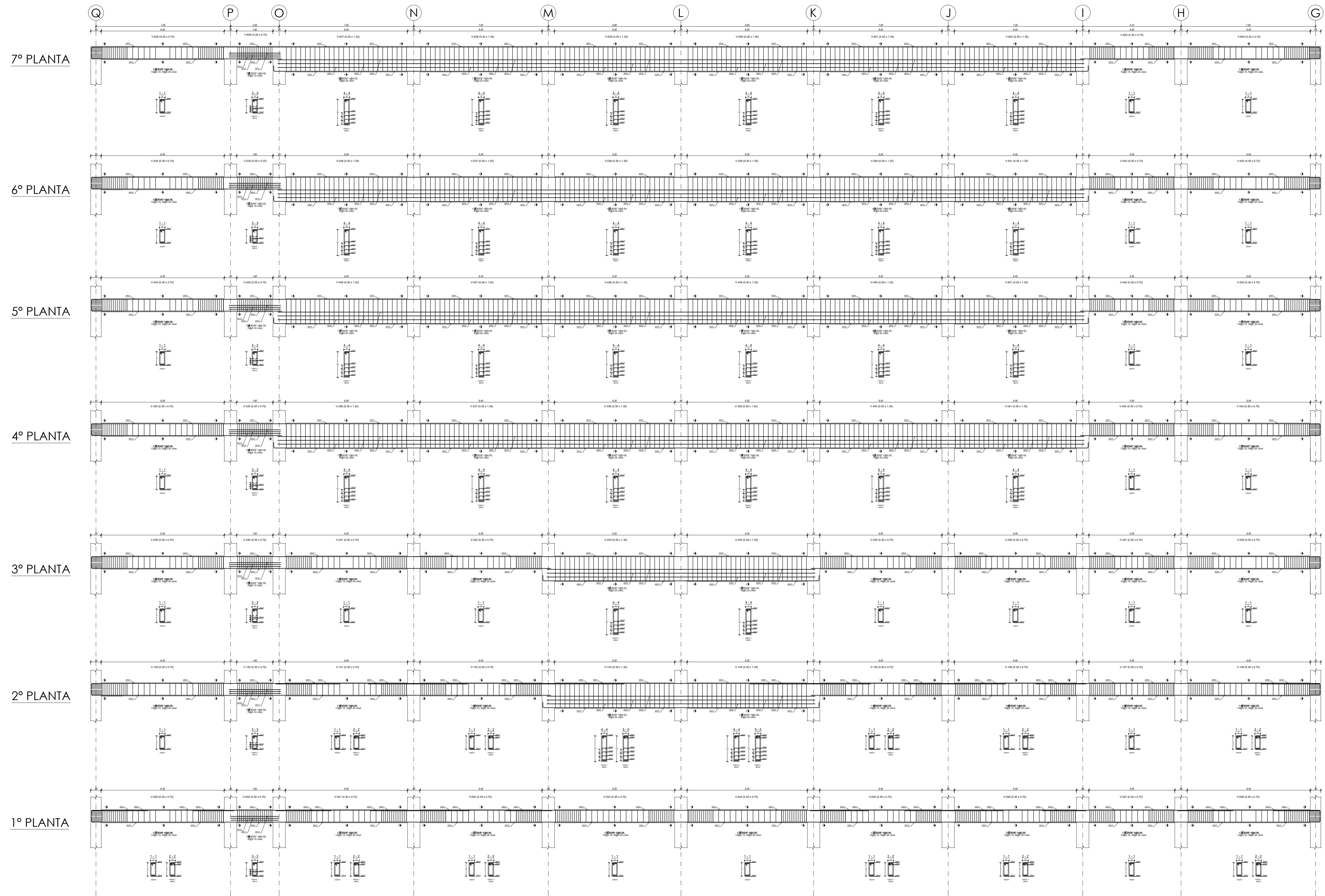
FECHA : SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-42



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE 33



TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO
 ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA
 SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL
 PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO
 HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS
 César leónidas

PLANO : ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE
 UBICACIÓN : TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA :
A2

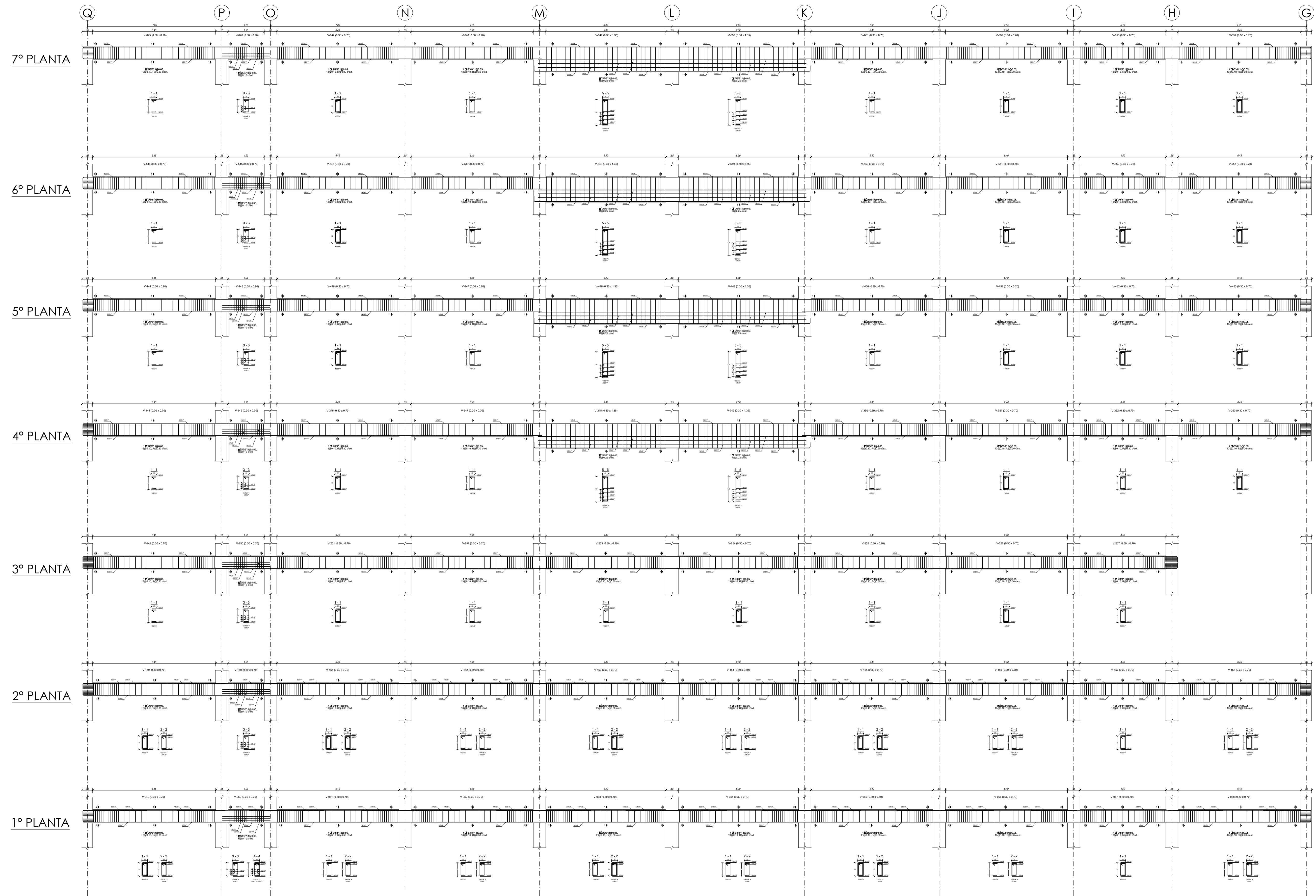
FECHA : SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-43



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE 34



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS
César leónidas

PLANO:

ESTRUCTURAS
VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN:

TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:

INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:

A2

FECHA:

SEPTIEMBRE - 2015

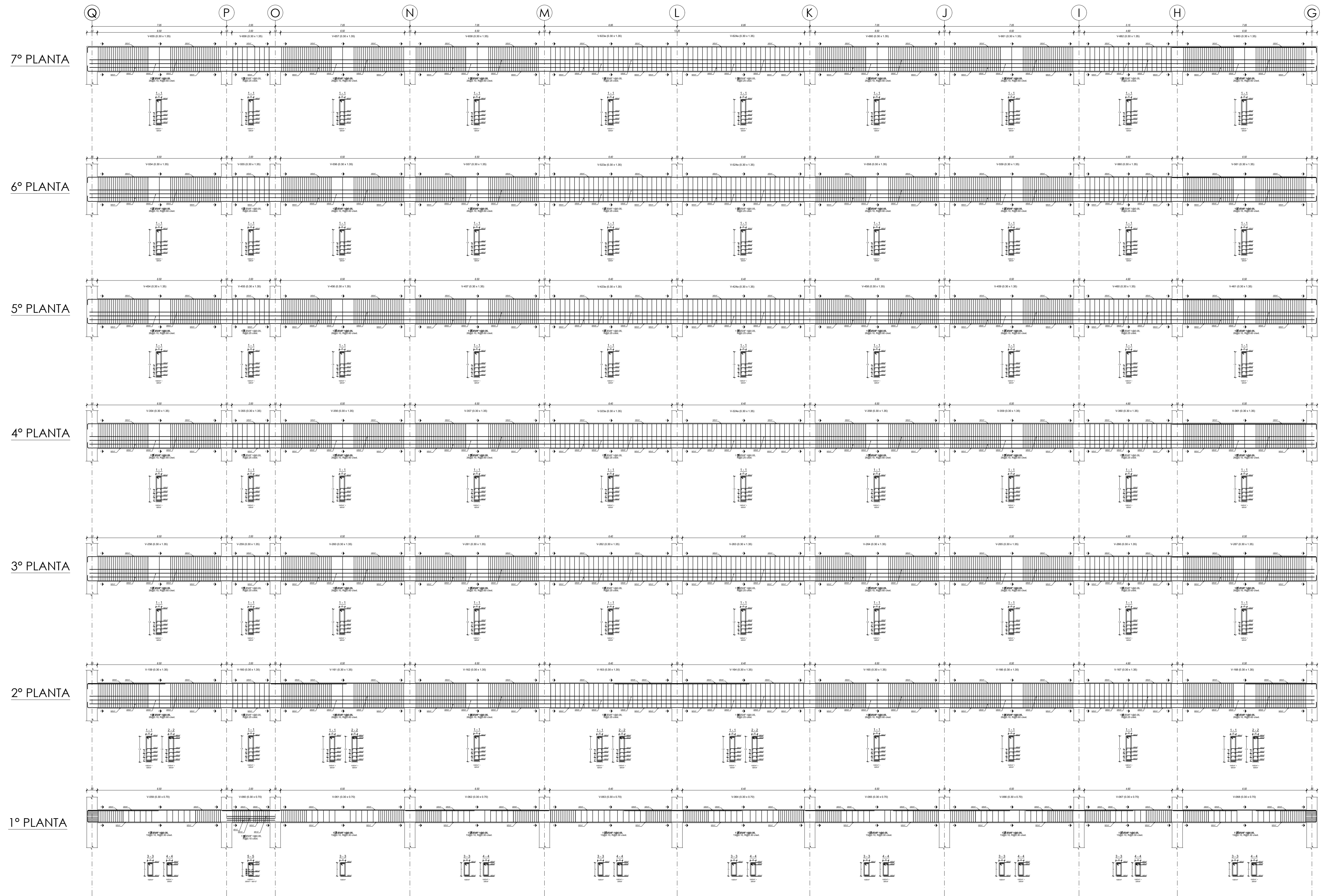
LAMINA N°

E-44



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE 35



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO
 ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA
 SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL
 PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO
 HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS
 César leónidas

PLANO : ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

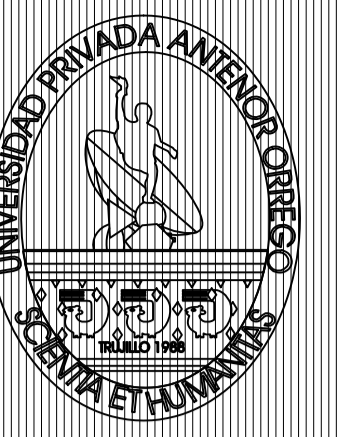
UBICACIÓN :
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA :
A2

FECHA :
 SETIEMBRE - 2015

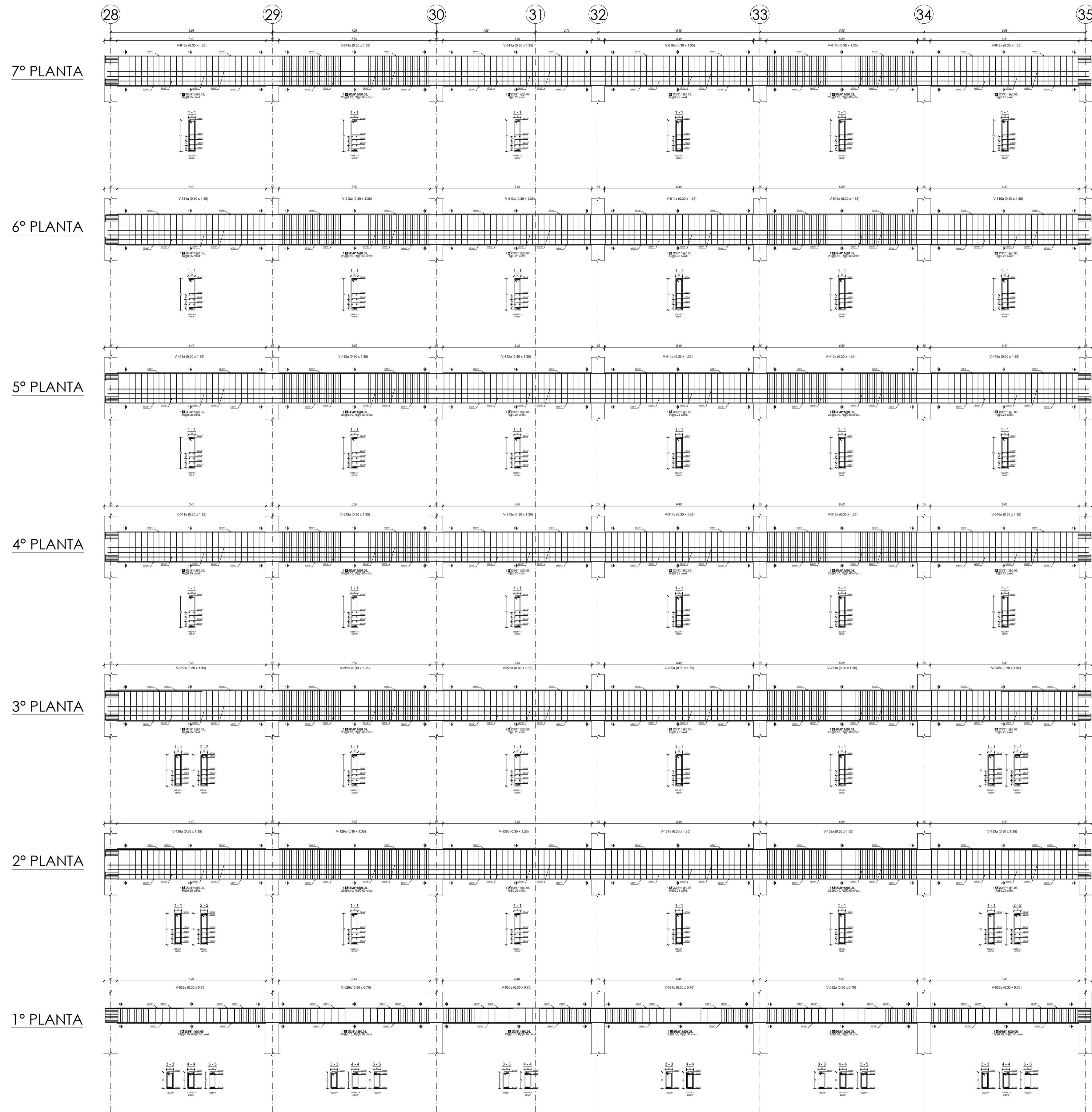
LAMINA N°

E-45



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE G



TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO
 ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA
 SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL
 PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO
 HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS
 César Leónidas

PLANO : ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE
 UBICACIÓN :
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

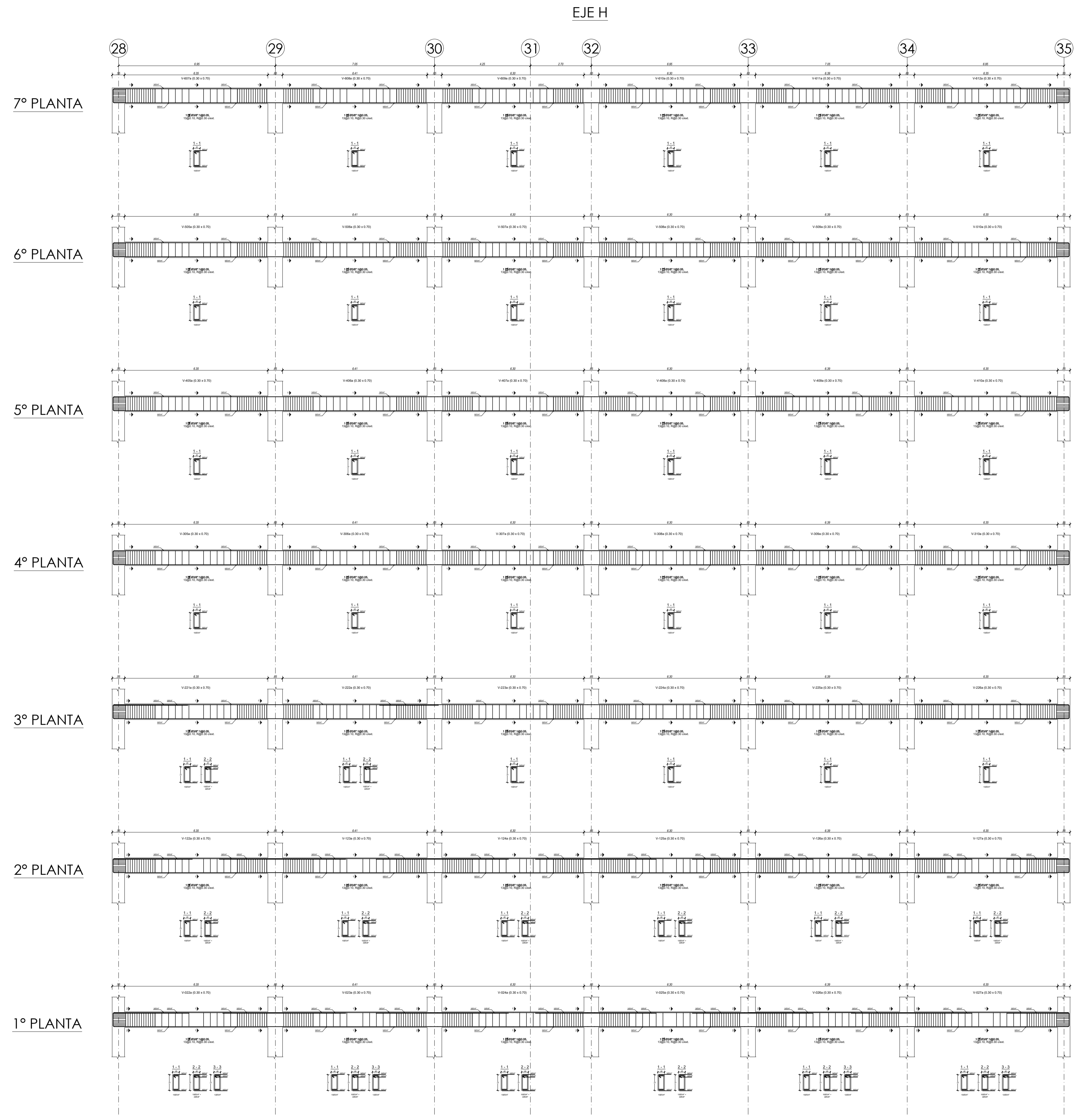
ESCALA : TAMAÑO DE LAMINA:
 INDICADA A2

FECHA :
 SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-46



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS César Leonidas

PLANO: ESTRUCTURAS VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE
UBICACIÓN: TRUJILLO - LA LIBERTAD

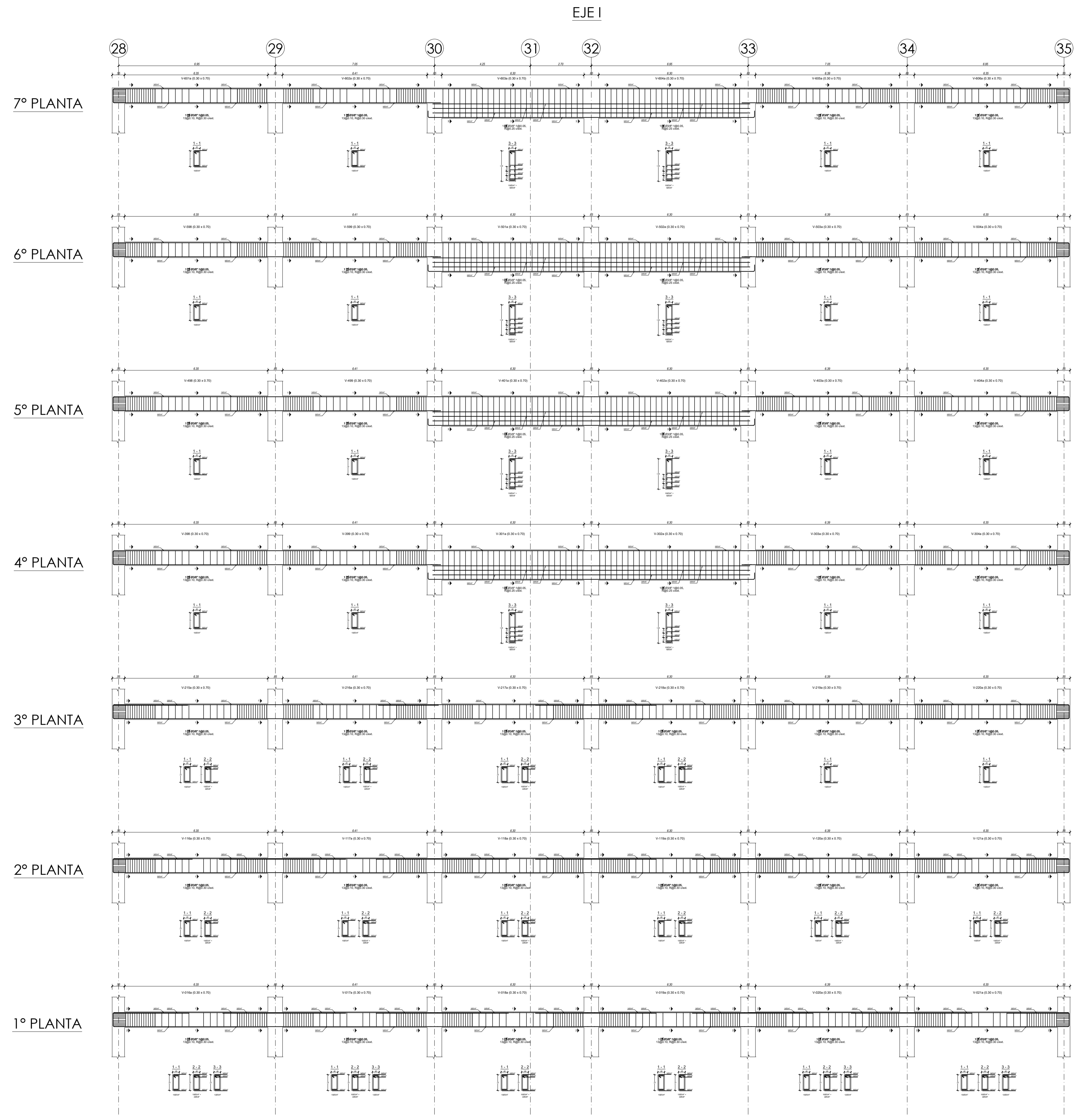
ESCALA: INDICADA
TAMAÑO DE LAMINA: A2

FECHA: SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-47



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

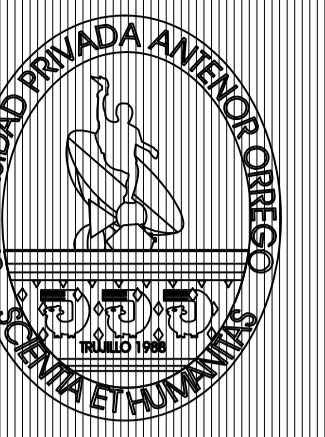
RESPONSABLES:
BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS César Leónidas

PLANO: ESTRUCTURAS VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE
UBICACIÓN: TRUJILLO - LA LIBERTAD

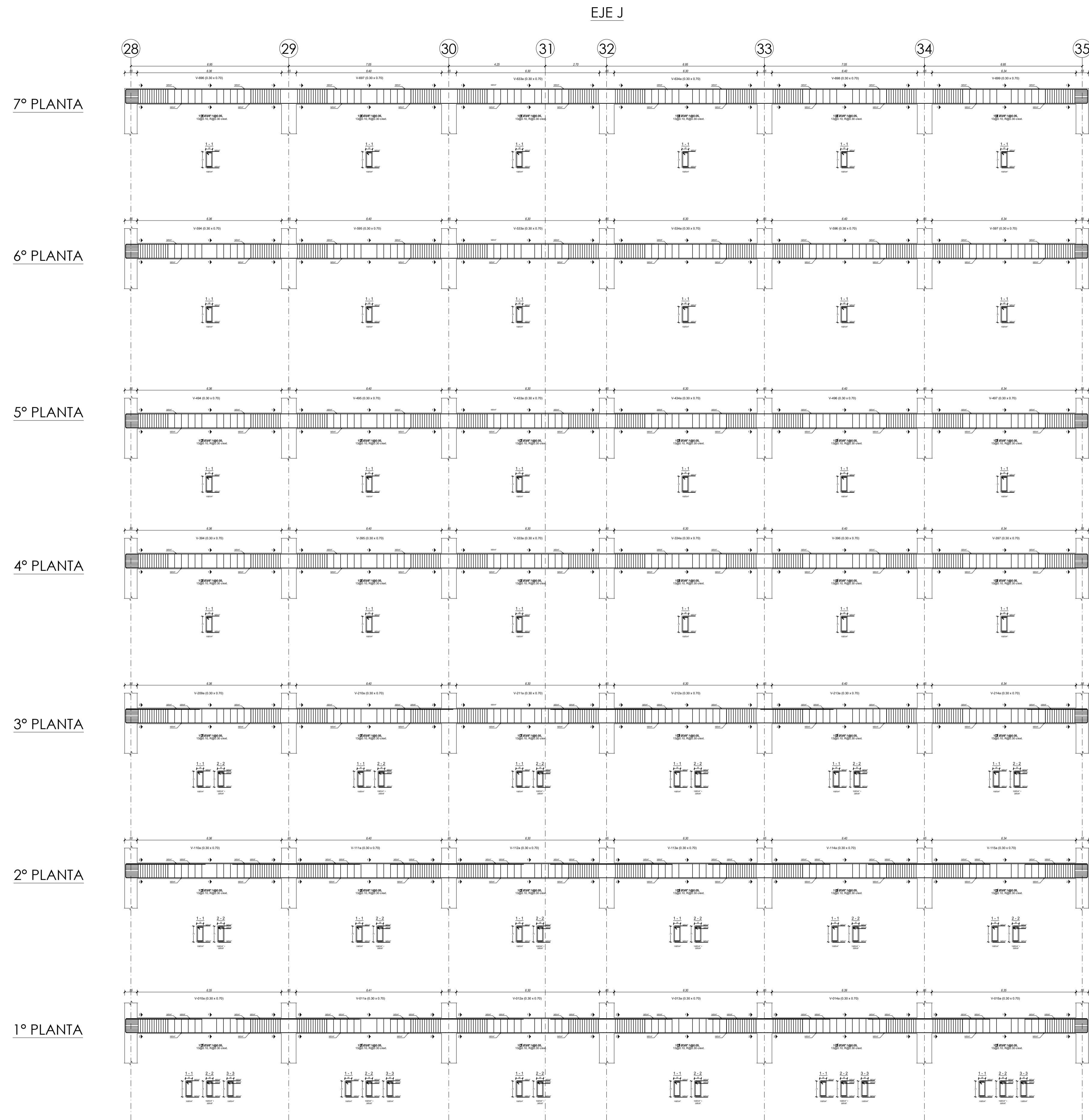
ESCALA: INDICADA
TAMAÑO DE LAMINA: A2

FECHA: SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-48



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

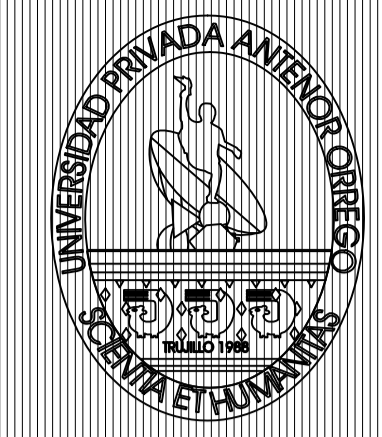
RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS
César leónidas

PLANO : ESTRUCTURAS
VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE
UBICACIÓN : TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : INDICADA
TAMAÑO DE LAMINA : A2

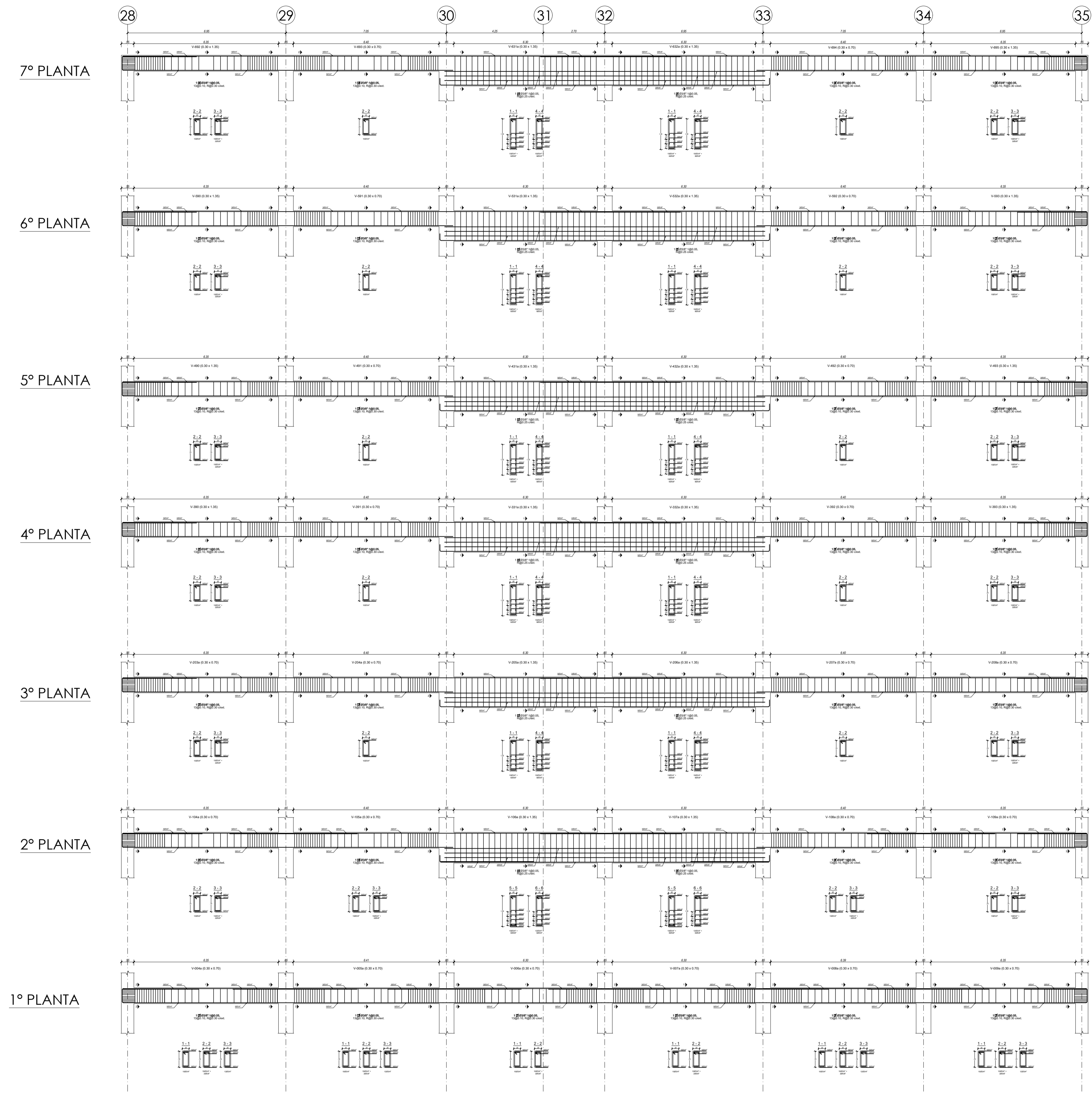
FECHA : SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-49



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE K



7° PLANTA

6° PLANTA

5° PLANTA

4° PLANTA

3° PLANTA

2° PLANTA

1° PLANTA

TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César Leónidas

PLANO : ESTRUCTURAS VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE
 UBICACIÓN : TRUJILLO - LA LIBERTAD

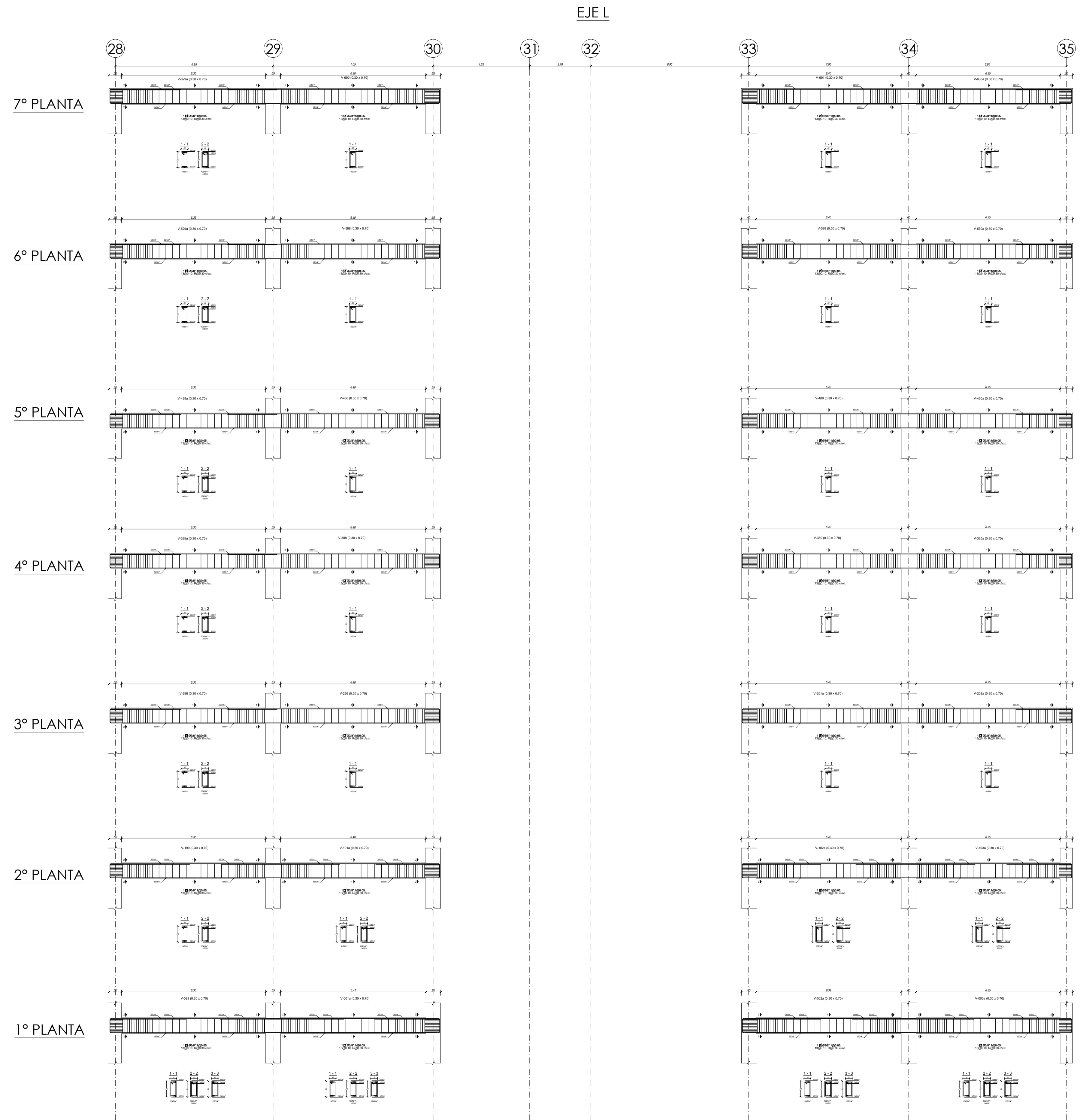
ESCALA : INDICADA
 TAMAÑO DE LAMINA : A2

FECHA : SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-50



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS
César Leónidas

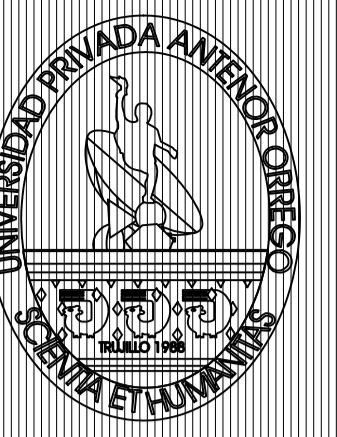
PLANO : ESTRUCTURAS
VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN :
TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : INDICADA
TAMAÑO DE LAMINA:
A2

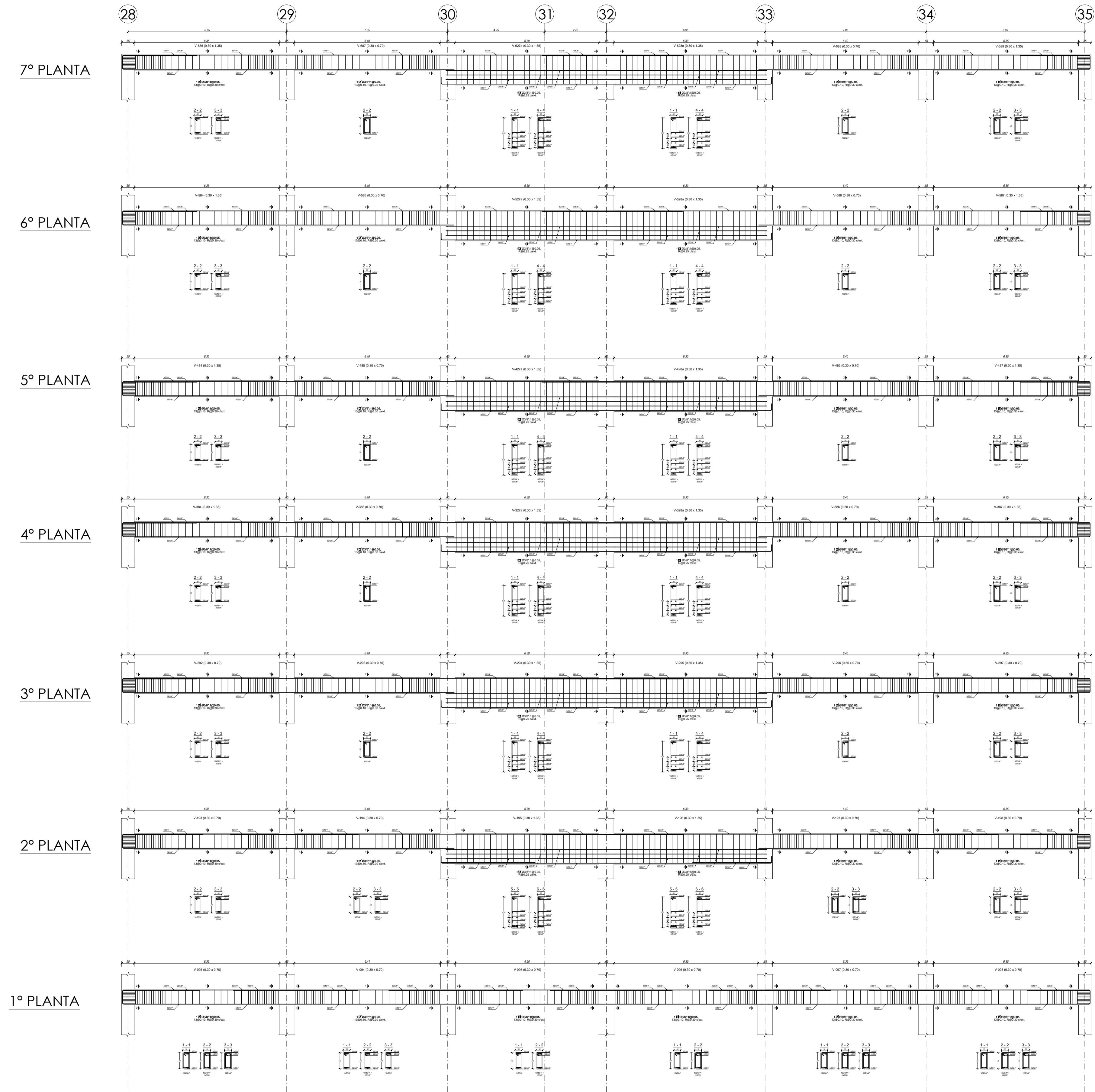
FECHA :
SEPTIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-51



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE K



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo

ASESOR:

ING. CANCINO RODAS
César Leónidas

PLANO:

ESTRUCTURAS
VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN:

TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:

INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:

A2

FECHA:

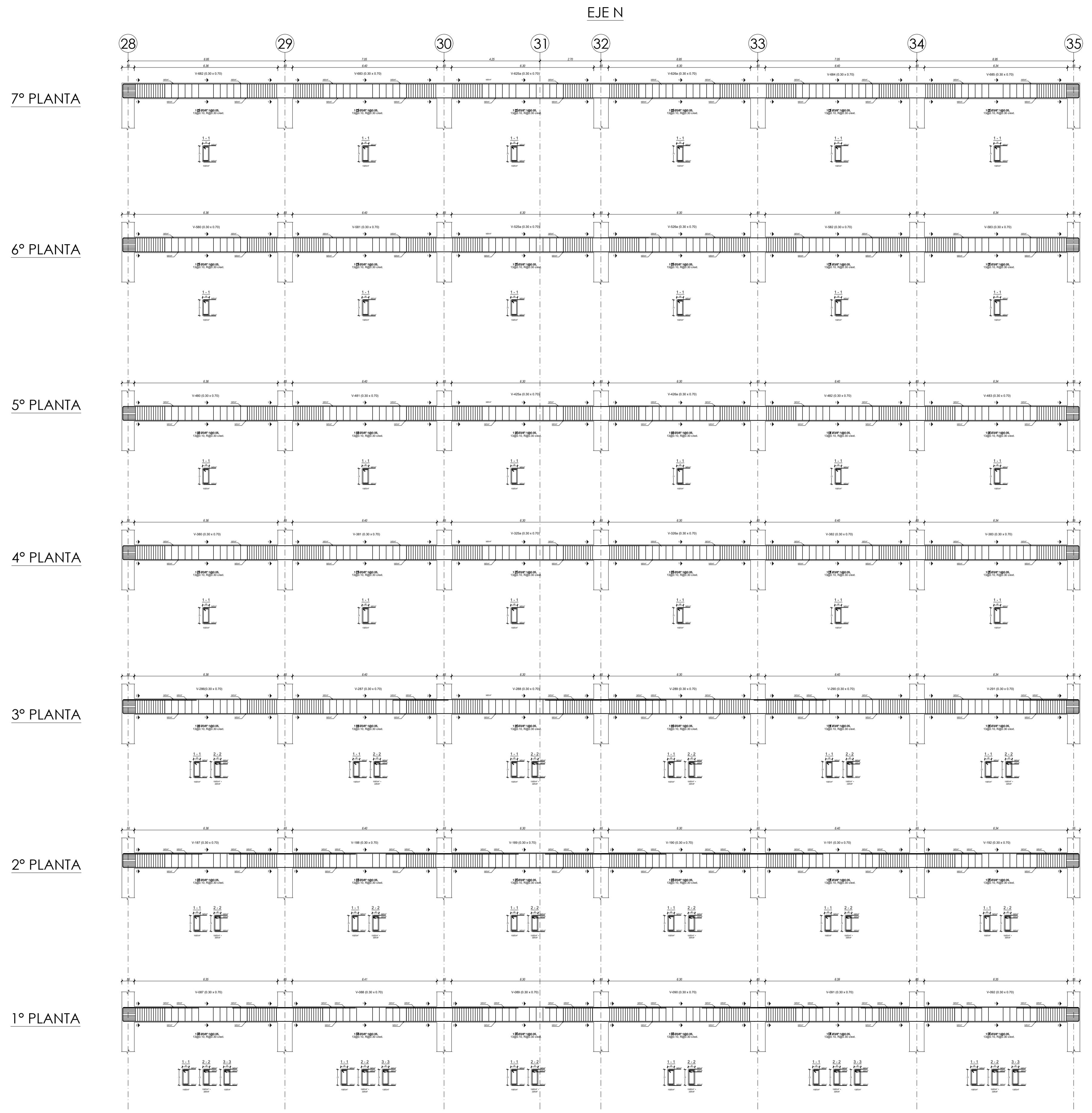
SEPTIEMBRE - 2015

LAMINA N°

E-52



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

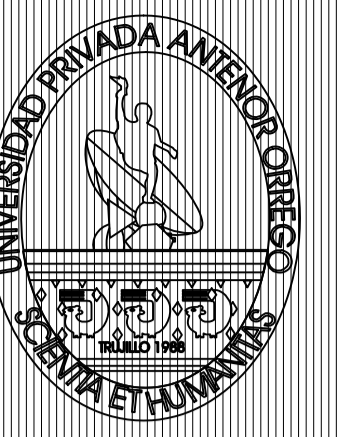
RESPONSABLES:
BACH. VASQUEZ DOMINGUEZ José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
ASESOR:
ING. CANCINO RODAS César Leónidas

PLANO : ESTRUCTURAS
VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE
UBICACIÓN : TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : INDICADA
TAMAÑO DE LAMINA : A2

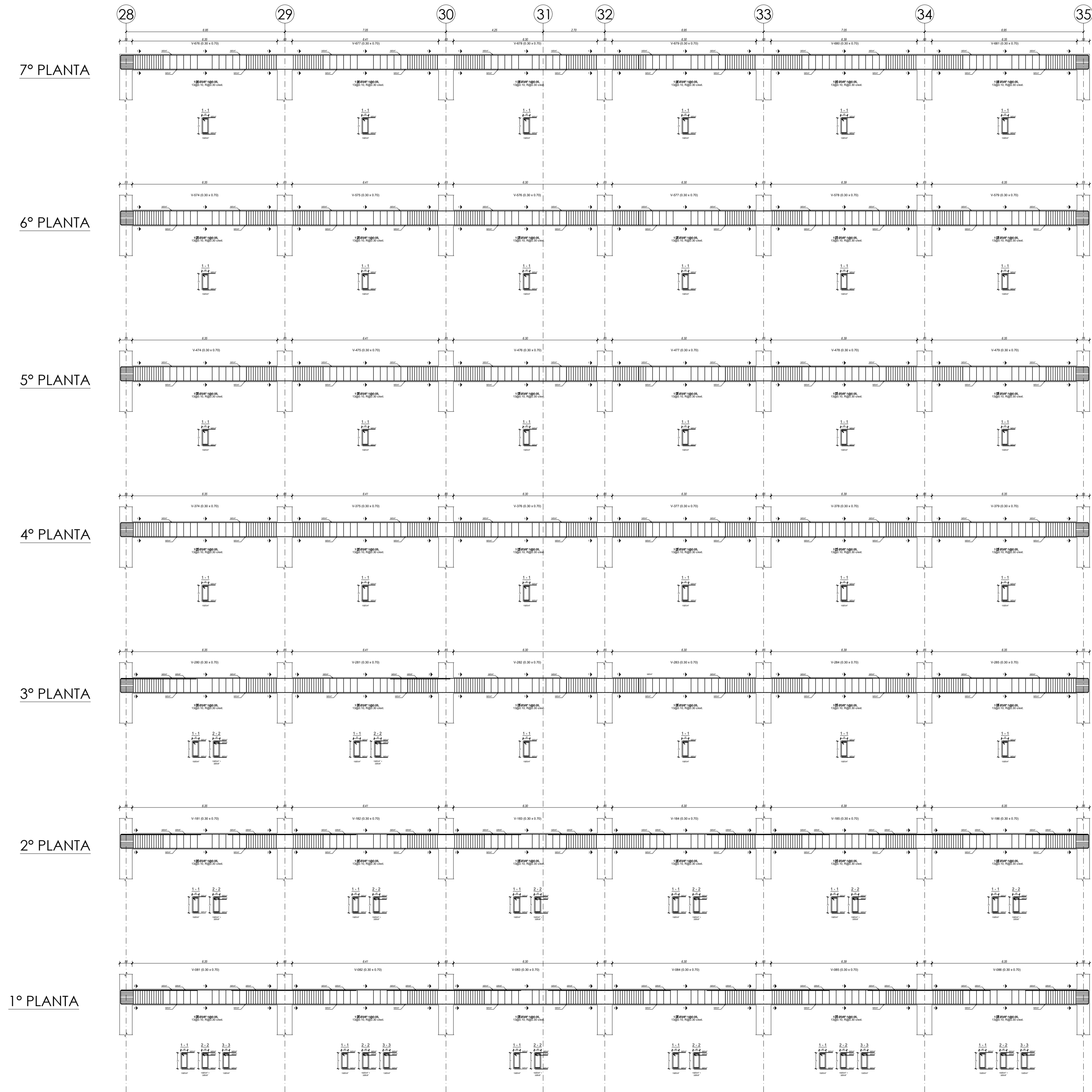
FECHA : SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-53



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

EJE O



TESIS:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:

BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ
José Alejandro
BACH. ALIAGA CARRASCAL
Javier Alfredo

ASESOR:

ING. CANCINO RODAS
César Leónidas

PLANO:

ESTRUCTURAS
VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE

UBICACIÓN:

TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA:

INDICADA

TAMAÑO DE LAMINA:

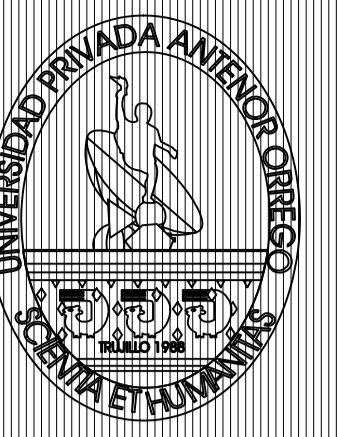
A2

FECHA:

SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°

E-54



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO
 ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA
 SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL
 PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO
 HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

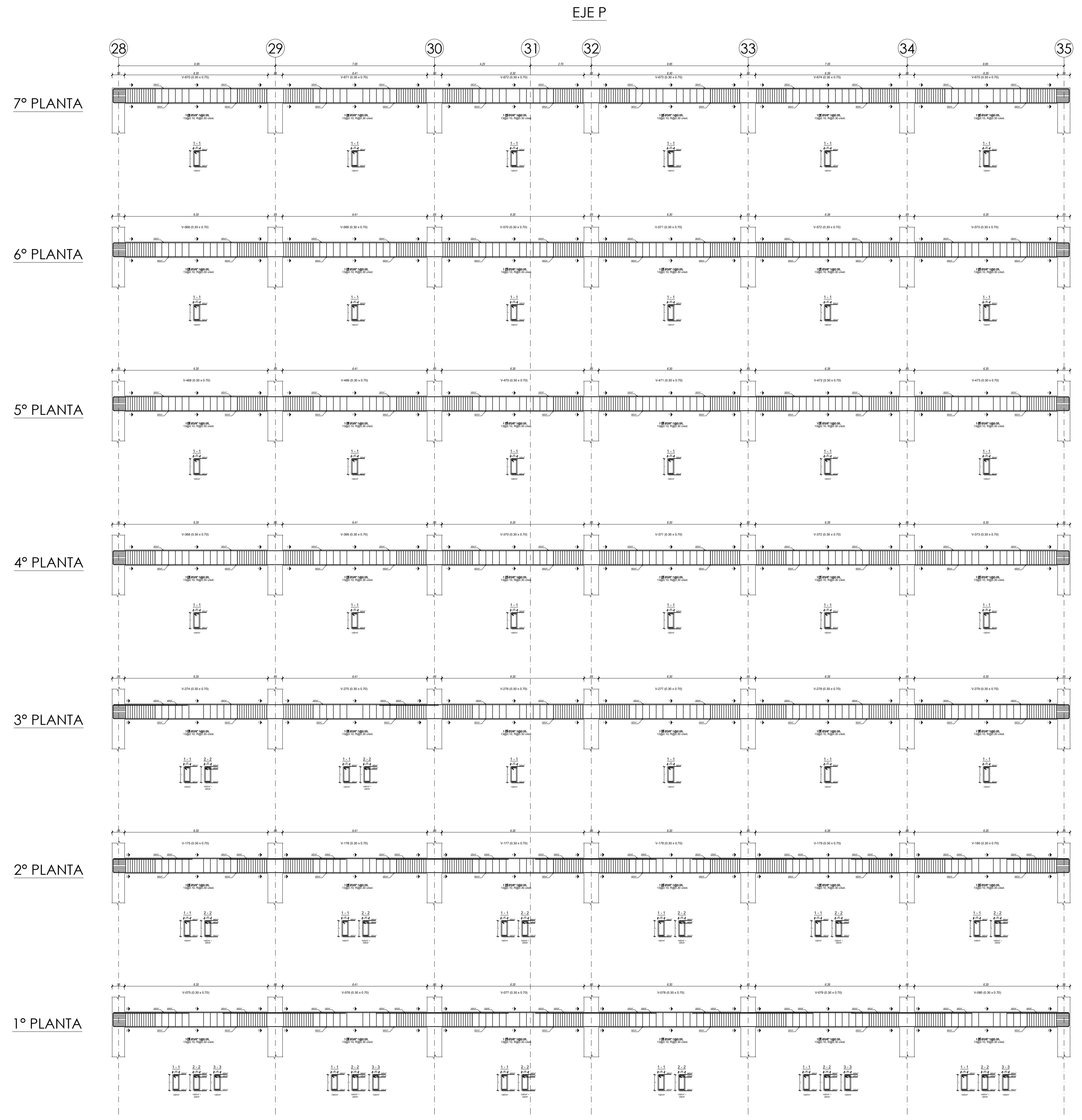
RESPONSABLES:
 BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ
 José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL
 Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS
 César Leónidas

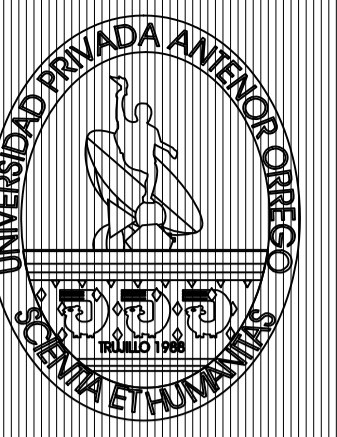
PLANO : ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE
 UBICACIÓN :
 TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : TAMAÑO DE LAMINA:
 INDICADA A2

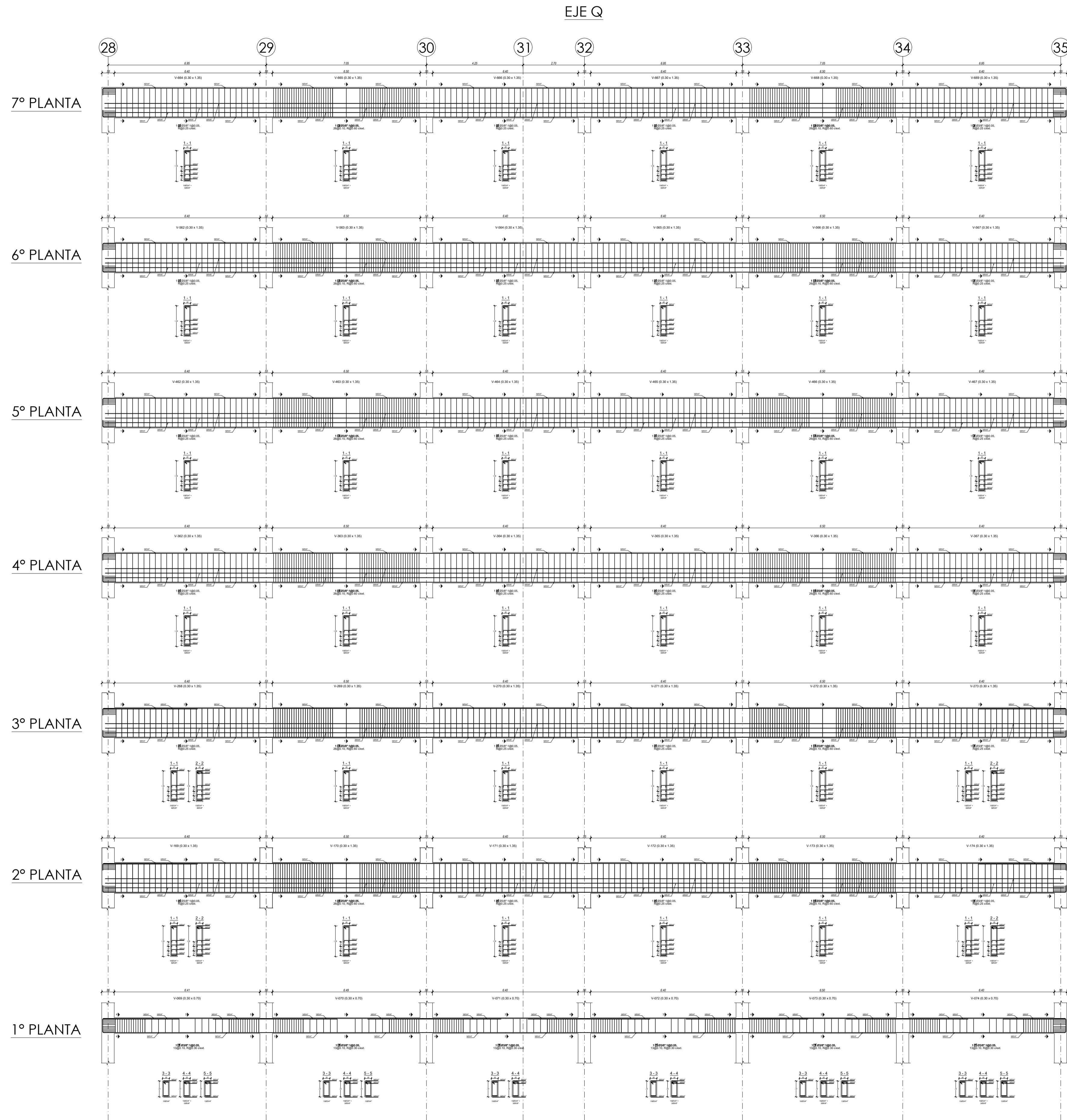
FECHA :
 SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-55





UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE VIGENTE Y EL PROYECTO DE NORMA, PARA EL PROYECTO HOSPITAL UPAO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO"

RESPONSABLES:
 BACH. VÁSQUEZ DOMÍNGUEZ José Alejandro
 BACH. ALIAGA CARRASCAL Javier Alfredo
 ASESOR:
 ING. CANCINO RODAS César Leónidas

PLANO : ESTRUCTURAS
 VIGAS, CORTES Y DETALLES POR EJE
 UBICACIÓN : TRUJILLO - LA LIBERTAD

ESCALA : TAMAÑO DE LAMINA:
 INDICADA A2

FECHA : SETIEMBRE - 2015

LAMINA N°
E-56