

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO, TENIENDO EN CUENTA
CIMENTACIÓN CONVENCIONAL Y CIMENTACIÓN AISLADA, APLICADO AL
POOL DE AULAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA”

PRESENTADO POR:

- Bach. ALLENDE CARRANZA, Cristina Abigail.
- Bach. BARRIONUEVO CRISANTO, Johan Antony.

ASESOR:

Ms. Abner Itamar León Bobadilla.

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

NUEVO CHIMBOTE – PERÚ 2018



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"Año del Dialogo y la Reconciliación Nacional"

ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS

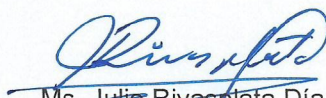
Siendo las diez horas del día trece de noviembre del año dos mil dieciocho, en el Pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil del Campus Universitario de la Universidad Nacional del Santa, El Jurado Evaluador integrado por los docentes Ms. Julio Rivasplata Díaz (Presidente), Ms. Abner León Bobadilla (Secretario) e Ing. Iván León Malo (Integrante), en cumplimiento a la Resolución N° 499-2018-UNS-CFI y Resolución Decanal N° 729-2018-UNS-FI, dan inicio a la sustentación de la Tesis titulada: **"ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO TENIENDO EN CUENTA CIMENTACIÓN CONVENCIONAL Y CIMENTACIÓN AISLADA APLICADO AL POOL DE AULAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA"** presentado por los Bachilleres: ALLENDE CARRANZA CRISTINA ABIGAIL y BARRIONUEVO CRISANTO JOHAN ANTONY, quienes fueron asesorados por el Ms. Abner León Bobadilla, según Resolución Decanal N° 803-2017-UNS-FI.

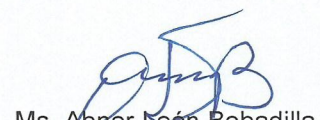
El Jurado Evaluador, después de deliberar sobre aspectos relacionados con el trabajo, contenido y sustentación del mismo, y con las sugerencias pertinentes en concordancia con el Reglamento General para Obtener el Grado Académico de Bachiller y el Título Profesional en la Universidad Nacional del Santa, declaran:

BACHILLER	PROMEDIO VIGESIMAL	PONDERACIÓN
ALLENDE CARRANZA CRISTINA ABIGAIL	19	SOBRESALIENTE

Siendo las doce horas del mismo día, se dio por terminado el acto de sustentación, firmando la presente Acta en señal de conformidad.

Nuevo Chimbote, 13 de noviembre 2018


Ms. Julio Rivasplata Díaz
Presidente


Ms. Abner León Bobadilla
Secretario


Ing. Iván León Malo
Integrante



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL

"Año del Dialogo y la Reconciliación Nacional"

ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS

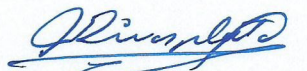
Siendo las diez horas del día trece de noviembre del año dos mil dieciocho, en el Pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil del Campus Universitario de la Universidad Nacional del Santa, El Jurado Evaluador integrado por los docentes Ms. Julio Rivasplata Díaz (Presidente), Ms. Abner León Bobadilla (Secretario) e Ing. Iván León Malo (Integrante), en cumplimiento a la Resolución N° 499-2018-UNS-CFI y Resolución Decanal N° 729-2018-UNS-FI, dan inicio a la sustentación de la Tesis titulada: **"ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO TENIENDO EN CUENTA CIMENTACIÓN CONVENCIONAL Y CIMENTACIÓN AISLADA APLICADO AL POOL DE AULAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA"** presentado por los Bachilleres: ALLENDE CARRANZA CRISTINA ABIGAIL y BARRIONUEVO CRISANTO JOHAN ANTONY, quienes fueron asesorados por el Ms. Abner León Bobadilla, según Resolución Decanal N° 803-2017-UNS-FI.

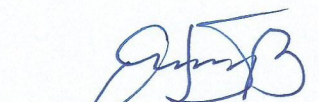
El Jurado Evaluador, después de deliberar sobre aspectos relacionados con el trabajo, contenido y sustentación del mismo, y con las sugerencias pertinentes en concordancia con el Reglamento General para Obtener el Grado Académico de Bachiller y el Título Profesional en la Universidad Nacional del Santa, declaran:

BACHILLER	PROMEDIO VIGESIMAL	PONDERACIÓN
BARRIONUEVO CRISANTO JOHAN ANTONY	19	SOBRESALIENTE

Siendo las doce horas del mismo día, se dio por terminado el acto de sustentación, firmando la presente Acta en señal de conformidad.

Nuevo Chimbote, 13 de noviembre 2018


Ms. Julio Rivasplata Díaz
Presidente


Ms. Abner León Bobadilla
Secretario


Ing. Iván León Malo
Integrante



DEDICATORIA

A MI MADRE: Sonia Carranza Boza, ingeniera de mi vida quien con su constante esfuerzo y trabajo logró en mi todo lo que soy, por su constante ejemplo de emprendimiento, por sus consejos y por su respaldo cada vez que sentía que podía caer.

A MIS ANGELES EN EL CIELO: Roberto Carranza, mi abuelo; mi padre que en el momento que estuvo conmigo me brindó amor, abrazos y aquellos consejos que llevo en el corazón.

Luz Boza mi mamita que me querías acompañar en las madrugadas para hacer tareas, a ti que me brindaste el mejor consejo seguir mi amor y mis sueños.

A ustedes que desde donde están me cuidan.

A MI ESPOSO: Johan Barrionuevo Crisanto, mi compañero de vida, quien me brinda ese amor sincero y que no vacila en apoyarme y brindarme su apoyo incondicional para seguir cumpliendo mis metas.

A MI HIJO: Jacob André Barrionuevo Allende, mi hijo, mi amor, mi motor para seguir persiguiendo las metas que aún faltan cumplir; por el cual seguiré firme en cada paso para que sientas orgulloso de mí .

A DIOS: Por todas las bendiciones que me brinda.

Cristina Abigail Allende Carranza.



DEDICATORIA

A MIS PADRES y TÍA MAMA ROSA: Mercurio Barrionuevo Cerna, María Marleny Crisanto Córdova y Rosa Ofelia Crisanto Mondragón, quienes son las personas que están conmigo desde que nací hasta estos días, brindándome su amor, comprensión, consejos, respaldo y corrección, a quienes estoy eternamente agradecido.

A MIS HERMANAS: Por su compañía, cariño, ejemplo y fortaleza.

A MI ÁNGEL EN EL CIELO: Keysi Nicol Barrionuevo Crisanto, por ser mi compañera espiritual, intercediendo ante Dios, para brindarme su protección.

A MIS FAMILIARES: A mi única abuela en la tierra por sus bendiciones, a mis tres abuelos en el cielo, y a mi familia en general, de quienes estoy muy orgulloso.

A MI ESPOSA: Cristina Abigail Allende Carranza, mi compañera de vida, quien es mi complemento y uno de los motores que me impulsan a seguir adelante, permitiendo no preocuparme para no decaer.

A MI HIJO: Jacob André Barrionuevo Allende, mi amigo, mi bebé, mi amor más infinito, mi Sansón, el motor principal de mi vida, quien es la bendición de Dios, por quien jamás voy a rendirme en cada circunstancia adversa, mi obra consentida, quien es de mi vida la continuación.

A DIOS: Por su inmenso amor, bendiciones, oportunidades en la vida, cuidado y gracia, quien va moldeando paso a paso mi camino.

Johan Antony Barrionuevo Crisanto.



AGRADECIMIENTOS

Extendemos un especial reconocimiento a todas las personas que influyeron en el proceso del desarrollo académico y humano que engloba la carrera de Ingeniería Civil.

A la Universidad Nacional del Santa: de la cual fuimos parte, con experiencias vividas imborrables, donde nos conocimos e hicimos buenos amigos. Muchas gracias a sus profesionales por la educación brindada.

A nuestro asesor Ms. Abner León Bobadilla, por aportar sus ideas, ayudando en la verificación de todo el desarrollo de esta tesis de graduación.

A nuestro amigo: Ing. Iván León Malo por su aporte bibliográfico, siendo nuestro mentor profesional.

Mención aparte extendemos nuestro agradecimiento a la “Comunidad para la Ingeniería Civil”, cuyo profesional encargado brinda conocimientos y herramientas técnicas para el desarrollo de la profesión.

Gracias a nuestros padres y familiares.

Gracias a nuestro hijo Jacob.

Y gracias inmensas a Dios.

Cristina Abigail Allende Carranza y Johan Antony Barrionuevo Crisanto.



ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....xi

ABSTRACT.....xli

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN.....001

1.2 ANTECEDENTES.....002

1.1.1 SISMOS EN EL PERÚ.....003

1.2.1 AISLACIÓN EN LA BASE APLICADA EN TODO EL MUNDO.....005

1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....011

1.4 OBJETIVOS.....012

1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....012

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....012

1.5 FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS.....013

1.6 JUSTIFICACIÓN.....013

1.7 LIMITACIONES DEL TRABAJO.....013

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.....014

2.1.1 SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PASIVOS.....014

2.1.1.1 AISLACIÓN BASAL O AISLACIÓN SÍSMICA.....014

2.1.1.2 DISIPACIÓN DE ENERGÍA O DISIPADORES SÍSMICOS.....016

2.1.2 SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA ACTIVOS.....017

2.1.3 SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA SEMIACTIVOS.....017

2.2 AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE.....	017
2.2.1 FILOSOFÍA GENERAL DEL AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE.....	018
2.2.2 PRINCIPIOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE.....	018
2.2.3 OBJETIVOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE.....	019
2.2.4 CARACTERÍSTICAS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE....	019
2.2.5 APLICABILIDAD DEL AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE.....	020
2.2.6 ELEMENTOS BÁSICOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE.....	020
2.2.6.1 EL DESPLAZAMIENTO DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA.....	021
2.2.6.2 EL MODO DE VIBRACIÓN.....	021
2.2.6.3 EL AMORTIGUAMIENTO.....	022
2.2.6.4 RIGIDEZ MÍNIMA.....	022
2.2.7 EFECTOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE.....	022
2.2.7.1 PERSPECTIVA BAJO EL ESPECTRO DE RESPUESTA ACELERACIÓN – DESPLAZAMIENTO, ESPECTRO ADRS.....	022
2.2.7.2 PERSPECTIVA BAJO ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACIONES Y DESPLAZAMIENTOS.....	025
2.2.7.3 EFECTOS DEBIDO A LA CONDICIONES DEL SUELO DE FUNDACIÓN.....	027
2.2.8 COMPONENTES BÁSICOS DE LOS SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE.....	028
2.2.9 TIPOS DE DISPOSITIVOS O UNIDADES DE AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE.....	031
2.2.9.1 UNIDADES DE AISLAMIENTO DEL TIPO ELASTOMÉRICOS.....	031



2.2.9.2 UNIDADES DE AISLAMIENTO DEL TIPO DESLIZABLES.....	040
2.2.10 UBICACIÓN DE LA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO.....	045
2.2.10.1 AISLADORES UBICADOS POR DEBAJO DEL SÓTANO.....	045
2.2.10.2 AISLADORES UBICADOS EN LA PARTE INFERIOR DE LAS COLUMNAS DE LA PRIMERA PLANTA.....	046
2.2.10.3 AISLADORES UBICADOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LAS COLUMNAS DEL SÓTANO.....	047
2.2.10.4 AISLADORES UBICADOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LAS COLUMNAS DE LA PRIMERA PLANTA.....	048
2.2.10.5 AISLADORES UBICADOS A MEDIA ALTURA DE LAS COLUMNAS DEL SÓTANO.....	049
2.3 TEORÍA LINEAL DE ESTRUCTURAS SÍSMICAMENTE AISLADAS...	050
2.4 CONSIDERACIONES, PARÁMETROS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE, SEGÚN EL ASCE/SEI 7-16.....	058
2.4.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	058
2.4.1.1 MÉTODO ESTÁTICO, DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE..	058
2.4.1.2 MÉTODOS DINÁMICOS.....	058
2.4.2 DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN (TRASLACIÓN).....	059
2.4.3 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA MCE.....	060
2.4.4 FACTOR DE REDUCCIÓN DE AMORTIGUAMIENTO.....	061
2.4.5 PERIODO DE AISLACIÓN EFECTIVO.....	062
2.4.6 DESPLAZAMIENTO TOTAL DEL SISTEMA DE AISLACIÓN (TRASLACIÓN Y ROTACIÓN).....	062



2.4.7 FUERZA CORTANTE EN LA BASE PARA EL DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA.....	063
2.4.8 FUERZA CORTANTE EN LA BASE PARA EL DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.....	064
2.4.9 FUERZA CORTANTE EN LA BASE PARA ESTRUCTURAS CONVENCIONALES Y AISLADAS.....	065
2.5 CUESTIONES PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA.....	066

CAPÍTULO 3: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA CONVENCIONAL.....	070
3.1.1 INTRODUCCIÓN.....	070
3.1.2 UBICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	070
3.1.3 INFORMACIÓN GENERAL.....	070
3.1.4 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN.....	071
3.1.5 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	076
3.1.6 NORMAS EMPLEADAS.....	076
3.1.7 CARGAS UNITARIAS (Según Norma E.020).....	076
3.1.8 COMBINACIONES DE DISEÑO.....	077
3.1.9 FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	078
3.1.10 PARÁMETROS SÍSMICOS DEL SITIO.....	079
3.1.10.1 ZONIFICACIÓN (Z).....	079
3.1.10.2 MICROSONIFICACIÓN SÍSMICA Y ESTUDIOS DE SITIO.....	080
3.1.10.3 PARÁMETROS DE SITIO (S, Tp y TI).....	081

3.1.10.4	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C).....	082
3.1.11	CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN.....	082
3.1.11.1	CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN Y FACTOR DE USO (U).....	082
3.1.11.2	CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN E IRREGULARIDAD.....	084
3.1.11.3	CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN.....	085
3.1.11.4	SISTEMAS ESTRUCTURALES (R0).....	085
3.1.11.5	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R).....	087
3.1.12	ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE.....	088
3.1.12.1	PESO DE LA EDIFICACIÓN.....	088
3.1.12.2	ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ENTREPISO.....	088
3.1.12.3	RESUMEN DE PARÁMETROS SÍSMICOS.....	089
3.1.12.4	ANÁLISIS DINÁMICO.....	089
3.1.12.5	ESPECTRO DE RESPUESTA.....	090
3.1.12.6	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUPER ESTRUCTURA.....	092
3.1.12.6.1	<u>Irregularidad En Altura</u>	094
3.1.12.6.2	<u>Irregularidad en Planta</u>	097
3.1.12.6.3	<u>Verificación del Sistema Estructural</u>	098
3.1.12.6.4	<u>Modos de Vibración</u>	100
3.1.12.6.5	<u>Desplazamientos Relativos de Entrepiso y Derivas</u>	103
3.1.12.6.6	<u>Desplazamientos Máximos de Entrepiso</u>	104

3.1.12.6.7	<u>Cortante Estática y Dinámica de la Estructura</u>	106
3.1.12.7	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUB ESTRUCTURA.....	106
3.1.12.7.1	<u>Estructuración para la Cimentación</u>	106
3.1.12.7.2	<u>Datos para el Análisis</u>	107
3.1.12.7.3	<u>Cargas para el Diseño de los Elementos</u>	107
3.1.12.7.4	<u>Combinaciones de Carga para el Análisis</u>	107
3.1.12.7.5	<u>Presiones de Verificación</u>	109
3.1.12.7.6	<u>Cimentación de la Edificación</u>	110
3.1.12.7.7	<u>Verificación de la Presión Admisible</u>	112
3.1.13	ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	115
3.1.13.1	ACERO DE REFUERZO EN ZAPATAS.....	115
3.1.13.2	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN.....	116
3.1.13.3	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS.....	116
3.1.13.4	ACERO DE REFUERZO EN PLACAS.....	117
3.1.13.5	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS.....	118
3.1.13.6	ACERO DE REFUERZO EN LOSAS.....	119
3.2	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA AISLADO	120
3.2.1	INTRODUCCIÓN.....	120
3.2.2	UBICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	120
3.2.3	INFORMACIÓN GENERAL.....	120
3.2.4	DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN.....	121
3.2.5	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	127
3.2.6	NORMAS EMPLEADAS.....	127
3.2.7	CARGAS UNITARIAS (Según Norma E.020)	127

3.2.8	CRITERIOS EN EL USO DE NORMATIVAS PARA UNA EDIFICACIÓN CON SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA.....	128
3.2.9	CONSIDERACIONES A TOMAR EN CUENTA PARA LA EVALUACIÓN DE LA CARGA SÍSMICA.....	129
3.2.10	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	131
3.2.11	FACTORES DE MODIFICACIÓN DE PROPIEDADES.....	134
3.2.11.1	PARA EL MÓDULO DE CORTE DE LA GOMA.....	134
3.2.11.2	PARA EL ESFUERZO DE FLUENCIA DEL PLOMO.....	135
3.2.12	MÉTODO DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE.....	136
3.2.13	CÁLCULO Y DISEÑO PRELIMINAR DEL AISLADOR.....	138
3.2.13.1	DATOS INICIALES.....	138
3.2.13.2	DISEÑO PRELIMINAR.....	140
3.2.13.2.1	<u>Datos Asumidos</u>	140
3.2.13.2.2	<u>Desplazamientos y Datos de la Estructura</u>	141
3.2.13.2.3	<u>Propiedades Mínimas del Aislador en Base al Diseño Preliminar</u>	144
3.2.13.2.4	<u>Datos del Aislador Seleccionado de Catálogo</u>	145
3.2.13.2.5	<u>Desarrollo del Diseño Preliminar del Aislador</u>	146
3.2.13.2.6	<u>Construcción del Ciclo Histerético Bilineal del Aislador</u>	154
3.2.13.2.7	<u>Cálculo de Parámetros a Mitad del Desplazamiento Para Verificación de la Fuerza Restauradora</u>	157
3.2.13.2.8	<u>Resumen de Parámetros Para el Sistema Total de Aislación</u>	162
3.2.13.3	DEMANDA SÍSMICA ESTÁTICA PARA EL SISTEMA.....	167
3.2.13.3.1	<u>Fuerza Cortante en la Base</u>	167

3.2.13.3.2	<u>Distribución Vertical de la Fuerza</u>	168
3.2.13.4	PARÁMETROS DEL AISLADOR A UTILIZAR EN EL PROGRAMA DE COMPUTO ETABS V16.....	176
3.2.14	RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS LINEAL PARA LA EDIFICACIÓN Y LAS UNIDADES DE AISLACIÓN.....	179
3.2.14.1	MODOS DE VIBRACIÓN.....	181
3.2.14.1.1	<u>Modos de Vibración, Límite Inferior (Lower Bound)</u>	181
3.2.14.1.2	<u>Modos de Vibración, Límite Superior (Upper Bound)</u>	184
3.2.14.2	DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO Y DERIVAS.....	187
3.2.14.2.1	<u>Desplazamientos Máximos y Derivas Permisibles, Límite Inferior (Lower Bound)</u>	187
3.2.14.2.2	<u>Desplazamientos Máximos y Derivas Permisibles, Límite Superior (Upper Bound)</u>	191
3.2.14.3	DEFORMACIONES (DESPLAZAMIENTOS) EN AISLADORES.....	195
3.2.14.3.1	<u>Deformaciones Máximas en Aisladores Límite Inferior (Lower Bound)</u>	196
3.2.14.3.2	<u>Deformaciones Máximas en Aisladores Límite Superior (Upper Bound)</u>	198
3.2.14.4	ESFUERZOS Y DEFORMACIONES AXIALES EN AISLADORES.....	200
3.2.14.5	FUERZA CORTANTE EN LA BASE.....	202
3.2.15	ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA NO LINEAL RÁPIDO (FNA). PARA LA EDIFICACIÓN Y LAS UNIDADES DE AISLACIÓN.....	203

3.2.15.1	PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA....	203
3.2.15.2	MOVIMIENTOS DEL TERRENO.....	204
3.2.15.3	AJUSTE ESPECTRAL PARA CADA COMPONENTE DE LOS MOVIMIENTOS DE TERRENO.....	207
3.2.15.4	CASOS DE CARGA EN EL PROGRAMA ETABS V16, PARA EL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA.....	211
3.2.15.5	PARÁMETROS NO LINEALES DEL AISLADOR A UTILIZAR EN EL PROGRAMA DE COMPUTO ETABS V16.....	217
3.2.16	RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL PARA LA EDIFICACIÓN Y LAS UNIDADES DE AISLACIÓN.....	220
3.2.16.1	DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO Y DERIVAS.....	220
3.2.16.1.1	<u>Desplazamientos Máximos y Derivas Permisibles, Límite Inferior (Lower Bound).....</u>	220
3.2.16.1.2	<u>Desplazamientos Máximos y Derivas Permisibles, Límite Superior (Upper Bound).....</u>	222
3.2.16.2	DEFORMACIONES (DESPLAZAMIENTOS) EN AISLADORES.....	224
3.2.16.2.1	<u>Deformaciones Máximas en Aisladores Límite Inferior (Lower Bound).....</u>	225
3.2.16.2.2	<u>Deformaciones Máximas en Aisladores Límite Superior (Upper Bound).....</u>	227
3.2.16.3	COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE LOS AISLADORES CON MAYORES DEFORMACIONES.....	229



3.2.16.3.1	<u>Comportamiento Histerético de los Aisladores con Mayores Deformaciones, Para el Límite Inferior (Lower Bound)</u>	230
3.2.16.3.2	<u>Comportamiento Histerético de los Aisladores con Mayores Deformaciones, Para el Límite Superior (Upper Bound)</u>	232
3.2.16.4	ESFUERZOS Y DEFORMACIONES AXIALES EN AISLADORES.....	234
3.2.16.4.1	<u>Esfuerzos y Deformaciones Axiales en los Aisladores, Para el Límite Inferior (Lower Bound)</u>	235
3.2.16.4.2	<u>Esfuerzos y Deformaciones Axiales en los Aisladores, Para el Límite Superior (Upper Bound)</u>	237
3.2.17	RESUMEN COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS POR EL MÉTODO DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE Y EL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA NO LINEAL RÁPIDO (FNA).....	239
3.2.18	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUB ESTRUCTURA.....	241
3.2.18.1	ESTRUCTURACIÓN PARA LA CIMENTACIÓN.....	241
3.2.18.2	DATOS PARA EL ANÁLISIS.....	244
3.2.18.3	CARGAS PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS.....	244
3.2.18.4	COMBINACIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS.....	245
3.2.18.5	PRESIONES DE VERIFICACIÓN.....	247
3.2.18.6	CIMENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	247
3.2.18.7	VERIFICACIÓN DE LA PRESIÓN ADMISIBLE.....	249
3.2.19	ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	252
3.2.19.1	ACERO DE REFUERZO EN ZAPATAS.....	253
3.2.19.2	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN.....	254



3.2.19.3	ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE SOSTENIMIENTO.....	254
3.2.19.4	ACERO DE REFUERZO EN PEDESTALES.....	254
3.2.19.5	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS.....	255
3.2.19.6	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS.....	256
3.2.19.7	ACERO DE REFUERZO EN LOSAS.....	257

CAPÍTULO 4: RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1	INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS COMPARATIVO.....	258
4.2	ANÁLISIS COMPARATIVO A NIVEL ESTRUCTURAL.....	259
4.2.1	MODOS DE VIBRACIÓN.....	259
4.2.2	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE ENTREPISO.....	262
4.2.3	DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS Y DERIVAS PERMISIBLES DE ENTREPISO.....	265
4.2.4	DEMANDA SÍSMICA PARA EL DISEÑO APLICADA POR NIVEL.....	267
4.2.5	FUERZA CORTANTE EN LA BASE.....	270
4.2.6	ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	270
4.3	ANÁLISIS COMPARATIVO A NIVEL DE COSTOS.....	272
4.3.1	PRESUPUESTO DE LA EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN CONVENCIONAL.....	273
4.3.2	PRESUPUESTO DE LA EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN AISLADA.....	276
4.3.3	COMPARATIVA DEL COSTO DIRECTO CONSIDERANDO DISPOSITIVOS DE AISLACIÓN.....	279



4.3.4	COMPARATIVA DEL COSTO DIRECTO SIN CONSIDERAR DISPOSITIVOS DE AISLACIÓN.....	280
4.3.5	COMPARATIVA DEL COSTO DIRECTO POR TÍTULO DEL PRESUPUESTO.....	282
4.3.6	COMPARATIVA DEL COSTO DIRECTO EN ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO Y DISPOSITIVOS DE AISLACIÓN SÍSMICA.....	286

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1	CONCLUSIONES.....	290
5.2	RECOMENDACIONES.....	294

CAPÍTULO 6: REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

6.1	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	297
-----	---------------------------------	-----

CAPÍTULO 7: ANEXOS

7.1	ANEXO 1: PLANOS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN CONVENCIONAL.....	302
7.2	ANEXO 2: PLANOS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN AISLADA.....	303

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1: Jr. José Olaya, Chimbote 1970.....	004
Figura 2: Cementerio, Yungay 1970.....	004
Figura 3: Museo Nacional del Arte Occidental, Tokio:.....	005
Figura 4: Daigokuden, Nara.....	005
Figura 5: Hospital General de Xindian, Taiwán.....	006
Figura 6: Hospital de Tan Tzu, Taiwá.....	006
Figura 7: Iglesia del Arcángel Miguel, Rusia.	007
Figura 8: Hospital Ospedale del Mare, Nápoles.....	007
Figura 9: Modernización de hospital, Avellino.....	008
Figura 10: Hospital Erzurum, Turquía.....	008
Figura 11: Hospital Regional, Wellington.....	009
Figura 12: Hospital Militar de la Reina, Chile.....	010
Figura 13: Nuevo Campus UTEC, Lima.....	010

CAPÍTULO 2

Figura 14: Edificios sin y con Aislación Sísmica en la Base.....	15
Figura 15: Edificios sin y con Disipadores de Energía.....	16
Figura 16: Periodo natural de vibración alargado en una estructura con y sin asilamiento en la base.....	21
Figura 17: Conjunto de espectros de respuesta aceleración –desplazamiento, para demostrar el efecto de un sistema de aislación con una relación de amortiguamiento constante en la estructura.....	22

Figura 18: Conjunto de espectros de respuesta aceleración – desplazamiento, para demostrar el efecto de un sistema de aislación, con amortiguamiento añadido a la estructura (colocación de disipadores de energía en la superestructura).....024

Figura 19: Espectros de respuesta de aceleración, con diferentes relaciones de amortiguamiento, para verificar los efectos de la incorporación de un sistema de aislación sísmica en la base.....025

Figura 20: Espectros de respuesta de desplazamientos, con diferentes relaciones de amortiguamiento, para verificar los efectos de la incorporación de un sistema de aislación sísmica en la base.....026

Figura 21: Curvas de fuerza cortante en la base vs periodo, para suelos blandos y suelos rígidos.....027

Figura 22: Configuración de una edificación con sistemas de aislamiento sísmico en la base.....028

Figura 23: Configuración de una edificación con sistemas de aislamiento sísmico en la base.....029

Figura 24: Aislador de caucho natural de bajo amortiguamiento (LDR).....303

Figura 25: Comportamiento histerético (diagrama fuerza – deformación), de un aislador de caucho natural de bajo amortiguamiento (LDR).....033

Figura 26: Aislador de caucho natural de amortiguamiento elevado (HDR).....035

Figura 27: Comportamiento histerético (diagrama fuerza – deformación), de un aislador de caucho natural de amortiguamiento elevado (HDR).....036

Figura 28: Aislador de caucho natural de bajo amortiguamiento con núcleo de plomo (LRB).....	038
Figura 29: Comportamiento histerético (diagrama fuerza – deformación), de un aislador de caucho natural de bajo amortiguamiento con núcleo de plomo (LRB).....	038
Figura 30: Comportamientos histeréticos (diagrama fuerza – deformación), superpuestos para 3 tipos de aisladores elastoméricos.....	040
Figura 31: Superficie deslizable para el aislador de tipo péndulo de fricción.....	041
Figura 32: Aislador sísmico, de tipo péndulo de fricción.....	042
Figura 33: Comportamiento histerético (diagrama fuerza – deformación), de aisladores deslizables esféricos del tipo péndulo de fricción.....	043
Figura 34: Aislador sísmico, de tipo deslizable plano.....	044
Figura 35: Comportamiento histerético (diagrama fuerza – deformación), de aisladores deslizables planos.....	044
Figura 36: Ubicación de aisladores sísmicos por debajo del sótano.....	045
Figura 37: Ubicación de aisladores sísmicos en la parte inferior de las columnas de la primera planta.....	046
Figura 38: Ubicación de aisladores sísmicos en la parte superior de las columnas del sótano.....	047
Figura 39: Ubicación de aisladores sísmicos en la parte superior de las columnas de la primera planta.....	048
Figura 40: Ubicación de aisladores sísmicos a media altura de las columnas del sótano.....	049

Figura 41: Modos de vibrar en una edificación con cimentación convencional, y una edificación cimentación aislada.....	050
Figura 42: Parámetros del sistema aislado de 2 gdl (edificio de un nivel sobre aisladores de base).....	051
Figura 43: Gráfico de las formas modales, para la estructura de 2gdl.....	055
Figura 44: Gráfico de las formas modales, medidas desde un Eje de Referencia (E.R.) para la estructura de 2gdl.....	055
Figura 45: Gráfica de los factores de participación.....	057
Figura 46: Gráfica del espectro de respuesta, para el MCE, adaptado a las condiciones sísmicas del Perú.....	060
Figura 47: Gráfica para el factor de reducción de amortiguamiento.....	061
Figura 48: Espectros de respuesta para estructuras convencionales y aisladas (para el diseño de la superestructura y subestructura).....	065

CAPÍTULO 3

Figura 49: Planta de cimentación, NPT: +0.45.....	072
Figura 50: Planta, aligerado 1, NTNT: +3.65.....	073
Figura 51: Planta, aligerado 2, NTNT: +6.90.....	074
Figura 52: Planta, aligerado 3, NTNT: +10.15, similar a aligerado 4 y 5.	075
Figura 53: Figura N°1, Norma E.030, mapa de zonas sísmicas.....	079
Figura 54: Vista 3D, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS– POOL A”.....	092
Figura 55: Vista en planta, entrepiso 1, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	093

Figura 56: Vista elevación frontal principal, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”	093
Figura 57: Modo 1, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”	102
Figura 58: Modo 2, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”	102
Figura 59: Modo 3, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”	103
Figura 60: Máximo desplazamiento de entrepiso en dirección X, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”	105
Figura 61: Máximo desplazamiento de entrepiso en dirección Y, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”	105
Figura 62: Vista 3D, modelo de la cimentación, con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”	110
Figura 63: Vista en planta, modelo de la cimentación, con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”	110
Figura 64: Cargas muertas impuestas al modelo de la cimentación, con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”	111
Figura 65: Cargas vivas impuestas al modelo de la cimentación, con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”	111
Figura 66: Verificación 1 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”	112
Figura 67: Verificación 2 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”	113

Figura 68: Verificación 3 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	113
Figura 69: Verificación 4 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	114
Figura 70: Verificación 5 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	114
Figura 71: Planta de la cimentación de la edificación.....	122
Figura 72: Planta, aligerado 1', NTNT: +0.40.....	123
Figura 73: Planta, aligerado 1, NTNT: +3.65.....	124
Figura 74: Planta, aligerado 2, NTNT: +6.90.....	125
Figura 75: Planta, aligerado 3, NTNT: +10.15, similar a aligerado 4 y aligerado 5.....	126
Figura 76: Niveles para el peso efectivo sísmico de toda la estructura.....	139
Figura 77: Niveles para el peso efectivo sísmico sin considerar el nivel base del sistema de aislación.....	139
Figura 78: Dimensiones de la estructura en planta, sin contar voladizos. Losa del nivel por encima de la interface de aislación.....	141
Figura 79: Ubicación del Centro de Rigidez y Centro de Masa del sistema.....	142
Figura 80: Distancia “y”, desde el CR, hasta el eje del elemento de interés más lejano (aislador más lejano).....	142
Figura 81: Parámetros para el ciclo histerético bilineal del aislador.....	154
Figura 82: Ciclo histerético bilineal del aislador LH070G4-C, para el límite inferior y límite superior.....	156

Figura 83: Periodo fundamental de la edificación, sin considerar aisladores sísmicos.....	169
Figura 84: Peso por nivel en tonf-s ² /m, de la edificación con sistema de aisladores sísmicos.....	171
Figura 85: Fuerza en altura por nivel en kN, asignadas a un centro de masa, en la edificación con sistema de aisladores sísmicos, (Upper Bound).....	173
Figura 86: Fuerza en altura por nivel en kN, asignadas a un centro de masa, en la edificación con sistema de aisladores sísmicos, (Lower Bound).....	173
Figura 87: Asignación de fuerzas laterales aplicadas a los diafragmas del análisis en el programa de cómputo Etabs V16, para el límite inferior (Lower Bound).....	174
Figura 88: Asignación de fuerzas laterales aplicadas a los diafragmas del análisis en el programa de cómputo Etabs V16, para el límite superior (Upper Bound).	175
Figura 89: Parámetros asignados, para el modelamiento del aislador en el programa de cómputo, para un análisis lineal en el límite inferior, (Lower Bound).....	177
Figura 90: Parámetros asignados, para el modelamiento del aislador en el programa de cómputo, para un análisis lineal en el límite superior, (Upper Bound).	178
Figura 91: Vista 3D, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”	179
Figura 92: Vista en planta, nivel inmediato por encima del sistema de aislación, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	180

Figura 93: Vista elevación frontal principal, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	180
Figura 94: Modo 1, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	182
Figura 95: Modo 2, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	183
Figura 96: Modo 3, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	183
Figura 97: Modo 1, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	185
Figura 98: Modo 2, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	186
Figura 99: Modo 3, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	186
Figura 100: Desplazamientos máximos de entrepiso en dirección X, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	187
Figura 101: Máximo desplazamiento de entrepiso en dirección X, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	188
Figura 102: Desplazamientos máximos de entrepiso en dirección Y, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	189
Figura 103: Máximo desplazamiento de entrepiso en dirección Y, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	190
Figura 104: Desplazamientos máximos de entrepiso en dirección X, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	191

Figura 105: Máximo desplazamiento de entrepiso en dirección X, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....192

Figura 106: Desplazamientos máximos de entrepiso en dirección Y, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....193

Figura 107: Máximo desplazamiento de entrepiso en dirección Y, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....194

Figura 108: Nomenclatura utilizada para cada aislador, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....195

Figura 109: Máximo desplazamiento en dirección X para el aislador, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....197

Figura 110: Máximo desplazamiento en dirección Y para el aislador, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....197

Figura 111: Máximo desplazamiento en dirección X para el aislador, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....199

Figura 112: Máximo desplazamiento en dirección Y para el aislador, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....199

Figura 113: Gráfica del movimiento de terreno debido al sismo de Lima en 1966.....206

Figura 114: Gráfica del movimiento de terreno debido al sismo de Ancash en 1970.....206

Figura 115: Gráfica del movimiento de terreno debido al sismo de Lima en 1974.....	207
Figura 116: Grafica del ajuste espectral, en el programa Etabs V16 del movimiento de terreno debido al sismo de Lima en 1966, componente Este – Oeste (E-W).....	208
Figura 117: Grafica del ajuste espectral, en el programa Etabs V16 del movimiento de terreno debido al sismo de Lima en 1966, componente Norte – Sur (N-S).....	209
Figura 118: Grafica del ajuste espectral, en el programa Etabs V16 del movimiento de terreno debido al sismo de Ancash en 1970, componente Este – Oeste (E-W).....	209
Figura 119: Gráfica del ajuste espectral, en el programa Etabs V16 del movimiento de terreno debido al sismo de Ancash en 1970, componente Norte – Sur (N-S).....	210
Figura 120: Gráfica del ajuste espectral, en el programa Etabs V16 del movimiento de terreno debido al sismo de Lima en 1974, componente Este – Oeste (E-W).....	210
Figura 121: Gráfica del ajuste espectral, en el programa Etabs V16 del movimiento de terreno debido al sismo de Lima en 1974, componente Norte – Sur (N-S).....	211
Figura 122: Grafica de la función seno, denominada función Rampa – Gravedad (Ramp TH).....	213
Figura 123: Caso de carga Gravitacional, denominada TH - Gravedad.....	214
Figura 124: Caso de carga para cada par de movimientos del terreno.....	215

Figura 125: Relación de amortiguamiento para cada modo de vibración, en el caso de carga para cada par de movimiento de terreno.	216
Figura 126: Parámetros asignados, para el modelamiento del aislador en el programa de cómputo, para un análisis no lineal en el límite inferior, (Lower Bound).....	218
Figura 127: Parámetros asignados, para el modelamiento del aislador en el programa de cómputo, para un análisis no lineal en el límite superior, (Upper Bound)	219
Figura 128: Desplazamientos absolutos máximos de entrepiso en dirección X e Y, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	221
Figura 129: Desplazamientos absolutos máximos de entrepiso en dirección X e Y, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	222
Figura 130: Comportamiento histerético del aislador K7, en la dirección U2, para cada uno de los pares de movimientos de terreno, en el límite inferior.....	230
Figura 131: Comportamiento histerético del aislador K21, en la dirección U3, para cada uno de los pares de movimientos de terreno, en el límite inferior.....	231
Figura 132: Comportamiento histerético del aislador K2, en la dirección U2, para cada uno de los pares de movimientos de terreno, en el límite superior.....	232

Figura 133: Comportamiento histerético del aislador K1, en la dirección U3, para cada uno de los pares de movimientos de terreno, en el límite superior.....	233
Figura 134: Pedestales y muros de sótano en el modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”, preparado para el análisis de la cimentación.....	242
Figura 135: Modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”, preparado para el análisis de la cimentación, con sistemas de protección sísmica en funcionamiento, con parámetros lineales, en el límite superior.....	243
Figura 136: Vista 3D, modelo de la cimentación, del modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	247
Figura 137: Vista en planta, modelo de la cimentación, del modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	248
Figura 138: Cargas muertas impuestas al modelo de la cimentación, del modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	248
Figura 139: Cargas vivas impuestas al modelo de la cimentación, del modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	249
Figura 140: Verificación 1 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo aislado del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	250
Figura 141: Verificación 2 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo aislado del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	250
Figura 142: Verificación 3 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo aislado del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	251



Figura 143: Verificación 4 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo aislado del “POOL DE AULAS – POOL A”.....251

Figura 144: Verificación 5 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo aislado del “POOL DE AULAS – POOL A”.....252

CAPÍTULO 4

Figura 145: Modo 1, $T1_{convencional} = 0.455$, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.....261

Figura 146: Modo 1, $T1_{aislado} = 2.711$, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”, límite inferior.....261

Figura 147: Desplazamientos relevantes en X, para la edificación con sistema de cimentación convencional y sistema de cimentación aislada.....264

Figura 148: Desplazamientos relevantes en Y, para la edificación con sistema de cimentación convencional y sistema de cimentación aislada.....264

Figura 149: Barras estadísticas comparativas, de los costos directos a nivel de montos y porcentajes, considerando los dispositivos de aislación, para la edificación con cimentación convencional y cimentación aislada.....279

Figura 150: Barras estadísticas comparativas, de los costos directos a nivel de montos y porcentajes, sin considerar los dispositivos de aislación, para la edificación con cimentación convencional y cimentación aislada.....281

Figura 151: Circunferencia estadística, de los montos y porcentajes de incidencia de cada título, en el presupuesto, para la edificación con cimentación convencional.....283

Figura 152: Circunferencia estadística, de los montos y porcentajes de incidencia de cada título, en el presupuesto, para la edificación con cimentación aislada.....284

Figura 153: Barras estadísticas comparativas, de los montos de cada título, en los presupuestos, para la edificación con cimentación convencional y la edificación con cimentación aislada.....284

Figura 154: Circunferencia estadística, de los montos y porcentajes de incidencia de los elementos estructurales, en el título de estructuras de concreto armado, en el presupuesto para la edificación con cimentación convencional.....287

Figura 155: Circunferencia estadística, de los montos y porcentajes de incidencia de los elementos estructurales y aisladores sísmicos, en los títulos de estructuras de concreto armado y dispositivos de aislación sísmica, en el presupuesto para la edificación con cimentación aislada.....288



ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO 3

Tabla 1: Tabla N°1, Norma E.030, factores de zona “Z”	080
Tabla 2: Tabla N°2, Norma E.030, perfiles de suelo.....	081
Tabla 3: Tabla N°3, Norma E.030, factores de suelo “S”	081
Tabla 4: Tabla N°4, Norma E.030, períodos TP y TL.....	081
Tabla 5: Tabla N°5, Norma E.030, categoría de las edificaciones y factor “U”	083
Tabla 6: Tabla N°10, Norma E.030, categoría y regularidad de las edificaciones.....	084
Tabla 7: Tabla N°6, Norma E.030, categoría y sistema estructural de las edificaciones.....	085
Tabla 8: Tabla N°7, Norma E.030, sistemas estructurales.....	086
Tabla 9: Tabla N°11, Norma E.030, límites para la distorsión de entrepiso....	088
Tabla 10: Espectro Normativo de Pseudo – Aceleraciones, NTP: E.030.....	091
Tabla 11: Tabla comparativa para distorsiones por nivel, en dirección X e Y, para la verificación de irregularidad de rigidez - piso blando.....	094
Tabla 12: Tabla comparativa para fuerzas cortantes de entrepiso, en dirección X e Y, para la verificación de irregularidad de resistencia - piso débil.....	095
Tabla 13: Tabla comparativa para masas por nivel, para la verificación de irregularidad de masa o peso.....	096
Tabla 14: Tabla comparativa entre desplazamientos relativos máximos de entrepiso y desplazamientos relativos del centro de masa para todos los niveles, en dirección X e Y, para la verificación de irregularidad torsional.....	097



Tabla 15: Tabla comparativa del porcentaje de incidencia de la cortante dinámica en la base, para muros de corte y columnas, en dirección X e Y, para la verificación del sistema estructural.....	099
Tabla 16: Tabla de periodos modales y frecuencias.....	100
Tabla 17: Tabla de participación modal.....	101
Tabla 18: Tabla de desplazamientos de entrepiso y derivas, en la dirección X.....	103
Tabla 19: Tabla de desplazamientos de entrepiso y derivas, en la dirección Y.....	104
Tabla 20: Tabla de desplazamientos máximos de entrepiso en dirección X e Y.....	104
Tabla 21: Tabla de reacciones dinámicas y estáticas en la base, para la dirección X e Y.....	106
Tabla 22: Tabla de fuerzas laterales equivalentes asignadas a un centro de masa, para la dirección X e Y.....	109
Tabla 23: Tabla de presiones ejercidas al terreno, mediante las zapatas del modelo convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	112
Tabla 24: Tabla del resumen del acero de refuerzo en zapatas.....	115
Tabla 25: Tabla del resumen del acero de refuerzo en vigas de cimentación.....	116
Tabla 26: Tabla del resumen del acero de refuerzo en columnas.....	116
Tabla 27: Tabla del resumen del acero de refuerzo en placas.....	117
Tabla 28: Tabla del resumen del acero de refuerzo en vigas.....	118
Tabla 29: Tabla del resumen del acero de refuerzo en losas.....	119
Tabla 30: Espectro Elástico de Pseudoaceleración para MCE.....	130



Tabla 31: Distribución Vertical de la Fuerza en Altura.....	170
Tabla 32: Peso por nivel en Tn, de la edificación con sistema de aisladores sísmicos.....	170
Tabla 33: Distribución vertical de la fuerza en altura, para la edificación con sistema de aisladores sísmicos, para el límite inferior (Lower Bound) y límite superior (Upper Bound).....	172
Tabla 34: Tabla de periodos modales y frecuencias (Límite Inferior).....	181
Tabla 35: Tabla de porcentajes de participación modal (Límite Inferior).....	182
Tabla 36: Tabla de periodos modales y frecuencias (Límite Superior).....	184
Tabla 37: Tabla de porcentajes de participación modal (Límite Superior).....	185
Tabla 38: Tabla de desplazamientos máximos y derivas de entrepiso permisibles en dirección X, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	188
Tabla 39: Tabla de desplazamientos máximos y derivas de entrepiso permisibles en dirección Y, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	189
Tabla 40: Tabla de desplazamientos máximos y derivas de entrepiso permisibles en dirección X, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	192
Tabla 41: Tabla de desplazamientos máximos y derivas de entrepiso permisibles en dirección Y, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	193
Tabla 42: Tabla de deformaciones máximas en los dispositivos de aislación, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.....	196



Tabla 43: Tabla de deformaciones máximas en los dispositivos de aislación, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”198

Tabla 44: Tabla de fuerzas y desplazamientos axiales en los dispositivos de aislación, en el límite superior y en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”201

Tabla 45: Tabla de reacciones en la base, para la demanda sísmica considerando y no considerando RASCE,aislado, para el límite superior y límite inferior, en el modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”...202

Tabla 46: Lista de señales de los movimientos de terreno, utilizados para el análisis historia de respuesta FNA.....205

Tabla 47: Desplazamientos absolutos máximos de entrepiso en dirección X e Y, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”220

Tabla 48: Análisis de derivas en dirección X e Y, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”221

Tabla 49: Desplazamientos absolutos máximos de entrepiso en dirección X e Y, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”222

Tabla 50: Análisis de derivas en dirección X e Y, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”223

Tabla 51: Tabla de deformaciones máximas absolutas en los dispositivos de aislación, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”225



Tabla 52: Tabla de deformaciones máximas absolutas por corte en los dispositivos de aislación, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”226

Tabla 53: Tabla de deformaciones máximas absolutas en los dispositivos de aislación, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”227

Tabla 54: Tabla de deformaciones máximas absolutas por corte en los dispositivos de aislación, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”228

Tabla 55: Valores máximos y mínimos para el desplazamiento y fuerza cortante en el ciclo histerético del aislador K7, en dirección U2, en el límite inferior.....230

Tabla 56: Valores máximos y mínimos para el desplazamiento y fuerza cortante en el ciclo histerético del aislador K21, en dirección U3, en el límite inferior.....231

Tabla 57: Valores máximos y mínimos para el desplazamiento y fuerza cortante en el ciclo histerético del aislador K2, en dirección U2, en el límite superior.....232

Tabla 58: Valores máximos y mínimos para el desplazamiento y fuerza cortante en el ciclo histerético del aislador K1, en dirección U3, en el límite superior.....233

Tabla 59: Esfuerzos axiales (fuerza hacia abajo) en los aisladores, en el límite inferior.....235

Tabla 60: Deformaciones axiales (levantamiento) en los aisladores, en el límite inferior.....236



Tabla 61: Esfuerzos axiales (fuerza hacia abajo) en los aisladores, en el límite superior.....237

Tabla 62: Deformaciones axiales (levantamiento) en los aisladores, en el límite superior.....238

Tabla 63: Tabla comparativa de resultados obtenidos para la edificación, mediante el “Método de la Fuerza lateral equivalente” y el “Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA) ”.....239

Tabla 64: Tabla comparativa de resultados obtenidos para los dispositivos de aislación, mediante el “Método de la Fuerza lateral equivalente” y el “Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA) ”.....240

Tabla 65: Tabla de fuerzas laterales equivalentes, en el límite superior, para la dirección X e Y, en el modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”, utilizadas para el análisis de la cimentación, cuyos valores en el modelo matemático se afectan por un coeficiente de amplificación de 2.....246

Tabla 66: Tabla de presiones ejercidas al terreno, mediante las zapatas del modelo aislado del “POOL DE AULAS – POOL A”.....249

Tabla 67: Tabla del resumen del acero de refuerzo en zapatas.....253

Tabla 68: Tabla del resumen del acero de refuerzo en vigas de cimentación.....254

Tabla 69: Tabla del resumen del acero de refuerzo en muros de sostenimiento.....254

Tabla 70: Tabla del resumen del acero de refuerzo en pedestales.....254

Tabla 71: Tabla del resumen del acero de refuerzo en columnas.....255

Tabla 72: Tabla del resumen del acero de refuerzo en vigas.....256



Tabla 73: Tabla del resumen del acero de refuerzo en losas.....257

CAPÍTULO 4

Tabla 74: Tabla comparativa de los modos de vibración, de la edificación con sistema de cimentación convencional y sistema con cimentación aislada.....259

Tabla 75: Tabla comparativa de los desplazamientos máximos de entrepiso, de la edificación con sistema de cimentación convencional y sistema con cimentación aislada.....262

Tabla 76: Tabla comparativa de los desplazamientos relativos máximos de entrepiso, de la edificación con sistema de cimentación convencional y sistema con cimentación aislada.....265

Tabla 77: Tabla comparativa de las derivas permisibles de entrepiso, de la edificación con sistema de cimentación convencional y sistema con cimentación aislada.....266

Tabla 78: Tabla comparativa de las fuerzas laterales equivalentes asignadas a un centro de masa, de la edificación con sistema de cimentación convencional y sistema con cimentación aislada.....269

Tabla 79: Tabla comparativa de la fuerza cortante en la base, de la edificación con cimentación convencional y la edificación con cimentación aislada.....270

Tabla 80: Tabla comparativa de los costos directos considerando los dispositivos de aislación, para la edificación con cimentación convencional y cimentación aislada.....279

Tabla 81: Tabla comparativa de los costos directos sin considerar los dispositivos de aislación, para la edificación con cimentación convencional y cimentación aislada.....280

Tabla 82: Tabla comparativa de los costos directos por título del presupuesto, para la edificación con cimentación convencional y cimentación aislada.....282

Tabla 83: Tabla comparativa de los costos directos en elementos de concreto armado del presupuesto, para la edificación con cimentación convencional y cimentación aislada incluyendo los dispositivos de aislación.....286

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación, se desarrolló un análisis sísmico comparativo entre un modelo con cimentación convencional y un modelo con protección sísmica, aislando la cimentación mediante aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB; este análisis se ejecutó para una edificación de 5 niveles denominada Pool de Aulas, Pool A, ubicada en la ciudad de Nuevo Chimbote, en la Universidad Nacional del Santa. Se realizó un análisis comparativo de la respuesta estructural de la edificación para ambos modelos, mediante la normativa sismo resistente y normativa extranjera; con la finalidad de exhortar a los profesionales la implementación de un sistema con protección sísmica en la base, en diferentes tipos de edificaciones, brindando una alternativa de análisis y diseño.



ABSTRACT

In the present research work, it develop a comparative seismic analysis between a conventional foundation model and a model of seismic protection, isolating the foundation through isolators elastomer, with lead core LRB; this analysis will be executed for a building of 5 level, called Pool de Aulas, Pool A, located in the city of Nuevo Chimbote in the Universidad Nacional del Santa. Intends to carry out a comparative analysis of the structural response of the building for both models, through the standard seismic resistant, and foreign regulations; in order to encourage professionals the implementation of a system of seismic protection at the base, on different types of buildings, providing an alternative analysis, and design.



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO, TENIENDO EN CUENTA CIMENTACIÓN CONVENCIONAL Y CIMENTACION AISLADA, APLICADO AL POOL DE AULAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA”



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

El Perú se ubica en la zona conocida como “Cinturón de Fuego del Pacífico”, entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, razón por la cual el país ha experimentado y seguirá experimentando importantes eventos sísmicos. Los sismos son impredecibles hasta el momento, por lo cual, con la tecnología que se tiene hoy en día, se busca que las construcciones puedan resistir las fuerzas de estos eventos, evitando su colapso, dando tiempo para la evacuación de las personas y reduciendo los gastos de reparación.

Para realizar construcciones sismo resistentes, se plantea una tecnología muy utilizada en el mundo, que en los últimos años ha tenido mayor repercusión, aunque se viene utilizando desde muchos años atrás, esta técnica se denomina “Protección Sísmica”; cuyos competentes más utilizados son la “Disipación de energía”, y el “Aislamiento sísmico en la Base”, cuyo desarrollo a nivel de análisis y diseño es la concepción para de este trabajo de investigación. El objetivo del aislamiento sísmico en la base puede optarse para todo tipo de edificaciones, dependiendo de las características particulares de cada una.

En esta tesis se implementa un sistema con aislamiento sísmico en la base, aplicado a una edificación ya construida, haciendo la comparación con su similar, con cimentación convencional, verificando la reducción del impacto sísmico.

El desarrollo del presente trabajo radica en comparar mediante el diseño normativo sismo resistente (RNE) y normativa extranjera (ASCE/SEI 7-16), una edificación con sistema de cimentación convencional y la misma edificación, añadiendo un sistema de aislación sísmica en la base, mediante aisladores

elastoméricos con Núcleo de Plomo LRB, brindando a los profesionales una alternativa directa de análisis y diseño, utilizando la normativa extranjera, contrastando parámetros con la normativa peruana, ajustando la técnica del "Aislamiento sísmico en la Base", a la realidad nacional, innovando su utilización, para el alcance de todos.

Finalmente, se da a conocer los resultados comparativos entre estos dos sistemas mencionados, analizando su comportamiento frente a un evento sísmico y a nivel económico.

1.2 ANTECEDENTES

Según referencia histórica, se conoce que hace cientos de años, en China e India, los pobladores construían sus casas montadas sobre dos losas, con arena o piedras, de modo que cuando se presentaba un movimiento telúrico, la casa se deslizaba, evitando someter la estructura a la fuerza del sismo. El inconveniente era que la casa quedaba desplazada, y por lo tanto debería devolverse a su lugar, haciendo de ello una actividad muy difícil de realizar; esta tecnología no siguió con su desarrollo, sino hasta la década de los setenta y ochenta, en Nueva Zelanda, EE UU y Japón.

Durante la última década el concepto de aislación sísmica ha comenzado a ser considerado seriamente como una alternativa en el diseño sismo resistente de estructuras, especialmente en aquellos casos en que se busca un mejor desempeño sísmico para las estructuras y sus contenidos. El excelente desempeño que las estructuras aisladas han tenido durante los sismos de Northridge, Los Ángeles, (1994) y Kobe (1995), avalan las bondades de esta alternativa en cuanto a aumentar considerablemente el nivel de seguridad para



las personas y que estructura se encuentre operativa después de un sismo (De La Llera, 2013).

Estas tendencias de protección sísmica, **como el caso de la aislación en la base**, están planteadas para disminuir la demanda del evento que interactúa con la estructura (aceleración del terreno producida por la fuerza del sismo), logrando obtener una menor capacidad de los elementos (estructuras menos rígidas y más flexibles), absorbiendo la interfaz de aislación la mayor cantidad de energía.

1.2.1 SISMOS EN EL PERU

Perú forma parte de la zona conocida como “Cinturón de Fuego del Pacífico”, ubicado en el encuentro de la placa de Nazca y la placa Sudamericana, razón por la cual el país ha experimentado en los últimos 50 años importantes eventos sísmicos, que han provocado pérdidas humanas y materiales; tales como: Pisco 2007, Moquegua 2005, Nazca 1996, Lima 1974, Ancash 1970, entre otros.

En Ancash se registraron varios eventos sísmicos, siendo el de mayor consideración el producido en el año 1970, actualmente el departamento presenta un silencio sísmico de 48 años.



Figura 1. Jr. José Olaya, Chimbote 1970.

Fuente: Escudero. E. (2013). Chimbote a través del tiempo. [Fotografía]. Recuperado de <https://es.slideshare.net/EESCUDEROS/chimbote-a-travs-del-tiempo>



Figura 2. Cementerio de Yungay, Yungay 1970.

Fuente: (USGS). [Fotografía]. Recuperado de <https://laprensa.peru.com/actualidad/noticia-10-inolvidables-imagenes-terremoto-ancash-1970-12090>

1.2.2 AISLACIÓN EN LA BASE APLICADA EN TODO EL MUNDO

Japón

Se utilizaron aisladores elastoméricos en la base en edificaciones nuevas como en la preservación de los patrimonios culturales del país.



Figura 3. Museo Nacional del Arte Occidental, Tokio.

Fuente: Simbort. E. (2016). Introducción al aislamiento sísmico. [Fotografía].



Figura 4. Daigokuden, Nara.

Fuente: Simbort. E. (2016). Introducción al aislamiento sísmico. [Fotografía].

Taiwán

En Taiwán se utilizaron aisladores elastoméricos en la construcción de hospitales tales como el “Hospital General de Xindian” para un desplazamiento lateral de un metro, la deformación por esfuerzo cortante en el aislador fue de 400%; y en el “Hospital de Tan Tzu”, que cuenta con 400 aisladores, situado a 200 metros de una falla tectónica principal.



Figura 5. Hospital General de Xindian, Taiwán.

Fuente: Simbort. E. (2016). Introducción al aislamiento sísmico. [Fotografía].



Figura 6. Hospital de Tan Tzu, Taiwán.

Fuente: Simbort. E. (2016). Introducción al aislamiento sísmico. [Fotografía].

Rusia

En Rusia se utilizaron aisladores elastoméricos para la reconstrucción y preservación de iglesia del Arcángel Miguel, ahora Irkutsk.



Figura 7. Iglesia del Arcángel Miguel, Rusia.

Fuente: Simbort. E. (2016). Introducción al aislamiento sísmico. [Fotografía].

Italia

En Italia se utilizaron aisladores elastoméricos en la construcción del “hospital Ospedale del Mare” en Nápoles y en la modernización de un “hospital en Avellino”



Figura 8. Hospital Ospedale del Mare, Nápoles.

Fuente: Simbort. E. (2016). Introducción al aislamiento sísmico. [Fotografía].



Figura 9. Modernización de hospital, Avellino.

Fuente: Simbort. E. (2016). Introducción al aislamiento sísmico. [Fotografía].

Turquía

En Turquía se utilizaron aisladores elastoméricos en la construcción del “hospital Erzurum”, ha sido diseñado como uno de los hospitales aislados más grandes del mundo, con una capacidad total de camas de 1,500. El campus consiste en cinco bloques que serán aislados.



Figura 10. Hospital Erzurum, Turquía.

Fuente: Simbort. E. (2016). Introducción al aislamiento sísmico. [Fotografía].

Nueva Zelanda

En Nueva Zelanda se utilizaron aisladores en la construcción del “hospital regional de Wellington”, se terminó de construir en el año 2008 equipado con 135 aisladores elastoméricos y 132 aisladores de fricción, el edificio consta de 7 niveles con un área total de: 44 700 m².



Figura 11. Hospital Regional, Wellington.

Fuente: Simbort. E. (2016). Introducción al aislamiento sísmico. [Fotografía].

Chile

Chile es uno de los países que contempla la tecnología de aislamiento en la base más implementada, a nivel de Sudamérica, teniendo su propio código de diseño y propios fabricantes de aisladores, posee las edificaciones más antiguas con aislamiento en la base del continente, tales como el “centro San Carlos, de la Universidad Católica”, y el “hospital Militar de la Reina”.



Figura 12. Hospital Militar de la Reina, Chile.

Fuente: Simbort. E. (2016). Introducción al aislamiento sísmico. [Fotografía].

Perú

En el Perú ya se implementó la tecnología de aislación sísmica en la base, mediante aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, obtenidos mediante importación, son diferentes edificios que ya se han construido con este sistema, tales como: “Nueva Sede Graña y Montero – Miraflores, Lima”, “Centro de Información e Investigación de la FIC-UNI – Ate, Lima”, “ Nuevo Campus UTEC – Barranco, Lima”, “ Hospital II-1 Santa Gema De Yurimaguas – Región Yurimaguas”, “ Hospital Bellavista – Bellavista, San Martín”, entre otros edificios a nivel nacional.



Figura 13. Nuevo Campus UTEC, Lima.

Fuente: Simbort. E. (2016). Introducción al aislamiento sísmico. [Fotografía].

1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Perú forma parte de la zona conocida como “Cinturón de Fuego del Pacífico”, ubicado en el encuentro de la placa de Nazca y la placa Sudamericana, razón por la cual el país ha experimentado en los últimos 50 años importantes eventos sísmicos, que han provocado pérdidas humanas y materiales, siendo el de mayor envergadura, el sismo de 1970 en el departamento de Ancash.

En Chimbote se registraron varios eventos sísmicos, siendo el de mayor consideración el producido en el año 1970, actualmente la ciudad presenta un silencio sísmico de aproximadamente 46 años.

Las edificaciones de categoría A (de acuerdo a la clasificación indicada en la NTP: E.030 para edificaciones según su uso), como el edificio a analizar en esta investigación, son de vital importancia después de presentarse un evento sísmico, por lo cual, este tipo de edificaciones no deberían colapsar ni presentar daños importantes en los elementos estructurales que la conforman.

Por la alta vulnerabilidad que presenta el país ante eventos sísmicos, el objetivo del aislamiento sísmico en la base puede optarse para todo tipo de edificaciones, dependiendo de las características particulares de cada una.

Esta Tesis está orientada a la implementación de un sistema con aislamiento sísmico en la base, aplicado al Pool de Aulas de la Universidad Nacional del Santa.

¿Utilizando aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB, se puede reducir el impacto sísmico en el Pool de Aulas, es decir, evitar la presencia de daño en los elementos estructurales, impedir el colapso de la edificación, salvaguardando la función de la estructura y por ende la vida de las personas?

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar un análisis comparativo de la respuesta estructural, entre un sistema de protección sísmica en la base, mediante aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB, con un sistema de empotramiento convencional, bajo un criterio normativo sismo resistente, creando modelos estructurales asistidos por computadora, innovando la utilización de aisladores elastoméricos, dando a conocer una alternativa de cálculo y diseño.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar y utilizar los códigos de diseño sismo resistente según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), y códigos extranjeros, que complementen el análisis
- Realizar un análisis sísmico comparativo entre una edificación convencional, analizada y diseñada en relación a normativas sismo resistentes aplicadas en Perú, y una edificación con aisladores en la base, evaluada, utilizando normativas extranjeras contrastadas con parámetros adaptados al Perú, revisando el sistema de aislamiento sísmico, sus criterios de selección, variables a considerar y verificaciones que se realizan para su correcto funcionamiento.
- Realizar un análisis comparativo a nivel de costos, en términos estructurales, entre la edificación con cimentación convencional y la edificación con aisladores sísmicos en la base.
- Evidenciar cómo añadiendo una interfaz flexible entre el suelo y la superestructura, mediante aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB, se reduce el impacto sísmico en la edificación.

1.5 FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS

“La edificación con un sistema de aisladores elastoméricos con Núcleo de Plomo LRB, comparada con la edificación que presenta cimentación convencional, tendrá mejor comportamiento sísmico, es decir, reducirá los esfuerzos en los elementos estructurales y desplazamientos relativos de entrepiso y sus costos a nivel estructural serán mayores”.

1.6 JUSTIFICACIÓN

Se propone una alternativa de análisis y diseño de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB, aplicado a la edificación de Pool de Aulas de la Universidad Nacional del Santa – Pool A, obteniendo un modelo con cimentación aislada; con la finalidad de evidenciar la reducción del impacto sísmico, comparándolo con el modelo de la misma edificación, pero con cimentación convencional; dando a conocer un método de cálculo resumido, simple, paso a paso, para el alcance de todos; que se ajuste a la realidad nacional, promoviendo e invocando la utilización de los sistemas de aislación sísmica en la base, para edificaciones futuras en nuestra región.

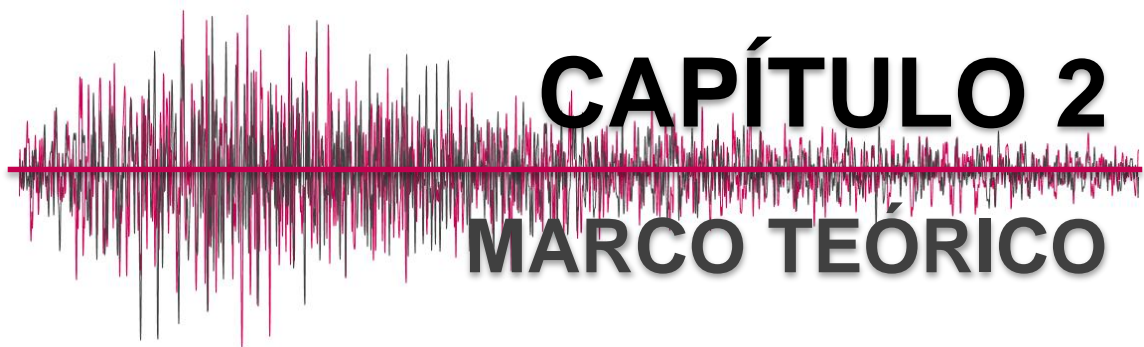
1.7 LIMITACIONES DEL TRABAJO

Si no suponemos que los elementos estructurales (vigas y columnas), para la edificación con cimentación aislada, se comporten elásticamente debido al aislamiento en la base, se podría haber realizado un análisis más extensivo a nivel estructural para el diseño final de los dispositivos de aislación, por medio del análisis historia de respuesta por integración directa, definiendo zonas de formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales. Evidenciando un análisis por desempeño sísmico, en conjunto con la incorporación de una interfaz de aislación.



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO, TENIENDO EN CUENTA CIMENTACIÓN CONVENCIONAL Y CIMENTACION AISLADA, APLICADO AL POOL DE AULAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA”



CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Los sistemas de protección sísmica de estructuras que se utilizan hoy en día, están basados en diseños bastante simples hasta diseños que incluyen modernos sistemas, automatizados en su totalidad; estos sistemas de protección sísmica se clasifican como se indica continuación.

2.1.1 SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PASIVOS

Los dispositivos comprendidos en los sistemas de protección sísmica pasivos, son los más utilizados actualmente, en esta categoría se incluye los disipadores de energía y los sistemas de aislación sísmica en la base. Estos dispositivos se diseñan y fabrican con la finalidad de reducir la respuesta dinámica de las estructuras, principalmente en eventos sísmicos, debido a sistemas mecánicos que permiten la disipación de energía por medio del calor.

Los sistemas de protección sísmica pasivos son:

2.1.1.1 AISLACIÓN BASAL O AISLACIÓN SÍSMICA

El desarrollo total de esta tesis, se basa en este tipo de sistema.

Una estructura con cimentación convencional, experimenta deformaciones por cada nivel de altura, determinadas en distorsiones o derivas, y aceleraciones amplificadas en los niveles más altos, contrastando con las estructuras aisladas sísmicamente, estas experimentan principalmente deformaciones en la base de la estructura, en la interfaz de aislación, y las aceleraciones son relativamente uniformes en altura.

El concepto de aislación sísmica tiene como concepción la idea de aislar una estructura del suelo de fundación añadiendo una interfaz bastante flexible conformada por elementos que reducen el efecto de los sismos; estos

elementos son los aisladores sísmicos, los cuales son dispositivos que absorben mediante grandes deformaciones la energía que el movimiento del terreno trasmite a una estructura en un evento sísmico. Estos dispositivos son de diferentes formas y tipos, siendo los más conocidos y utilizados los conformados por goma de alto amortiguamiento, los de goma natural con núcleo de plomo (**tipo de aisladores utilizados en el desarrollo de esta tesis, aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo del tipo LRB**), los deslizables y los friccionales. Cuando se utilizan estos elementos, la estructura experimenta un cambio en la forma como se mueve durante un evento sísmico, permitiendo la reducción de fuerzas que actúan sobre ella.

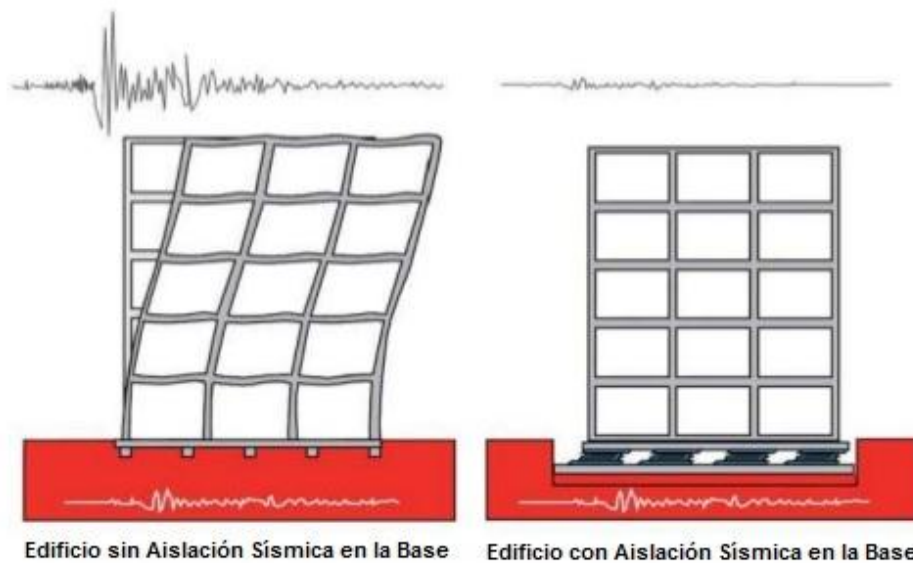


Figura 14. Edificios sin y con Aislación Sísmica en la Base.

Fuente: Vargas. C. (2015). *Tecnología Anti - Sísmica*. [Imagen]. Recuperado de <https://antisismos.blogspot.com/2015/06/III-antecedentes-generales-de-la.html>

2.1.1.2 DISIPACIÓN DE ENERGÍA O DISIPADORES SÍSMICOS

Se basa en la idea de añadir a la estructura, dispositivos que permitan el aumento de la capacidad de perder energía de la misma, durante un evento sísmico. Todas las estructuras disipan (eliminan) energía ocasionada por un evento sísmico, mediante deformaciones, pero al colocar un dispositivo de disipación de energía, estos experimentarán grandes deformaciones con los movimientos de la estructura durante el evento, es así que mediante estas deformaciones se incrementa, en gran magnitud, la capacidad de disipar energía, con una reducción de deformaciones de la propia estructura. Estos dispositivos se conocen como disipadores de energía o amortiguadores sísmicos, siendo de diferentes formas o principios de operación, los más conocidos se fabrican a partir de un elemento con fluido viscoso que se deforma, o un elemento metálico que desarrolla la fluencia fácilmente.

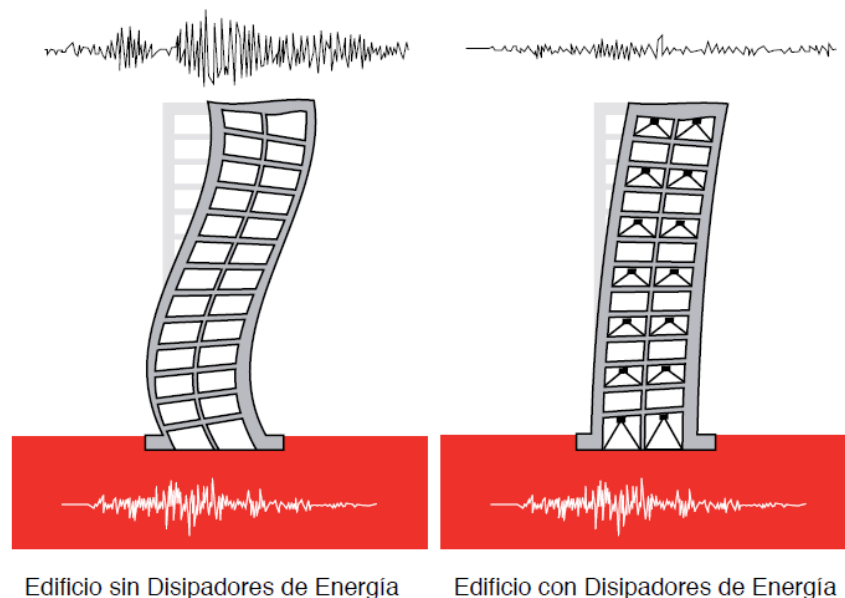


Figura 15. Edificios sin y con Disipadores de Energía.

Fuente: Vargas. C. (2015). *Tecnología Anti - Sísmica*. [Imagen]. Recuperado de <https://antisismos.blogspot.com/2015/06/III-antecedentes-generales-de-la.html>

2.1.2 SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA ACTIVOS

Los sistemas activos de protección sísmica son muy complejos, los cuales presentan sensores de movimiento, sistemas de control, procesadores de datos y señales, y actuadores dinámicos; todo este sistema monitorea la respuesta dinámica de la estructura frente a un evento sísmico, en tiempo real, percibiendo movimientos y aplicando las fuerzas necesarias para neutralizar los efectos sísmicos. La principal desventaja de los sistemas activos de protección sísmica, además de su costo, es que para su funcionamiento necesitan de una fuente de alimentación externa continua, pero hasta hoy en día son la mejor alternativa de protección sísmica, pues permiten ir modificando la respuesta de los dispositivos en tiempo real, lo que implica un mejor comportamiento de la estructura durante un evento sísmico.

2.1.3 SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA SEMIACTIVOS

Los sistemas semiactivos de protección sísmica, al igual que los sistemas activos, poseen un mecanismo de monitoreo en tiempo real, de la respuesta estructural ocasionada por un evento sísmico, pero la diferencia con los sistemas activos, es que estos no ejercen fuerzas de control directamente sobre la estructura, pues solo modifican en tiempo real, las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía. Estos sistemas son los amortiguadores de masa semiactivos, los dispositivos de fricción con fricción controlable, y los disipadores con fluidos electro o magnetorreológicos.

2.2 AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE

Los sistemas de aislamiento sísmico en la base suponen la instalación de unidades de aislamiento (aisladores) bajo puntos específicos de soporte de una

estructura. Estos dispositivos poseen una rigidez lateral mucho menor que la rigidez lateral de la estructura, buscando limitar la transferencia de energía de un movimiento sísmico hacia estructura. El sistema de aislamiento sísmico en la base representa el equilibrio entre la reducción de las fuerzas sísmicas y el incremento de los desplazamientos en la interfaz de aislación. Con el aumento de la flexibilidad del sistema de aislación sísmica, desplazamientos relativos de la estructura con respecto a su base, pueden convertirse en un problema bajo cargas no provenientes de un evento sísmico, como cargas de viento.

2.2.1 FILOSOFÍA GENERAL DEL AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE

Todos los sistemas de aislamiento sísmico en la base deben:

- Mantenerse estable en el desplazamiento requerido.
- Proporcionar resistencia incrementada con el aumento de desplazamiento.
- No tiene propiedades de degradación bajo cargas cíclicas repetidas.
- Tiene parámetros de ingeniería cuantificables.

2.2.2 PRINCIPIOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE

- El principio fundamental del aislamiento sísmico en la base es modificar la respuesta dinámica de la estructura, producida durante un evento sísmico, de tal manera que el suelo pueda desplazarse debajo de ella sin transmitir estos movimientos (y/o aceleraciones).
- El aislamiento sísmico en la base, es una técnica de diseño sismorresistente que tiene como principio la reducción de energía que percibe una estructura durante un evento sísmico, a través de la colocación de dispositivos muy flexibles horizontalmente, entre la subestructura y la superestructura.

2.2.3 OBJETIVOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE

Mejorar el desempeño de las estructuras en todos los niveles de peligro para:

- Minimizar la interrupción del uso de la instalación (por ejemplo, Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata).
- Reducir las deformaciones perjudiciales en los elementos estructurales y no estructurales.
- Reducir la respuesta de aceleraciones, minimizando el daño concerniente a los contenidos.
- Para sismos Menores y Moderados
 - ✓ Ningún daño a los elementos estructurales.
 - ✓ Ningún daño a los componentes no estructurales.
 - ✓ Ningún daño a los contenidos del edificio.
- Para sismos Severos
 - ✓ Ninguna falla del sistema de aislación.
 - ✓ Ningún daño significativo a los elementos estructurales.
 - ✓ Ningún daño extensivo a los componentes no estructurales.
 - ✓ Ninguna interrupción mayor a la función de la instalación.
 - ✓ Seguridad de Vida.

2.2.4 CARACTERÍSTICAS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE

- Flexibilidad en la interfaz de aislación para incrementar el periodo de vibración de la estructura y de este modo reducir la respuesta de la fuerza ocasionado debido a un evento sísmico.
- Disipación de energía para control del desplazamiento del sistema de aislación.

- Rigidez baja, frente a niveles reducidos de carga de viento y sismos menores.

2.2.5 APLICABILIDAD DEL AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE

Las estructuras rígidas son particularmente las más adecuadas para la aplicación del aislamiento sísmico en la base, pues estas se mueven a partir de zonas de aceleraciones elevadas del espectro de diseño, hasta zonas de aceleración baja; además, para estructuras muy rígidas, la excitación de la respuesta en los modos más elevados es refrenada, ya que los periodos de los modos más elevados de la superestructura son comúnmente mucho más pequeños que el periodo fundamental asociado con el sistema de aislación.

El aislamiento sísmico en la base es más efectivo en:

- Estructura cimentadas sobre suelos rígidos o semirrígidos.
- Estructura con periodo fundamental bajo (edificaciones de media y baja altura).

El aislamiento sísmico en la base es menos efectivo en:

- Estructuras cimentadas sobre suelos blandos o propensos a sufrir licuefacciones.
- Estructura con periodo fundamental elevado (edificaciones de gran altura).

2.2.6 ELEMENTOS BÁSICOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE

El aislamiento sísmico, como estrategia para proteger una estructura frente a un evento sísmico, se engloba en el ámbito de una serie de elementos básicos de comprensión, tales como:

2.2.6.1 EL DESPLAZAMIENTO DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA

El aislador es un dispositivo muy flexible en comparación con la flexibilidad de la estructura, por lo tanto, al colocar los aisladores bajo la superestructura, como consecuencia, aumenta la flexibilidad del sistema total; esta técnica permite alargar el período natural de vibración de la estructura, llevándolo lejos de las frecuencias predominantes de los movimientos sísmicos.

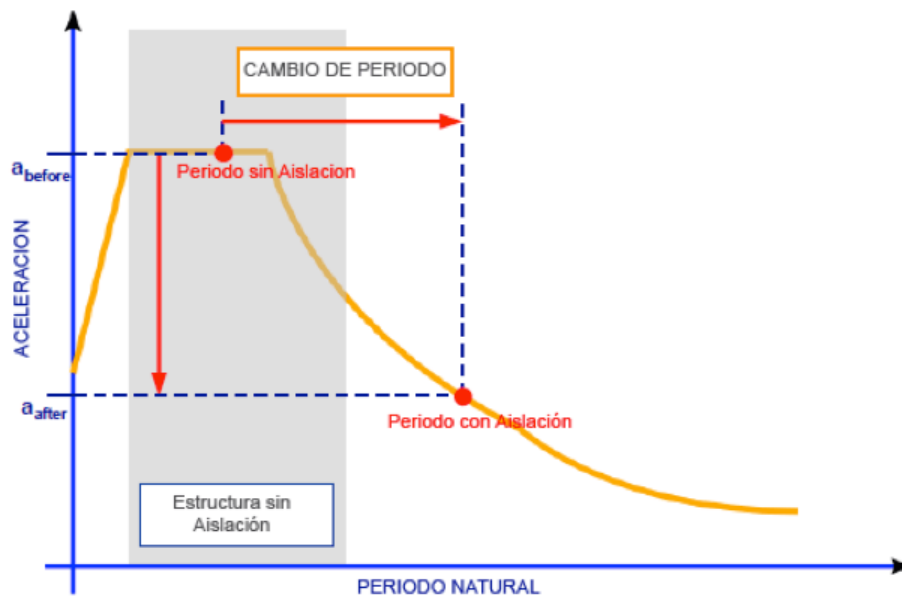


Figura 16. Período natural de vibración alargado en una estructura con y sin asilamiento en la base.

Fuente: Toledo, V. (2018). Sistemas de protección sísmica. [Imagen].

2.2.6.2 EL MODO DE VIBRACIÓN

El modo fundamental de vibración se altera dejando de ser traslacional (tipo voladizo) y se convierte en un modo de vibración de cuerpo rígido con deformaciones concentradas en el nivel de la interfaz de aislamiento.

2.2.6.3 EL AMORTIGUAMIENTO

El amortiguamiento propio del dispositivo de aislación, se utiliza para absorber la energía de la fuerza entrante debido al movimiento sísmico, con el fin de reducir los desplazamientos relativos de la estructura con respecto al suelo.

2.2.6.4 RIGIDEZ MÍNIMA

Los aisladores sísmicos proporcionan una rigidez mínima para niveles bajos de cargas de servicio horizontal, como el viento o cargas menores producidas por sismos.

2.2.7 EFECTOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE

2.2.7.1 PERSPECTIVA BAJO EL ESPECTRO DE RESPUESTA ACCELERACIÓN – DESPLAZAMIENTO, ESPECTRO ADRS

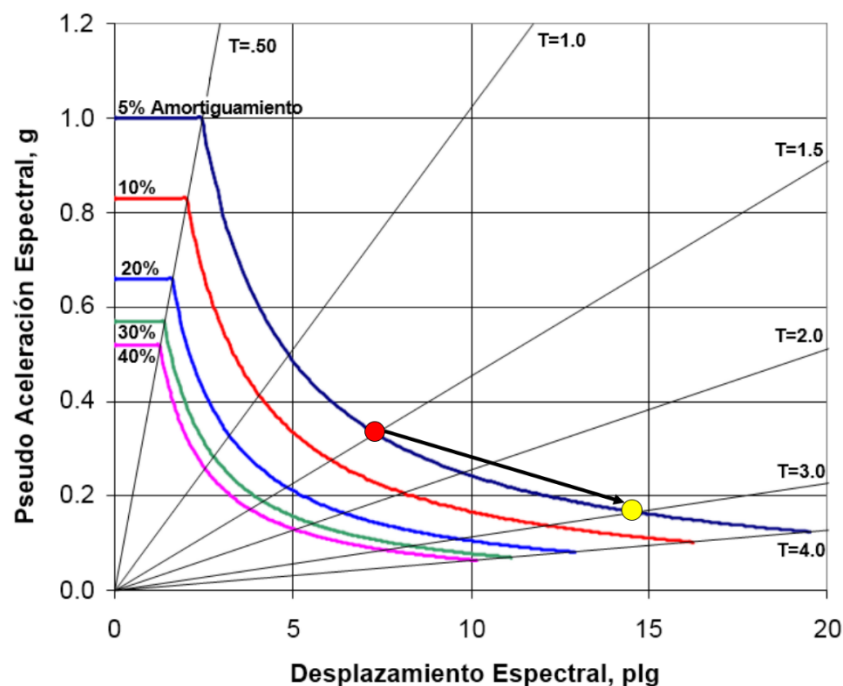


Figura 17. Conjunto de espectros de respuesta aceleración – desplazamiento, para demostrar el efecto de un sistema de aislación con una relación de amortiguamiento constante en la estructura.

Fuente: Toledo, V. (2018). Sistemas de protección sísmica. [Imagen].

En la figura 17, se muestra un conjunto de espectros de respuesta aceleración – desplazamiento, elásticos de diseño, utilizados en los análisis estáticos no lineales; en este tipo de espectros, las líneas de periodos constantes irradian desde el origen hacia fuera. Se supone una estructura elástica de un solo grado de libertad, con un periodo natural de 1.50 segundos y una relación de amortiguamiento del 5%, presenta según la figura, una respuesta pico de pseudo - aceleraciones y desplazamientos señalada por el círculo rojo. Al instalar un sistema de aislamiento sísmico en la base, el periodo natural se puede incrementar hasta en 3.0 segundos (aproximadamente el 75% de reducción en rigidez), resultando en un incremento en el desplazamiento pico y una reducción en la pseudo - aceleración pico (y por lo tanto se reduce la fuerza cortante), indicado por el círculo amarillo. El incremento del desplazamiento ocurre a través del sistema de aislación más que en la estructura, como la flecha indica, la respuesta se mueve a lo largo del espectro, al 5% amortiguado (al incluir un sistema de aislamiento sísmico en la base, también se consigue el aumento en la relación de amortiguamiento, pero solo en la interfaz de aislación). Con lo expuesto se concluye que con un sistema de aislamiento sísmico en la base, se disminuye la fuerza cortante y se incrementa el desplazamiento.

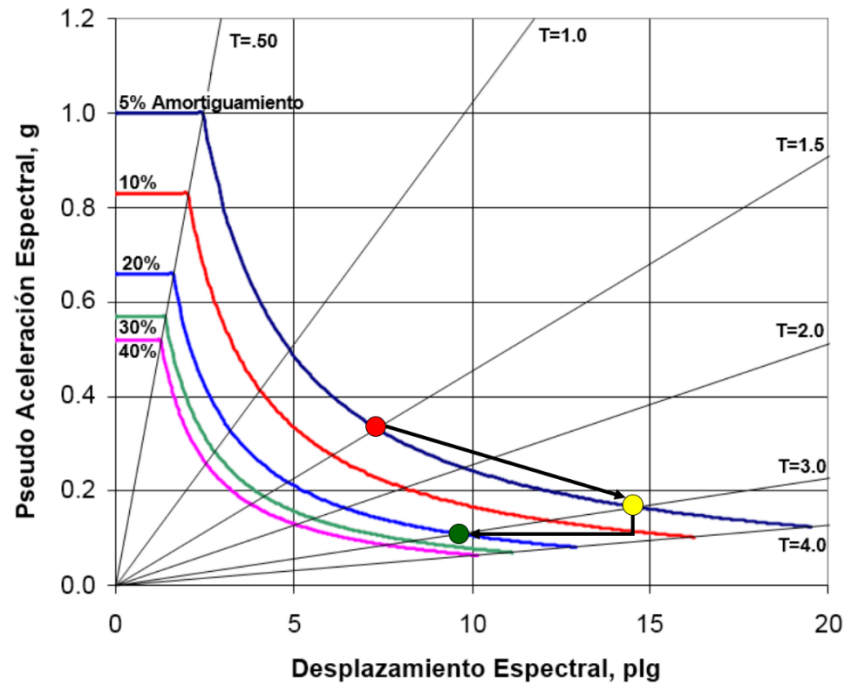


Figura 18. Conjunto de espectros de respuesta aceleración – desplazamiento, para demostrar el efecto de un sistema de aislación, con amortiguamiento añadido a la estructura (colocación de disipadores de energía en la superestructura).

Fuente: Toledo, V. (2018). Sistemas de protección sísmica. [Imagen].

Otra vez suponemos una estructura elástica de un solo grado de libertad con periodo natural de 1.50 segundos y una relación de amortiguamiento del 5%, la cual presenta según la figura 18, una respuesta pico de pseudo - aceleraciones y de desplazamientos señalada por el círculo rojo. Al instalar en la estructura un sistema de aislamiento sísmico en la base, el periodo natural se podría incrementar hasta en 3.0 segundos; y si a esto le añadimos un amortiguamiento adicional, como la colocación de disipadores de energía, la relación de amortiguamiento en la estructura se podría incrementar hasta en un 20%, obteniendo un desplazamiento pico, solo ligeramente incrementado y una reducción importante en el pico de pseudo-aceleración (reduciendo de esta manera la fuerza cortante), indicados por el círculo verde. El incremento de

desplazamiento ocurre a través del sistema de aislación más que en la estructura. Como la flecha indica, la primera respuesta se mueve a lo largo del espectro de diseño al 5% amortiguado debido a la reducción en la rigidez (instalación del aislamiento sísmico) y luego a lo largo de la línea del periodo natural constante debido al aumento del amortiguamiento (colocación de disipadores o amortiguadores en la estructura). Con lo explicado se concluye que con un sistema de aislamiento sísmico en la base, añadiendo amortiguadores o disipadores de energía a la estructura, se disminuye notablemente la fuerza cortante y se incrementa levemente el desplazamiento.

2.2.7.2 PERSPECTIVA BAJO ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACIONES Y DESPLAZAMIENTOS

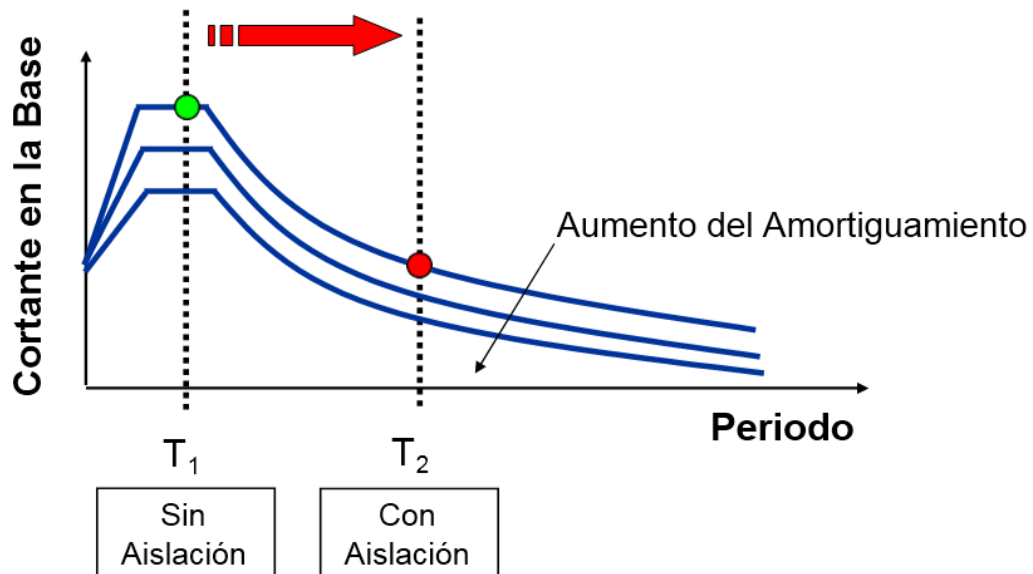


Figura 19. Espectros de respuesta de aceleración, con diferentes relaciones de amortiguamiento, para verificar los efectos de la incorporación de un sistema de aislación sísmica en la base.

Fuente: Toledo, V. (2018). Sistemas de protección sísmica. [Imagen].

En la figura 19, se presentan espectros de respuesta de diseño típicos de aceleraciones para tres niveles de relación de amortiguamiento, con lo cual se verifica que el mayor efecto del aislamiento sísmico en la base es el incremento del periodo natural, reduciendo de esta manera la aceleración y por ende la demanda de la fuerza sobre la estructura. En términos de energía; la incorporación de un sistema de aislación sísmica en la base cambia el periodo fundamental de la estructura, alejándolo de los componentes más fuertes en el movimiento sísmico del terreno, de este modo reduce la cantidad de energía transferida a la estructura. La energía que es transmitida hacia la estructura es grandemente disipada por los dispositivos del sistema de aislación.

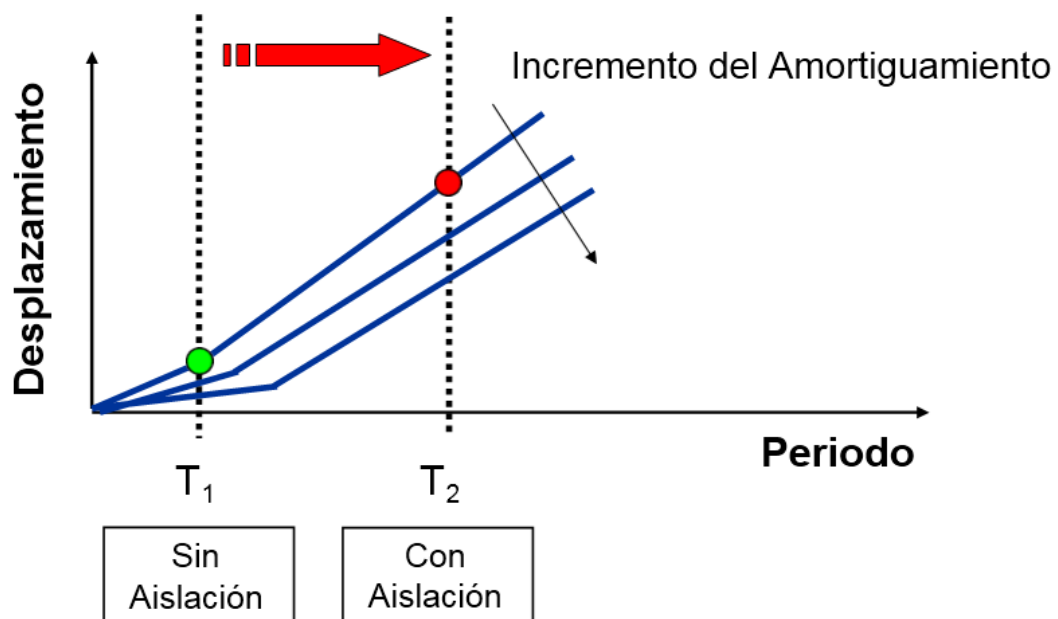


Figura 20. Espectros de respuesta de desplazamientos, con diferentes relaciones de amortiguamiento, para verificar los efectos de la incorporación de un sistema de aislación sísmica en la base.

Fuente: Toledo, V. (2018). Sistemas de protección sísmica. [Imagen].

En la figura 20, se muestra el espectro de respuesta de diseño típico de desplazamientos con tres niveles de relación de amortiguamiento. El mayor efecto del aislamiento sísmico consiste en incrementar el periodo natural de la estructura, incrementando así la demanda de desplazamientos; pero estos desplazamientos ocurren solo en la interfaz de aislación, produciendo desplazamientos relativos en cada nivel de la superestructura bastante pequeños, concebidos por desplazamientos en altura pequeños y casi constantes.

2.2.7.3 EFECTOS DEBIDO A LA CONDICIONES DEL SUELO DE FUNDACIÓN

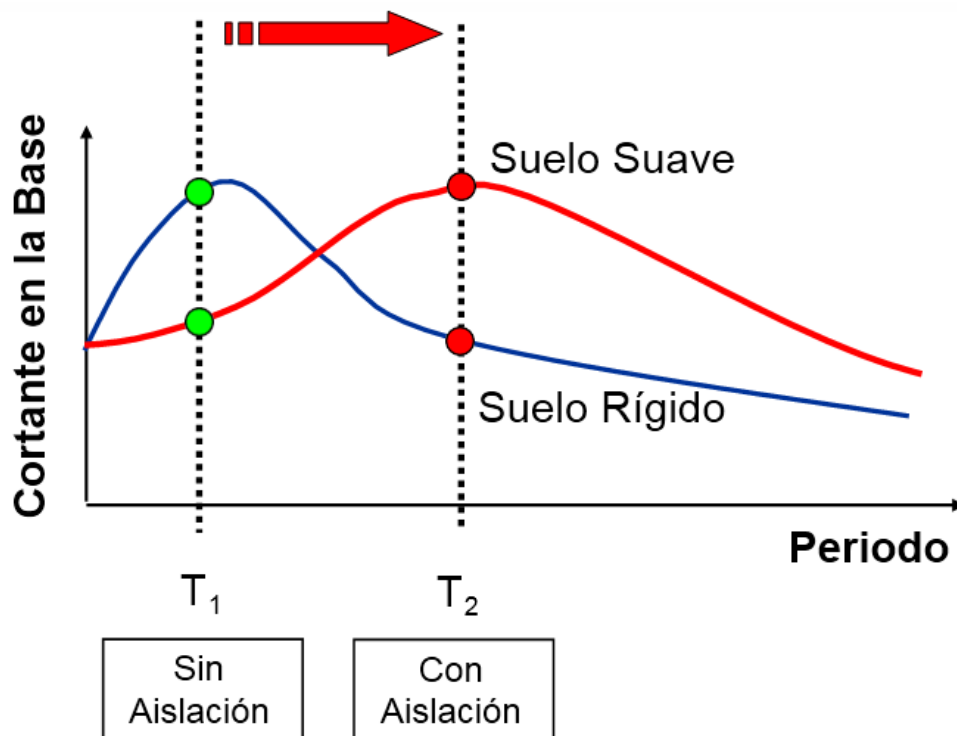


Figura 21. Curvas de fuerza cortante en la base vs periodo, para suelos blandos y suelos rígidos.

Fuente: Toledo, V. (2018). Sistemas de protección sísmica. [Imagen].

Los suelos blandos son propensos a producir movimientos del terreno en periodos más elevados, lo cual amplifica sucesivamente la respuesta de las estructuras que tienen periodos altos; entonces, los sistemas de aislación sísmica en la base, que permiten presentar periodos fundamentales elevados, no serían adecuadas para condiciones de este tipo de suelos.

2.2.8 COMPONENTES BÁSICOS DE LOS SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE

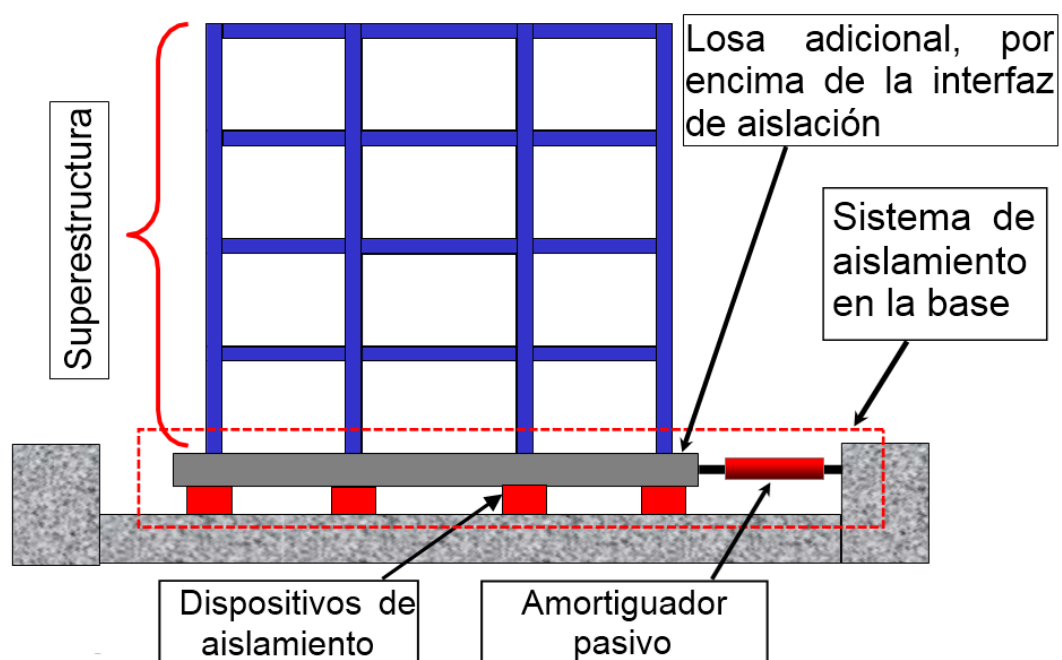


Figura 22. Configuración de una edificación con sistemas de aislamiento sísmico en la base.

Fuente: Toledo, V. (2018). Sistemas de protección sísmica. [Imagen].

En la figura 22. se muestra los elementos básicos de un sistema de aislamiento sísmico en la base. Los amortiguadores pasivos suplementarios, pueden o no ser añadidos dentro de un sistema de aislamiento; son añadidos cuando la fuerza restauradora de la interfaz de aislamiento sísmico (conjunto de

aisladores sísmicos) no es suficiente para el recentreo del sistema (la edificación después de un evento sísmico deberá quedar en su posición inicial), estos amortiguadores son colocados comúnmente cuando se utilizan aisladores del tipo deslizables.

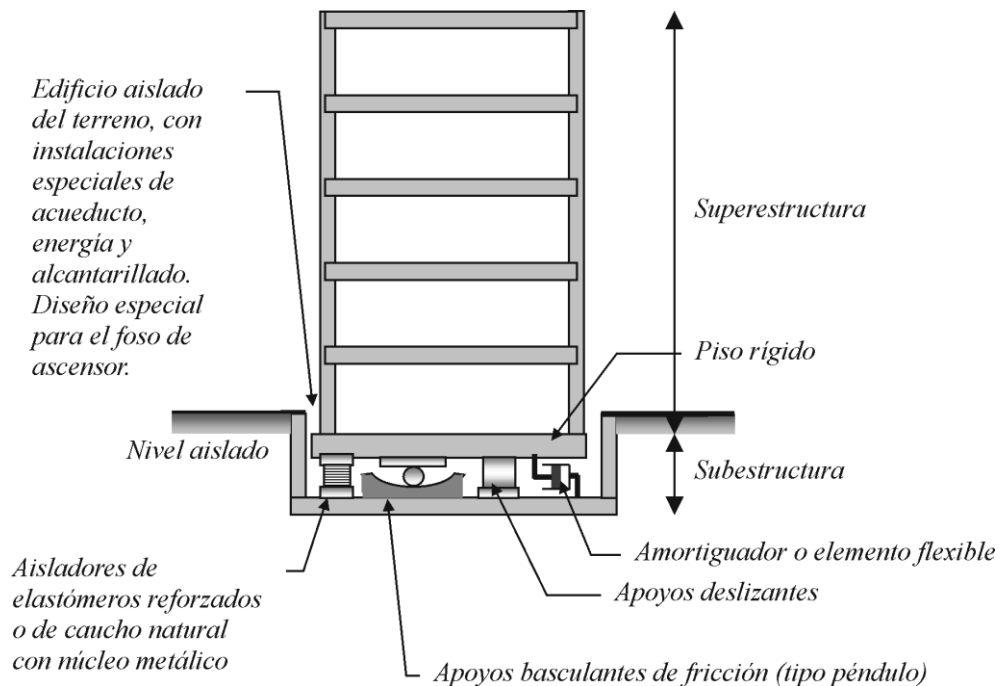


Figura 23. Configuración de una edificación con sistemas de aislamiento sísmico en la base, señalando distintos tipos de aisladores sísmicos.

Fuente: Oviedo, J. y Duque, M. (2006). *Sistemas de Control de Respuestas Sísmicas en Edificaciones*. [Imagen].

En la figura 23 se muestra los elementos básicos de un sistema de aislamiento sísmico en la base, señalando adicionalmente distintos tipos de aisladores sísmicos, complementando lo señalado en la figura 22.

Los dos tipos de aisladores sísmicos básicos, son los deslizables y los del tipo elastoméricos. Comúnmente, los sistemas de aislación sísmica en la base están conformados solo por aisladores elastoméricos o solo por aisladores

deslizables (adicionando amortiguadores pasivos), pero en algunos casos ambos se han combinado.

Como se ha mencionado anteriormente los dispositivos de aislamiento sísmico separan la estructura del suelo. A los sistemas de aislamiento sísmico, conformado por aisladores, se le podrían añadir dispositivos de disipación de energía.

- **Aisladores:** Son los dispositivos que en conjunto conforman la interfaz de aislación, los cuales se colocan entre puntos de soporte seleccionados en la estructura. Los aisladores desplazan el periodo fundamental (natural) de la estructura más allá de los períodos predominantes de la entrada sísmica.
- **Mecanismos de disipación de energía:** Desvanecen la energía de entrada residual, debido a un movimiento sísmico, y limitan las fuerzas transmitidas a la estructura dependiendo del incremento de amortiguamiento asumido.

Como parte de los elementos básicos de un sistema de aislación sísmica, se definen los siguientes conceptos:

- **Unidad o dispositivo de aislamiento:** Es un elemento estructural muy flexible en la dirección horizontal y sumamente rígido en la dirección vertical que permite grandes deformaciones bajo carga sísmica (Aisladores sísmicos).
- **Interfaz de Aislamiento:** Es el límite que existe entre la parte superior de la estructura (superestructura), la cual está aislada, y la inferior que se mueve rígidamente con el terreno (subestructura). Esta interfaz la conforman los dispositivos de aislamiento sísmico.

- **Sistema de Aislamiento:** Es el conjunto de todos los elementos estructurales que incluyen los dispositivos de aislación, amortiguadores y sistemas de restricción de desplazamientos.

2.2.9 TIPOS DE DISPOSITIVOS O UNIDADES DE AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE

2.2.9.1 UNIDADES DE AISLAMIENTO DEL TIPO ELASTOMÉRICOS

Los dispositivos de aislamiento sísmico elastoméricos están conformados por una serie de capas alternas de caucho (o goma) y acero. El caucho proporciona flexibilidad lateral mientras que el acero proporciona rigidez vertical; el caucho también se coloca en la parte superior, inferior y los lados del aislador, para proteger las placas de acero. En un tipo de aisladores, un cilindro de plomo es incorporado en el centro del dispositivo para proporcionar rigidez inicial elevada y un mecanismo para la disipación de energía, obteniendo fuerzas restauradoras elevadas.

- **Dispositivos de aislamiento sísmico de caucho (o goma) natural de bajo amortiguamiento (LDR):**

Estos fueron los primeros aisladores utilizados para sistemas de aislamiento sísmico en la base; los cuales se fabrican a base de caucho natural en láminas múltiples, con refuerzo de láminas de acero entre las capas; con el refuerzo de láminas de acero la rigidez vertical es cientos de veces la resistencia horizontal de los dispositivos.

✓ Características:

La relación de la deformación lateral entre el espesor total de láminas de caucho alcanza niveles de hasta el 100%, obteniendo una relación lineal entre el cortante y la deformación lateral; la relación de amortiguamiento está entre 2% y 3%.

✓ Ventajas:

Son simples de fabricar y por ende simples de manufacturar, fáciles de modelar (en programa de cómputo), no son muy afectados por el tiempo, el ambiente, la temperatura u otras condiciones ambientales.

✓ Desventajas:

Debido al bajo amortiguamiento que presentan, el sistema de aislación sísmica en la base, suele necesitar, en varios casos, amortiguadores externos adicionales, que aumenten la fuerza restauradora del sistema, ayudando al recentrado de la edificación.



Figura 24. Aislador de caucho natural de bajo amortiguamiento (LDR).

Fuente: Villagómez, D. (2015). *Lineamientos para el Análisis y Diseño de Edificaciones Sísmicamente Aisladas en el Perú*. [Imagen].

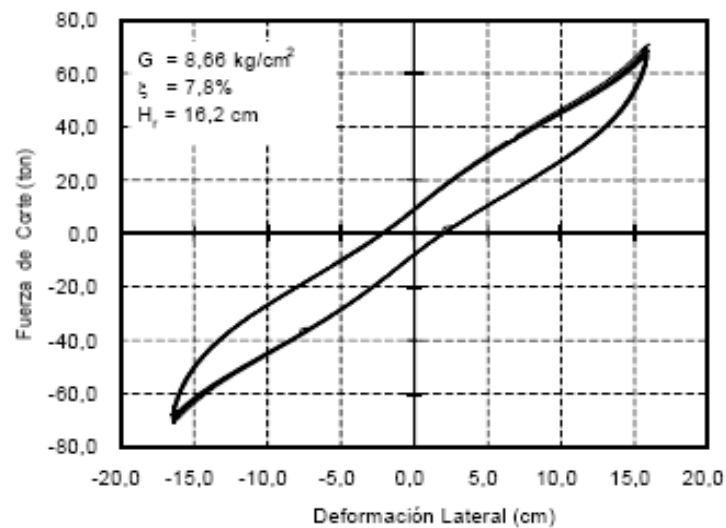


Figura 25. Comportamiento histerético (diagrama fuerza – deformación), de un aislador de caucho natural de bajo amortiguamiento (LDR).

Fuente: Villagómez, D. (2015). *Lineamientos para el Análisis y Diseño de Edificaciones Sísmicamente Aisladas en el Perú*. [Imagen].

En la figura 25, se presenta el diagrama fuerza – deformación de un aislador de caucho natural de bajo amortiguamiento, con el cual se puede calcular la energía disipada (energía histerética) que origina la incursión inelástica de un aislador. Cuantiosos intervalos en este régimen producen los lazos histeréticos, cuya área interior de la curva resultan ser la cantidad de energía disipada.

Estos aisladores producen ciclos histeréticos apretados debido a sus incapacidades de disipar significativas cantidades de energía.

- **Dispositivos de aislamiento sísmico de caucho (o goma) natural de amortiguamiento elevado (HDR):**

Estos aisladores están conformados por materiales especiales, o el caucho se mejora con aditivos, tales como el carbón en polvo, aceites, resinas, polímeros u otros elementos que le brinden al caucho mayor amortiguamiento y mejores propiedades ante altas deformaciones, sin la necesidad de agregar un núcleo o cilindro de plomo. Las propiedades del amortiguamiento varían según los materiales utilizados en su fabricación.

Las propiedades dinámicas de los aisladores de caucho natural de amortiguamiento elevado, tienden a ser fuertemente sensibles a las condiciones de carga, es decir, después de entrar en funcionamiento, las propiedades iniciales de estos aisladores son rápidamente recuperables.

- ✓ **Características:**

La relación de la deformación lateral entre el espesor de la lámina de caucho alcanza niveles de hasta el 300%; hay una relación entre el cortante y la deformación que es lineal; la relación de

amortiguamiento está entre 10% y 20%; estos dispositivos presentan propiedades especiales ante grandes deformaciones.

✓ Ventajas:

Estos dispositivos presentan un amortiguamiento suficiente, que garantiza una adecuada fuerza restauradora, para el recentrado de la edificación, eliminando toda necesidad de amortiguadores adicionales.

✓ Desventajas:

Sufren deterioro con el paso del tiempo y algunos son sensibles a daños por exposición al medio ambiente.

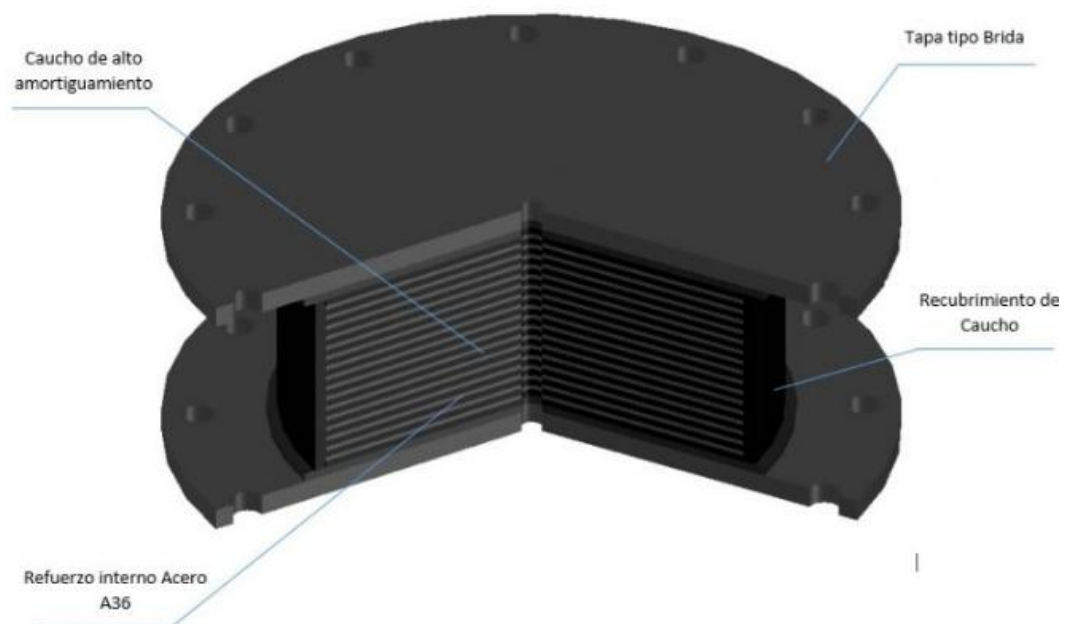


Figura 26. Aislador de caucho natural de amortiguamiento elevado (HDR).

Fuente: Grupo Vikingo. (2016). Aisladores Sísmicos. [Imagen]. Recuperado de <https://cauchosvikingo.com/aisladores-sismicos/>

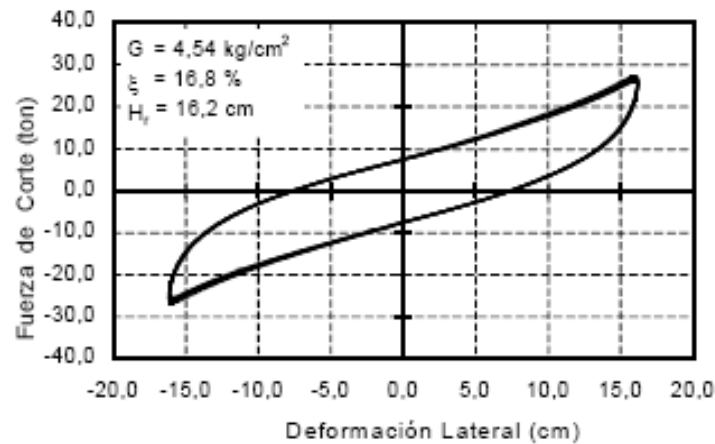


Figura 27. Comportamiento histérico (diagrama fuerza – deformación), de un aislador de caucho natural de amortiguamiento elevado (HDR).

Fuente: Villagómez, D. (2015). *Lineamientos para el Análisis y Diseño de Edificaciones Sísmicamente Aisladas en el Perú*. [Imagen].

En la figura 27, se expone el diagrama fuerza – deformación de un aislador de caucho natural de amortiguamiento elevado, estos aisladores producen ciclos histéricos amplios debido a su habilidad de disipar significativas cantidades de energía, en comparación con los ciclos histéricos producidos por los aisladores de caucho natural de bajo amortiguamiento.

- **Dispositivos de aislamiento sísmico de caucho (o goma) natural de bajo amortiguamiento con núcleo de plomo (LRB):**

El bajo amortiguamiento de los aisladores de caucho natural, es superado al adicionar un núcleo de plomo (cilindro) en el centro del aislador. Para esto, se crea un orificio en las placas y en el caucho, insertando el núcleo de plomo, que es un poco más ancho que el agujero, con tanta fuerza que se fusionan como una unidad.

El cilindro de plomo tiene la capacidad de aumentar la rigidez inicial del aislador (proporciona restricción a la carga de viento), e incrementa la capacidad de disipación de energía. Después de que el plomo fluye, se empieza a disipar energía en el dispositivo; señalando que la fatiga del plomo no es un problema ya que este material se recristaliza a temperaturas normales.

Este tipo de aislador fue inventado en 1975 en Nueva Zelanda y usado de forma extensiva en este país, en Japón y en los Estados Unidos.

✓ Características:

La relación de la deformación lateral entre el espesor de la lámina de caucho alcanza niveles de hasta el 250%, existe relación lineal entre el cortante y la deformación lateral. La relación de amortiguamiento está entre el 10% y 30%, estos dispositivos presentan propiedades especiales ante grandes deformaciones. El esfuerzo de fluencia se reduce con repetidos ciclos, debido a la elevación de la temperatura; la respuesta histerética es fuertemente dependiente del desplazamiento.

✓ Ventajas:

Estos dispositivos presentan una elevada relación e amortiguamiento y suprime la necesidad de amortiguadores que ayuden al recentrado de la edificación.

En esta tesis se utiliza para el sistema de aislación sísmica en la base, este tipo de aisladores, **aisladores elastoméricos con núcleo de plomo del tipo LRB.**



Figura 28. Aislador de caucho natural de bajo amortiguamiento con núcleo de plomo (LRB).

Fuente: Sísmica. (2016). Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo LRB. [Imagen]. Recuperado de <http://www.sismica.cl/?portfolio=aisladores-elastomericos-con-nucleo-de-plomo-lrb>

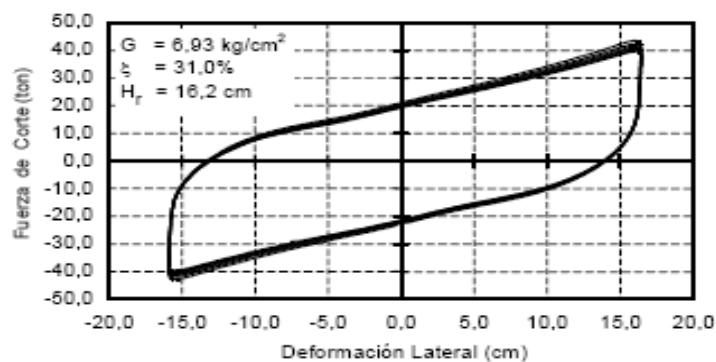


Figura 29. Comportamiento histerético (diagrama fuerza – deformación), de un aislador de caucho natural de bajo amortiguamiento con núcleo de plomo (LRB).

Fuente: Villagómez, D. (2015). Lineamientos para el Análisis y Diseño de Edificaciones Sísmicamente Aisladas en el Perú. [Imagen].

En la figura 29, se presenta el diagrama fuerza – deformación de un aislador de caucho natural de bajo amortiguamiento con núcleo de plomo, estos aisladores, al igual que los aisladores de caucho natural de amortiguamiento elevado, por la incorporación del cilindro de plomo, producen ciclos histeréticos amplios, obteniendo una mejora en la habilidad de disipar significativas cantidades de energía.

Como conclusión del comportamiento histerético (diagrama fuerza – deformación), para los aisladores elastoméricos, ya sean de caucho natural de bajo amortiguamiento, de caucho natural de amortiguamiento elevado, o de caucho natural de bajo amortiguamiento con núcleo de plomo, se plantea el comportamiento histerético superpuesto en la figura 30, para estos 3 tipos de aisladores. En la figura se puede notar que, para un desplazamiento pico dado, los aisladores de caucho natural de bajo amortiguamiento con núcleo de plomo, exhiben rigideces iniciales elevadas y más área de ciclo histerético (energía de disipación) que los aisladores de caucho natural de amortiguamiento elevado. En general, los aisladores elastoméricos exhiben rigidez elevada en deformaciones por corte bajas, rigidez reducida en deformaciones intermedias, e incremento de la rigidez en deformaciones elevadas.

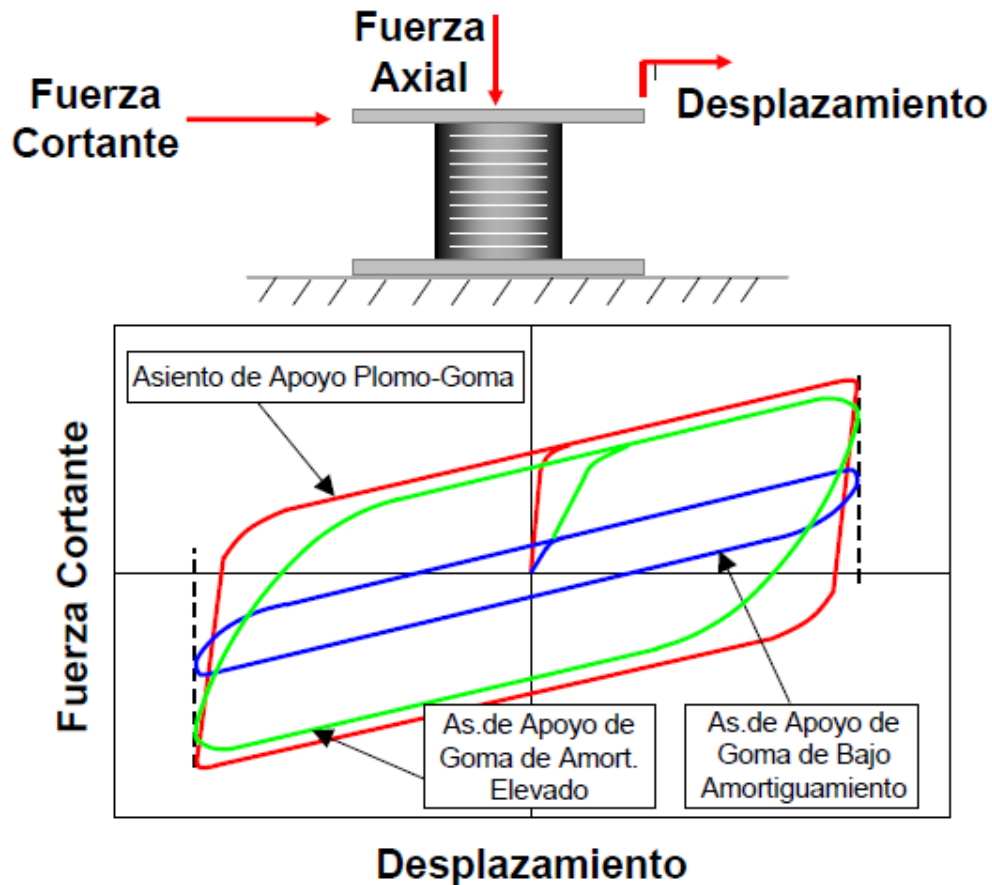


Figura 30. Comportamientos histeréticos (diagrama fuerza – deformación), superpuestos para 3 tipos de aisladores elastoméricos.

Fuente: Toledo, V. (2018). Sistemas de protección sísmica. [Imagen].

2.2.9.2 UNIDADES DE AISLAMIENTO DEL TIPO DESLIZABLES

- **Aisladores deslizables esféricos del tipo péndulo de fricción:**

Los aisladores del tipo Péndulo de Fricción (Friction Pendulum System, FPS), utilizan una superficie de deslizamiento esférica. En algunas ocasiones, la superficie deslizante es mostrada cóncava hacia arriba, pero en aplicaciones típicas, la superficie deslizante es orientada cóncava hacia abajo para minimizar la posibilidad de recibir escombros sobre la superficie. El deslizador articulado es enfrentado con una cobertura PTFE (Poly Tetra Fluoro Ethylene). El PTFE es un material

plástico que puede estar sin relleno (virgen) o con relleno (doblado), con varios materiales (por ejemplo, vidrio, carbón, bronce, grafito, etc.) para mejorar sus propiedades. Un material PTFE bien conocido es el "Teflón". La resistencia lateral de un aislador de tipo péndulo de fricción, se determina aplicando una carga lateral al dispositivo y determinando las fuerzas resistentes, estableciendo el equilibrio en dirección vertical y horizontal, despreciando términos de orden elevado.

La geometría de la superficie deslizable esférica se define por una circunferencia imaginaria de radio R ; este radio es el "radio de curvatura" de la superficie deslizable del aislador. Si la circunferencia rota sobre un eje vertical (la línea entrecortada), una superficie esférica es formada y una parte de ella representa la superficie deslizable del aislador, tal como se muestra en la figura 31.

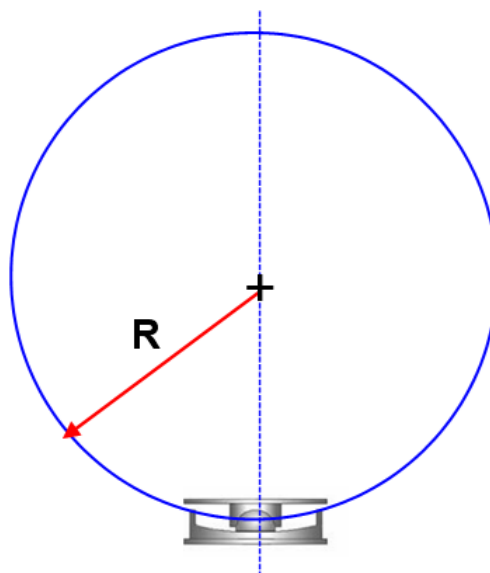


Figura 31. Superficie deslizable para el aislador de tipo péndulo de fricción.

Fuente: Toledo, V. (2018). Sistemas de protección sísmica. [Imagen].

✓ Características:

El sistema de péndulo de fricción tiene como característica resaltante, combinar un efecto de deslizamiento con una fuerza restauradora por geometría (superficie cóncava); el péndulo de fricción posee un deslizador que está articulado sobre una superficie de acero inoxidable. La parte del apoyo articulado que está en contacto con la superficie esférica, se encuentra rodeada por una película de un material compuesto de baja fricción; la otra parte del apoyo articulado, es de acero inoxidable que descansa en una cavidad que también está cubierta con material compuesto de poca fricción. A medida que el soporte se mueve sobre la superficie esférica, en un evento sísmico, la masa que ésta soporta, sube, otorgando al sistema una gran fuerza restauradora. La fricción entre el apoyo articulado y la superficie esférica genera cierto amortiguamiento. La rigidez efectiva del aislador y el periodo de oscilación de la estructura están controlados por el radio de curvatura de la superficie cóncava.

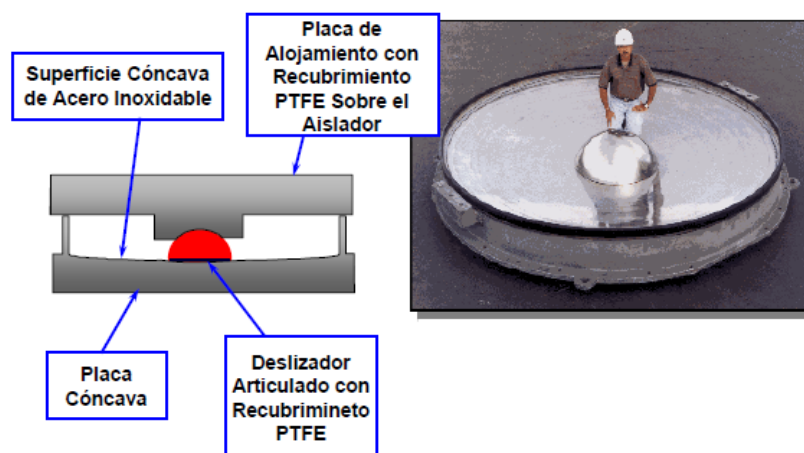


Figura 32. Aislador sísmico, de tipo péndulo de fricción

Fuente: Toledo, V. (2018). *Sistemas de protección sísmica.* [Imagen].

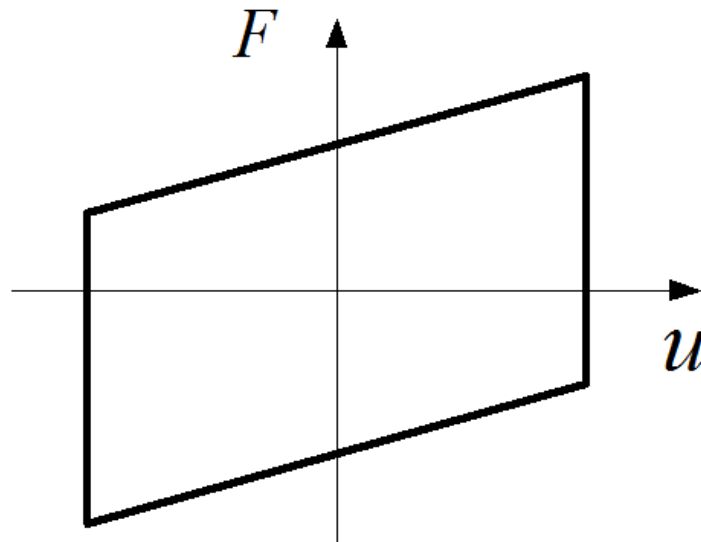


Figura 33. Comportamiento histerético (diagrama fuerza – deformación), de aisladores deslizables esféricos del tipo péndulo de fricción.

Fuente: Villagómez, D. (2015). *Lineamientos para el Análisis y Diseño de Edificaciones Sísmicamente Aisladas en el Perú.* [Imagen].

▪ **Aisladores deslizables planos:**

Los aisladores deslizables no son comúnmente usados en estructuras para edificios, su utilizan básicamente para reducir las vibraciones en maquinarias industriales. Estos aisladores no incrementan el periodo natural de la estructura, y solo limitan la fuerza cortante que se transfiere a esta. Los sistemas de aislación sísmica conformados por este tipo de aisladores, requieren de mecanismos suplementarios de recentrado, tal como amortiguadores pasivos, con la finalidad de evitar el desplazamiento permanente de la edificación aislada.

Los aisladores deslizables planos pueden también ser utilizados como dispositivos adicionales a otro tipo de aisladores (aisladores elastoméricos o del tipo péndulo de fricción), conformando un sistema de

aislación sísmica en la base; en este caso, para los aisladores deslizables planos, el radio de curvatura es infinito y la fuerza lateral del asiento de apoyo es simplemente igual a la fuerza de fricción.



Figura 34. Aislador sísmico, de tipo deslizable plano.

Fuente: Villagómez, D. (2015). *Lineamientos para el Análisis y Diseño de Edificaciones Sísmicamente Aisladas en el Perú.* [Imagen].

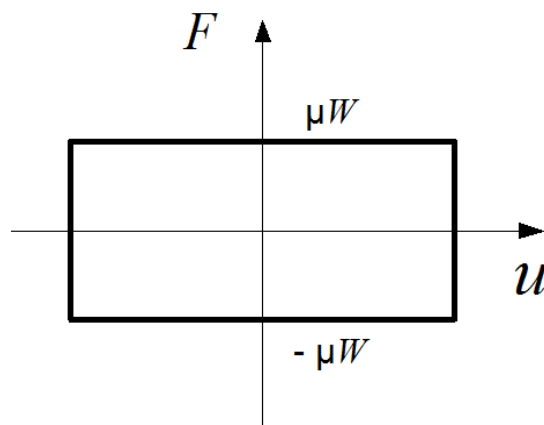


Figura 35. Comportamiento histerético (diagrama fuerza – deformación), de aisladores deslizables planos.

Fuente: Villagómez, D. (2015). *Lineamientos para el Análisis y Diseño de Edificaciones Sísmicamente Aisladas en el Perú.* [Imagen].

2.2.10 UBICACIÓN DE LA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO

2.2.10.1 AISLADORES UBICADOS POR DEBAJO DEL SÓTANO

▪ Ventajas:

- ✓ No requiere la representación de un detalle especial para la separación de servicios internos, como cajas de ascensores, o escaleras y elementos de albañilería.
- ✓ Las bases de las columnas pueden ser conectadas mediante un diafragma en el nivel del aislamiento.

▪ Desventajas:

- ✓ Costos estructurales adicionales, para el caso de construcción de muros de sostenimiento, si el espacio bajo el sótano no es necesario por otros motivos (ambientes arquitectónicos en el sótano).
- ✓ Se requiere de muros de sostenimiento independiente.

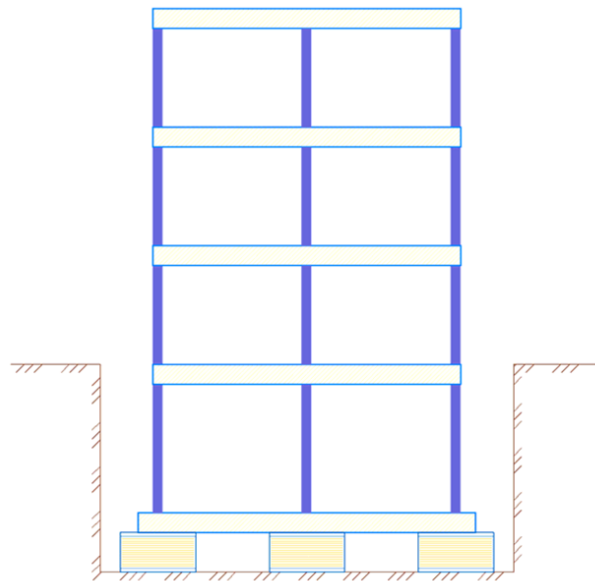


Figura 36. Ubicación de aisladores sísmicos por debajo del sótano.

Fuente: Simbort. E. (2016). *Introducción al aislamiento sísmico.* [Imagen].

2.2.10.2 AISLADORES UBICADOS EN LA PARTE INFERIOR DE LAS COLUMNAS DE LA PRIMERA PLANTA

▪ Ventajas:

- ✓ Mínimos costos estructurales adicionales.
- ✓ La junta en el nivel del aislamiento de base es fácil de realizar.
- ✓ Las bases de las columnas pueden ser conectadas mediante un diafragma en el nivel del aislamiento.

▪ Desventajas:

- ✓ Se requiere la construcción de veredas en voladizo.

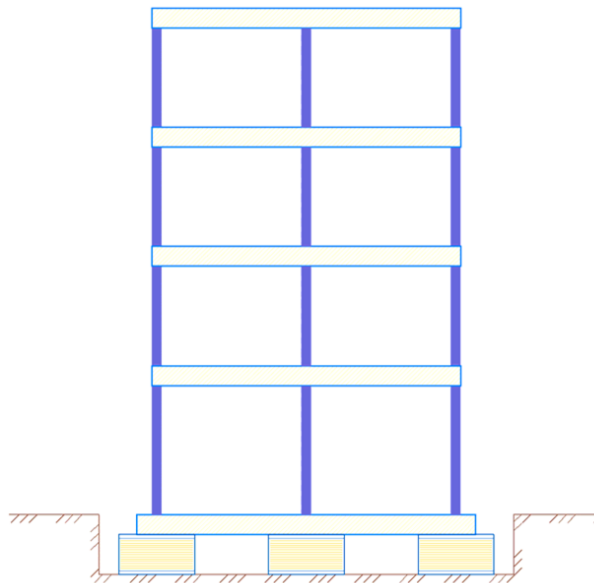


Figura 37. Ubicación de aisladores sísmicos en la parte inferior de las columnas de la primera planta.

Fuente: Simbort. E. (2016). *Introducción al aislamiento sísmico.* [Imagen].

2.2.10.3 AISLADORES UBICADOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LAS COLUMNAS DEL SÓTANO

▪ **Ventajas:**

- ✓ No se requiere de un espacio bajo el sótano.
- ✓ Mínimos costos estructurales adicionales.
- ✓ Las bases de las columnas pueden ser conectadas mediante un diafragma en el nivel del aislamiento.

▪ **Desventajas:**

- ✓ Se requiere de detalles especiales para la separación de servicios internos, tales como cajas de ascensores o escaleras.

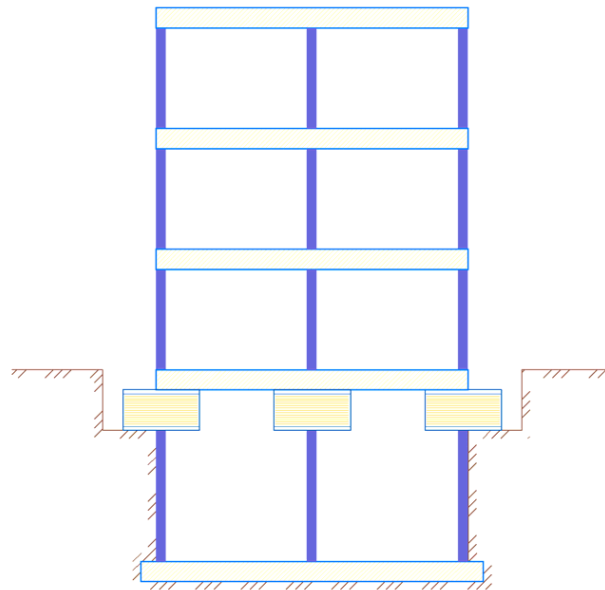


Figura 38. Ubicación de aisladores sísmicos en la parte superior de las columnas del sótano.

Fuente: Simbort. E. (2016). Introducción al aislamiento sísmico. [Imagen].

2.2.10.4 AISLADORES UBICADOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LAS COLUMNAS DE LA PRIMERA PLANTA

▪ **Ventajas:**

- ✓ Mínimos costos estructurales adicionales.
- ✓ Las bases de las columnas pueden ser conectadas mediante un diafragma en el nivel del aislamiento.
- ✓ Resulta económico, si el primer nivel es para un estacionamiento.

▪ **Desventajas:**

- ✓ Se requiere de detalles especiales para la separación de servicios internos, tales como cajas de ascensores o escaleras.
- ✓ Se requiere de detalles especiales para los elementos de albañilería, en el caso que estén presentes en el primer nivel.

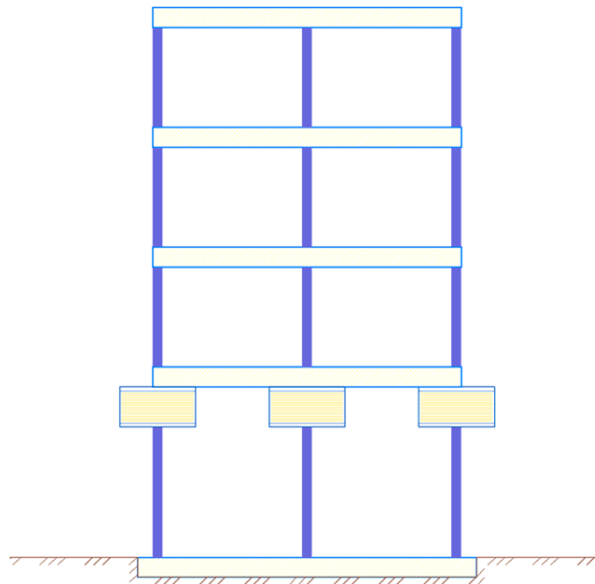


Figura 39. Ubicación de aisladores sísmicos en la parte superior de las columnas de la primera planta.

Fuente: Simbort. E. (2016). Introducción al aislamiento sísmico. [Imagen].

2.2.10.5 AISLADORES UBICADOS A MEDIA ALTURA DE LAS COLUMNAS DEL SÓTANO

▪ Ventajas:

- ✓ No se requiere de un espacio bajo el sótano.
- ✓ Los requerimientos para las columnas pueden ser menos conservadores.

▪ Desventajas:

- ✓ Se requiere de detalles especiales para la separación de servicios internos, tales como cajas de ascensores o escaleras.
- ✓ Se requiere de detalles especiales para los elementos de albañilería, en el caso que estén presentes en el primer nivel.
- ✓ No se puede crear un diafragma en el nivel del aislamiento

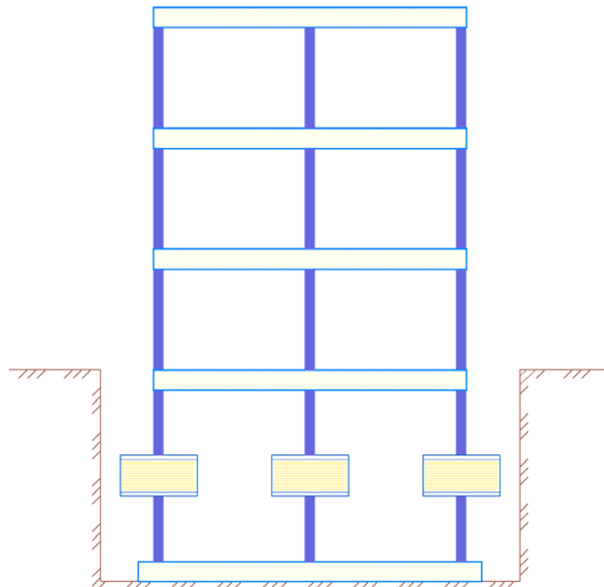


Figura 40. Ubicación de aisladores sísmicos a media altura de las columnas del sótano.

Fuente: Simbort. E. (2016). Introducción al aislamiento sísmico. [Imagen].

2.3 TEORÍA LINEAL DE ESTRUCTURAS SÍSMICAMENTE AISLADAS

El comportamiento dinámico de estructuras con base aislada puede evaluarse utilizando un pórtico de un edificio de un nivel y la suposición de la respuesta de la superestructura lineal y sistema de aislación. Para el caso de base fija, solo existe un solo modo de vibración. Para el caso aislado, existirán dos modos de vibración. El primer y segundo modo se dicen el modo "aislado" y el modo "estructural", respectivamente. El periodo natural del modo aislado es mucho mayor que el periodo de la estructura con base fija y que el modo estructural de la estructura aislada. Además, para cargas sísmicas, la participación del modo estructural es mucho menor que la participación del modo aislado. De esta forma, como se indica por la forma del modo aislado, la mayoría de la deformación en una estructura aislada ocurre en el nivel de aislación más que en la superestructura.

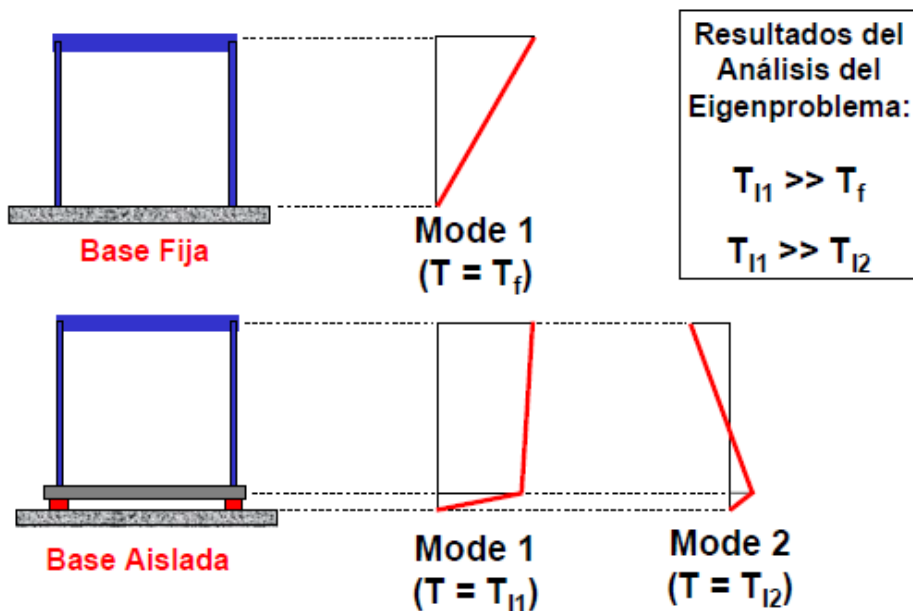


Figura 41. Modos de vibrar en una edificación con cimentación convencional, y una edificación cimentación aislada.

Fuente: Toledo, V. (2018). Sistemas de protección sísmica. [Imagen].

Para la base teórica de la dinámica aislada, trabajaremos en una estructura de 1 nivel, en el plano, la cual presenta 1° gdl; al añadir una interfaz de aislación por debajo de la estructura, se adiciona también un 2° gdl, trabajando en un modelo mecánico - matemático de 2 grados de libertad, (toda interfaz de aislamiento sísmico en la base, adiciona solo un grado de libertad, a todo sistema estructural inicial de un grado de libertad o múltiples grados de libertad).

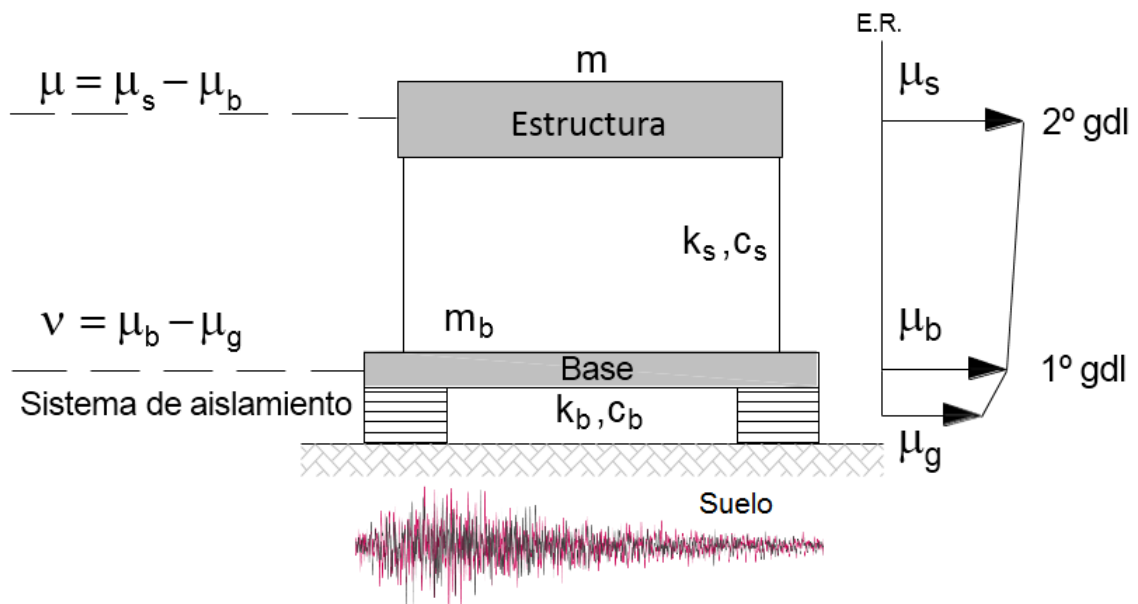


Figura 42. Parámetros del sistema aislado de 2 gdl (edificio de un nivel sobre aisladores de base).

Fuente: León, I. (2016). *Sistemas de aislamiento en la base de la estructura.* [Imagen].

Los desplazamientos absolutos (medidos desde un E.R. (eje referencia)) de dos masas, nivel 1 y nivel 1' por encima de la interfaz de aislación, son detonados por μ_s , que es el desplazamiento del nivel 1 (nivel estructura) y μ_b , que es el desplazamiento del nivel 1' (nivel base). μ_b , es el desplazamiento del suelo.

Se considera lo siguiente:

- $\mu =$ desplazamiento relativo del piso = $\mu_s - \mu_b$
- $\dot{\mu} = \dot{\mu}_s - \dot{\mu}_b$
- $\ddot{\mu} = \ddot{\mu}_s - \ddot{\mu}_b$
- $v =$ desplazamiento relativo de la base con respecto al suelo = $\mu_s - \mu_g$
- $\ddot{\mu}_g =$ aceleración del suelo
- $\ddot{v} = \ddot{\mu}_b - \ddot{\mu}_g \rightarrow \ddot{\mu}_b = \ddot{v} + \ddot{\mu}_g$

Aplicando la segunda ley de Newton al primer grado de libertad (nivel base), realizando la suma de fuerzas horizontales se tiene:

$$m\ddot{\mu}_s + m_b\ddot{\mu}_b + c_b\dot{v} + k_bv = 0$$

$$m(\ddot{\mu}_b + \ddot{\mu}_s - \ddot{\mu}_b) + m_b\ddot{\mu}_b + c_b\dot{v} + k_bv = 0$$

$$(m + m_b)\ddot{\mu}_b + m(\ddot{\mu}_s - \ddot{\mu}_b) + c_b\dot{v} + k_bv = 0$$

$$(m + m_b)(\ddot{v} + \ddot{\mu}_g) + m(\ddot{\mu}) + c_b\dot{v} + k_bv = 0$$

$$(m + m_b)\ddot{v} + m\ddot{\mu} + c_b\dot{v} + k_bv = -(m + m_b)\ddot{\mu}_g \dots\dots\dots (1)$$

Aplicando la segunda ley de Newton al segundo grado de libertad (nivel estructura), realizando la suma de fuerzas horizontales se tiene:

$$m\ddot{\mu}_s + c_s\dot{\mu} + k_s\mu = 0$$

$$m(\ddot{\mu}_b + \ddot{\mu}_s - \ddot{\mu}_b) + c_s\dot{\mu} + k_s\mu = 0$$

$$m(\ddot{\mu}_b) + m(\ddot{\mu}_s - \ddot{\mu}_b) + c_s\dot{\mu} + k_s\mu = 0$$

$$m(\ddot{v} + \ddot{\mu}_g) + m(\ddot{\mu}) + c_s\dot{\mu} + k_s\mu = 0$$

$$m\ddot{v} + m\ddot{\mu} + c_s\dot{\mu} + k_s\mu = -m\ddot{\mu}_g \dots\dots\dots (2)$$

La ecuación 1 y 2 matricialmente se expresa como se indica a continuación:

$$\begin{bmatrix} m + m_b & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{v} \\ \ddot{\mu} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{v} \\ \dot{\mu} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v \\ \mu \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m + m_b & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{\mu}_g$$

Escribiendo lo anterior con notación matricial:

$$\boxed{M\ddot{V} + C\dot{V} + KV = -MR\ddot{\mu}_g} \dots\dots\dots (3)$$

En vibración libre sin amortiguamiento, la solución estaría dada por:

$$M\ddot{V} + KV = 0$$

$$\boxed{V = V\phi = (A \cos \omega_s t + B \sin \omega_s t)\phi} \dots\dots\dots (4)$$

$$\boxed{V = V\phi = (A \cos \omega_s t + B \sin \omega_s t)\phi} \dots\dots\dots (5)$$

Reemplazando la ecuación (4) y (5) en (3), se tiene el problema de los eigen valores:

$$-M\omega_s^2 V\phi + KV\phi = 0$$

$$[KV\phi - M\omega_s^2 V\phi] = 0$$

$$\boxed{[K - \omega_s^2 M]\phi = 0} \dots\dots\dots (6)$$

La ecuación 6, tendría solución, si el determinante de la matriz de coeficientes es cero:

$$\det[K - \omega_s^2 M] = 0$$

$$\det \begin{bmatrix} k_b - \omega_s^2(m + m_b) & -m\omega_s^2 \\ -m\omega_s^2 & k_s - m\omega_s^2 \end{bmatrix} = 0$$

Siendo:

$$\omega_s^2 = \lambda \qquad \gamma = \frac{m}{m + m_b} \qquad \varepsilon = \left(\frac{T_s}{T_b}\right)^2 = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2$$

Y verificando la comparación de parámetros entre estructuras con cimentación convencional (base fija) y con cimentación aislada (aisladores en la base):

Sistema con cimentación convencional	Sistema con cimentación aislada
$\omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m}}$	$\omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{m + m_b}}$
$T_s = \frac{2\pi}{\omega_s}$	$T_b = \frac{2\pi}{\omega_b}$
$\xi_s = \frac{c_s}{2m\omega_s}$	$\xi_b = \frac{c_b}{2(m + m_b)\omega_b}$

Al desarrollar la determinante se tiene:

$$\frac{1 - \gamma}{\omega_s^2} \lambda^2 - (1 + \varepsilon)\lambda + \omega_b^2 = 0$$

$$\lambda_{1,2} = \left(\frac{(1 + \varepsilon) \pm \sqrt{(1 + \varepsilon)^2 - 4(1 - \gamma)\varepsilon}}{2(1 - \gamma)} \right) \omega_s^2$$

Para valores pequeños de ε , se tiene los periodos y la forma de vibrar como se muestra:

$$\lambda_1 = \omega_1^2 = \omega_b^2(1 - \varepsilon\gamma) \quad T_1 = \frac{1}{\sqrt{1 - \varepsilon\gamma}} T_b \quad \phi_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{bmatrix}$$

$$\lambda_2 = \omega_2^2 = \frac{1 + \varepsilon\gamma}{1 - \gamma} \omega_s^2 \quad T_2 = \sqrt{\frac{1 - \gamma}{1 + \varepsilon\gamma}} T_s \quad \phi_2 = \begin{bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma} [1 - (1 - \gamma)\varepsilon] \end{bmatrix}$$

Los factores de participación están dados por:

$$\Gamma_1 = 1 - \varepsilon\gamma \quad \Gamma_2 = \varepsilon\gamma$$

Graficando las formas modales tenemos:

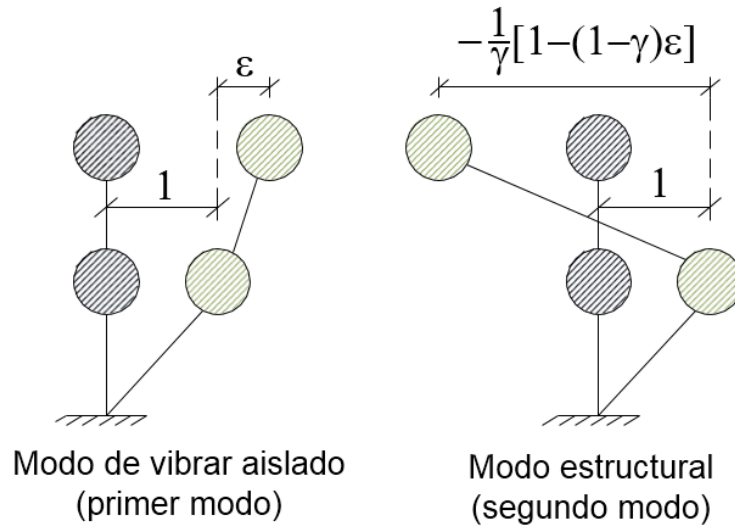


Figura 43. Gráfico de las formas modales, para la estructura de 2gdl.

Fuente: León, I. (2016). *Sistemas de aislamiento en la base de la estructura.* [Imagen].

Graficando las formas modales medidas desde un Eje de Referencia (E.R.), se tiene:

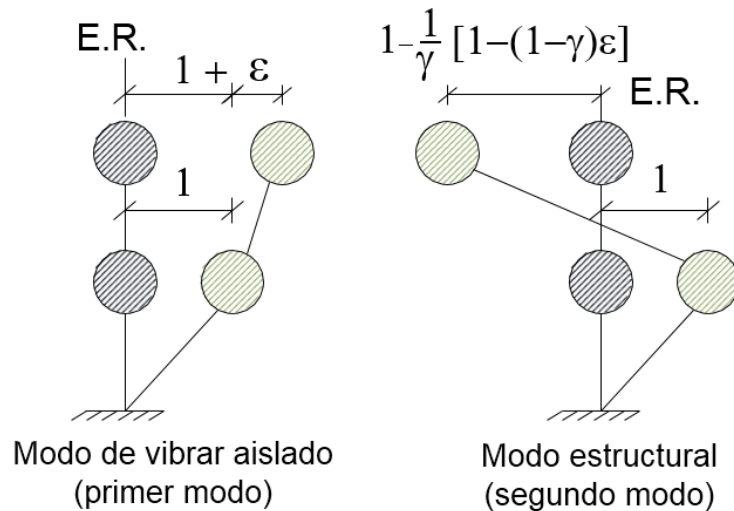


Figura 44. Gráfico de las formas modales, medidas desde un Eje de Referencia (E.R.) para la estructura de 2gdl.

Fuente: León, I. (2016). *Sistemas de aislamiento en la base de la estructura.* [Imagen].

Midiendo desde un Eje de Referencia, la forma modal queda como se indica a continuación:

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ \mathbf{1} + \varepsilon \end{bmatrix} \quad \phi_2 = \begin{bmatrix} 1 \\ \mathbf{1} - \frac{1}{\gamma} [1 - (1 - \gamma)\varepsilon] \end{bmatrix}$$

La relación de amortiguamiento para cada modo está dado por:

$$\xi_1 = \xi_b \left(1 - \frac{3}{2}\gamma\varepsilon\right) \quad \xi_2 = \frac{1}{\sqrt{1-\gamma}} (\xi_s + (\gamma\sqrt{\varepsilon})(\xi_b)) \left(1 - \frac{1}{2}\gamma\varepsilon\right)$$

Para el cálculo de la respuesta espectral de la estructura, se debe recordar lo siguiente:

$$D_1 = \frac{A_1}{\omega_1^2} \quad D_2 = \frac{A_2}{\omega_2^2}$$

Dónde: A_1 y A_2 son las ordenadas del espectro de aceleraciones correspondientes a T_1 y T_2 , así como a ξ_1 y ξ_2 .

Luego, la respuesta esperada debido al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados:

$$\mu_b = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_{1n} D_n \quad \mu_s = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_{2n} D_n$$

Dónde: μ_b es la deformación máxima del sistema de aislamiento y μ_s , es la deformación máxima de la estructura medida desde el Eje de Referencia (E.R.), además, con el criterio de SRSS, se tiene:

$$\mu_b = \sqrt{\sum_{n=1}^N (\Gamma_n \phi_{1n} D_n)^2} \quad \mu_s = \sqrt{\sum_{n=1}^N (\Gamma_n \phi_{2n} D_n)^2}$$

El cálculo de la expansión modal de las fuerzas sísmicas efectivas puede expandirse como la sumatoria de las distribuciones de fuerza inercial modal:

$$S_n = \Gamma_n M \phi_n \quad M = \begin{bmatrix} m_b & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix}$$

Así que:

$$S_1 = \Gamma_1 M \phi_1 \quad \text{y} \quad S_2 = \Gamma_2 M \phi_2$$

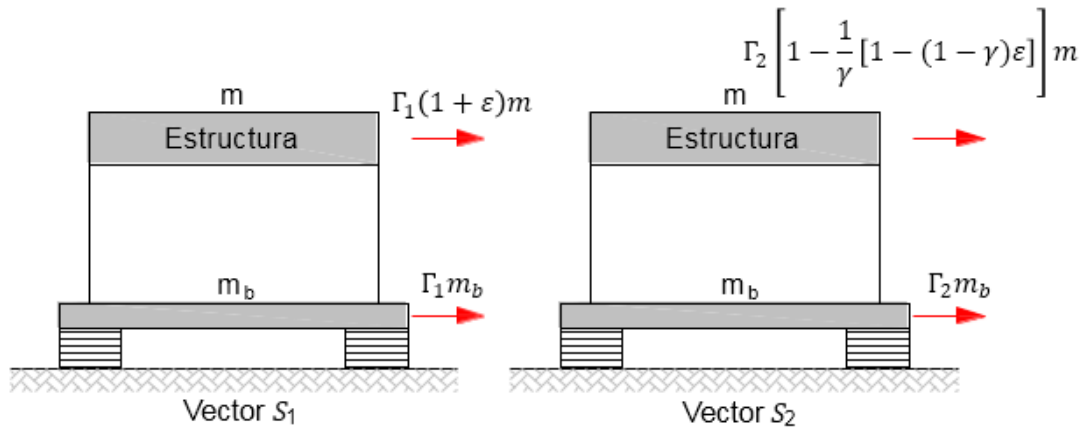


Figura 45. Gráfica de los factores de participación.

Fuente: León, I. (2016). Sistemas de aislamiento en la base de la estructura. [Imagen].

La cortante basal (en la base de la estructura) está dada por:

$$V_{s1} = \Gamma_1(1 + \varepsilon)mA_1 \quad V_{s2} = \Gamma_2 \left[1 - \frac{1}{\gamma} [1 - (1 - \gamma)\varepsilon] \right] mA_2$$

Además, con el criterio de SRSS:

$$V_s = \sqrt{(\Gamma_1(1 + \varepsilon)mA_1)^2 + \left(\Gamma_2 \left[1 - \frac{1}{\gamma} [1 - (1 - \gamma)\varepsilon] \right] mA_2 \right)^2}$$

La cortante basal (en la base aislada) está dada por:

$$V_{b1} = [\Gamma_1(1 + \varepsilon)m + \Gamma_1 m_b]A_1 \quad V_{b2} = \left[\Gamma_2 \left[1 - \frac{1}{\gamma} [1 - (1 - \gamma)\varepsilon] \right] m + \Gamma_2 m_b \right] A_2$$

Además, con el criterio de SRSS:

$$V_b = \sqrt{([\Gamma_1(1 + \varepsilon)m + \Gamma_1 m_b]A_1)^2 + \left(\left[\Gamma_2 \left[1 - \frac{1}{\gamma} [1 - (1 - \gamma)\varepsilon] \right] m + \Gamma_2 m_b \right] A_2 \right)^2}$$

2.4 CONSIDERACIONES, PARÁMETROS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE, SEGÚN EL ASCE/SEI 7-16

2.4.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS

2.4.1.1 MÉTODO ESTÁTICO, DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

Aplicable para el diseño final bajo limitadas circunstancias (no es recomendable utilizar este método para el diseño final del sistema de aislación). Proporciona límites máximos para el desplazamiento de los sistemas de aislación y de las fuerzas de la superestructura, cuyos parámetros deberán ser menores y/o similares a los obtenidos en el diseño final, con un método de solución dinámico, con lo cual se concluye que este método es útil para el diseño preliminar del sistema de aislación.

2.4.1.2 MÉTODOS DINÁMICOS

Puede usarse para el diseño de cualquier estructura sísmicamente aislada, usando este método como prioridad si la estructura es geoméricamente compleja o muy flexible, para los análisis dinámicos se presentan dos procedimientos:

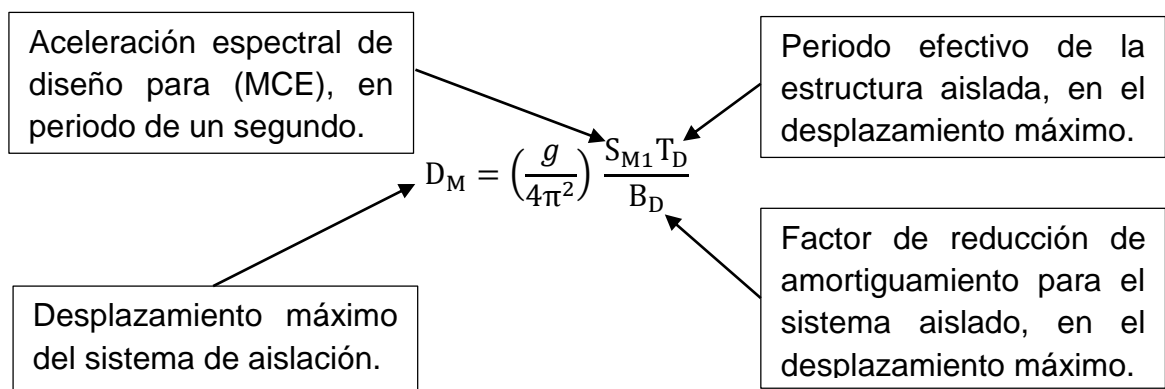
- Análisis Espectro de Respuesta (lineal, utilizando espectros de respuesta).
- Análisis Historia de Respuesta (lineal o no lineal, utilizando pares de registros sísmicos escalados al espectro normativo de diseño).

En esta tesis, utilizamos el método estático de la fuerza lateral equivalente, para el diseño preliminar del sistema de aislación, para luego realizar un análisis dinámico no lineal, historia de respuesta, para el diseño final, contrastando resultados obtenidos en ambos métodos.

La metodología para el análisis y diseño de un sistema de aislación sísmica, es amplia a nivel de normativas en todo el mundo, desde las utilizadas antes del año 2000, hasta los códigos actuales; pero, a nivel de procedimientos es similar. En esta tesis nos enfocamos netamente en el código del ASCE/SEI 7-16 (2016), utilizando parámetros en conjunto con el RNE, que nos permitirán contrastar la metodología de diseño internacional, con la realidad peruana, permitiendo una correcta aplicación.

Toda la metodología utilizada para el análisis y diseño del sistema de aislación se verifica en el Capítulo 4 de esta tesis.

2.4.2 DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN (TRASLACIÓN)



El desplazamiento máximo del sistema de aislación se calculará, con el sismo considerado máximo (MCE), 2% de excedencia en 50 años y 2500 años para el periodo de retorno.

El desplazamiento máximo del sistema de aislación, se aproxima al desplazamiento pico de un sistema de un solo grado de libertad (SDOF), lineal y elástico. La superestructura se asume rígida y de este modo el periodo natural es controlado por la flexibilidad del sistema de aislación. El amortiguamiento en el sistema de aislación reduce la demanda de

desplazamiento pico. El desplazamiento máximo ocurre en el centro de Rigidez (CR) del sistema de aislación.

2.4.3 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA MCE

ESPECTRO DE PSEUDOACELERACIÓN PARA MCE

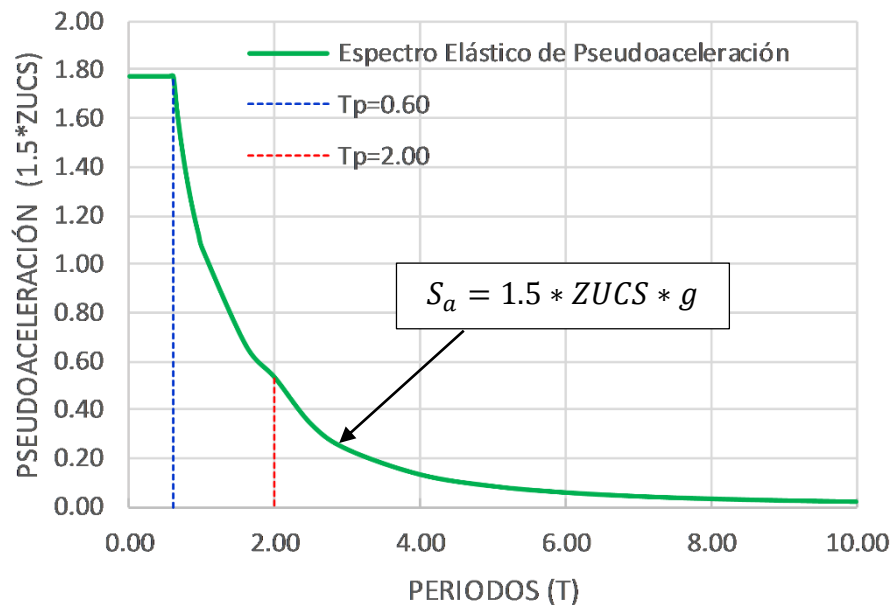


Figura 46. Gráfica del espectro de respuesta, para el MCE, adaptado a las condiciones sísmicas del Perú.

Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.030 y el código ASCE/SEI 7-16).

Donde:

- Z: 0.45, factor de zona, tabla N°1, ítem 2.1 de la Norma E.030.
- U: 1.00, factor de uso, coeficiente 1 para sistemas con aislamiento sísmico.
- C: 2.50, factor de amplificación sísmica, ítem 2.5 de la norma E.030.
- S: 1.05, factor de suelo, tabla N°3, ítem 2.4 de la Norma E.030.

S_{M1} , es el valor de la abscisa, para un periodo de $T=1$ seg, en la figura 46.

2.4.4 FACTOR DE REDUCCIÓN DE AMORTIGUAMIENTO

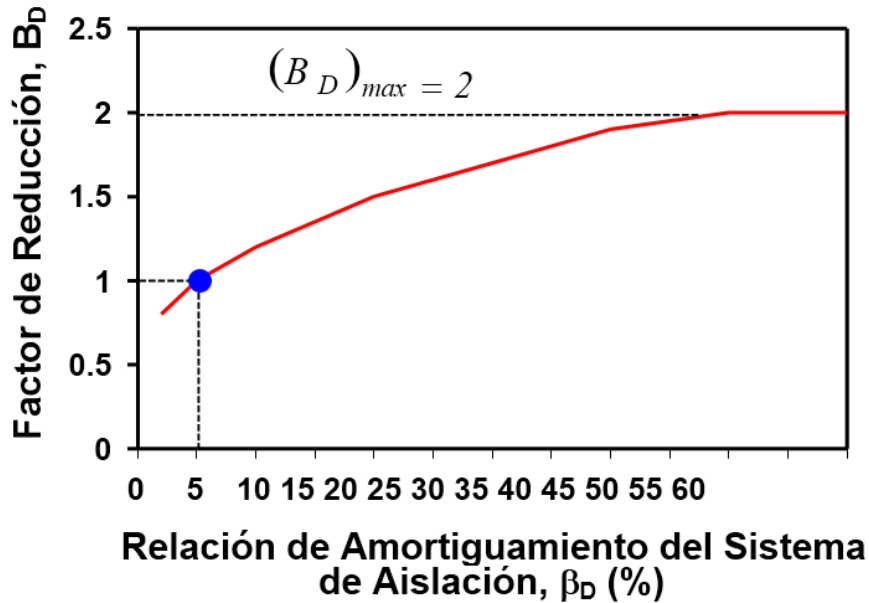


Figura 47. Gráfica para el factor de reducción de amortiguamiento.

Fuente: Toledo, V. (2018). *Sistemas de protección sísmica.* [Imagen].

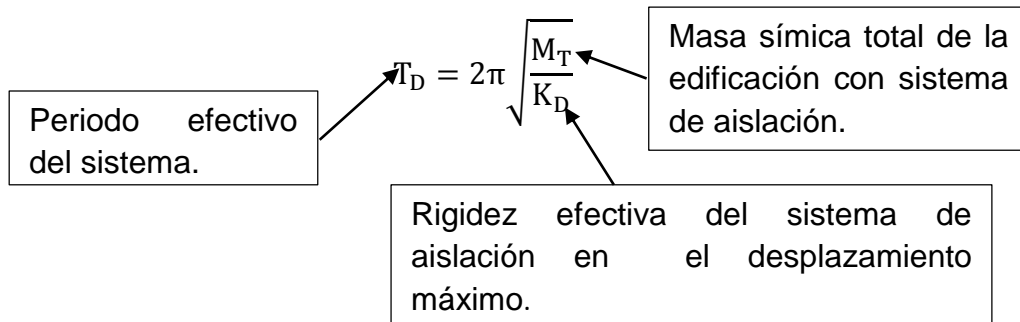
Este factor también puede calcular con la siguiente expresión:

$$B = \frac{4}{5.60 - \ln(\beta_{\text{eff}})}$$

Amortiguamiento efectivo inicial del sistema

Como se espera, el factor de reducción de amortiguamiento (el cual aparece en el denominador de la ecuación del desplazamiento máximo del sistema) aumenta cuando la relación de amortiguamiento del sistema de aislación aumenta. Se aprecia que el factor de reducción está anclado a un valor de unidad el cual corresponde a una relación de amortiguamiento del sistema de aislación del 5%. El factor de reducción de amortiguamiento es limitado a un valor de 2.

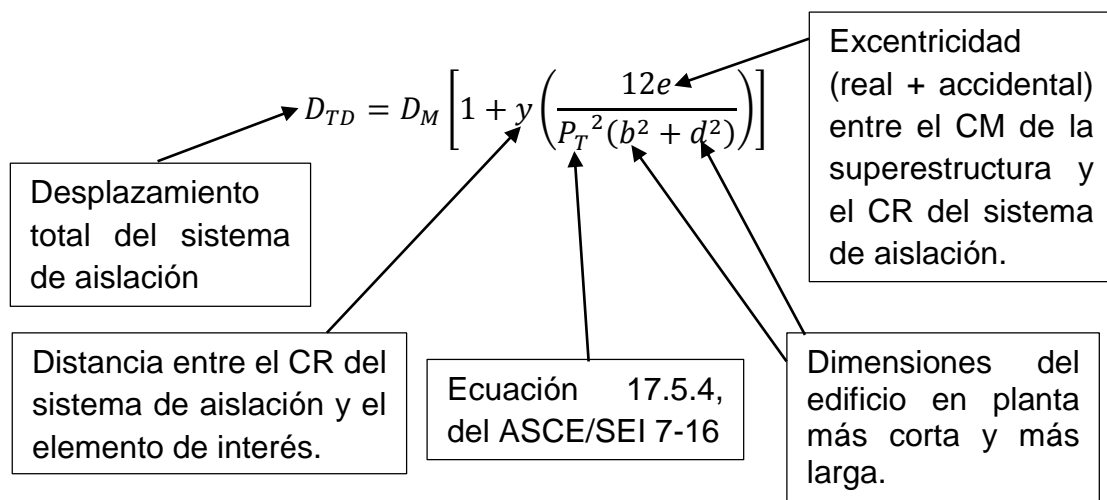
2.4.5 PERIODO DE AISLACIÓN EFECTIVO



La rigidez utilizada en la ecuación se utiliza para producir el periodo más largo y de este modo el desplazamiento de diseño más conservador.

El periodo efectivo está dado por la expresión para el periodo natural de un sistema de un solo grado de libertad (SDOF) lineal y elástico. La superestructura se asume rígida y de este modo el periodo natural es controlado por la flexibilidad del sistema de aislación. Para el diseño conservador, la rigidez efectiva es utilizada para calcular el periodo natural efectivo.

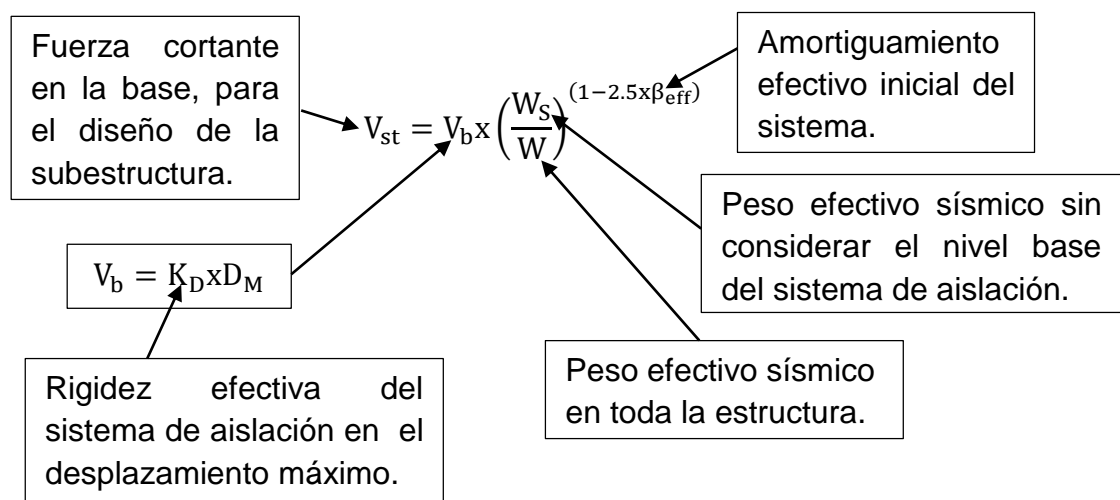
2.4.6 DESPLAZAMIENTO TOTAL DEL SISTEMA DE AISLACIÓN (TRASLACIÓN Y ROTACIÓN)



Un desplazamiento total más pequeño puede utilizarse (pero no menor que $1.1D_M$), siempre que se demuestre que el sistema de aislación pueda resistir efectos de torsión.

El desplazamiento total del sistema de aislación incluye las contribuciones a partir tanto de la traslación como de la rotación; la rotación es causada por una respuesta torsional del sistema de aislación debido a un desplazamiento del centro de rigidez (CR) del sistema de aislación y del centro de masas (CM) de la superestructura. Las fuerzas inerciales pasan a través del CM mientras que la fuerza resistente del asiento de apoyo resultante pasa a través del CR. Si un desplazamiento en el CR y el CM está presente, las dos fuerzas no son coincidentes y la respuesta torsional (rotación) es inducida. La rotación aumenta los desplazamientos del sistema de aislación en las esquinas de los edificios. Este incremento en el desplazamiento en una esquina del edificio es el desplazamiento total del sistema de aislación.

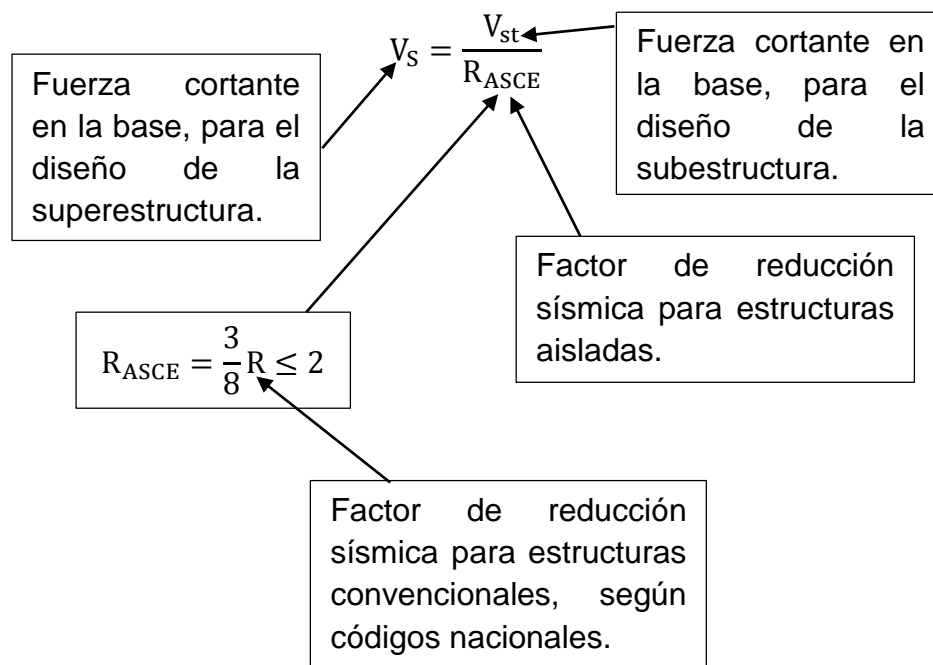
2.4.7 FUERZA CORTANTE EN LA BASE PARA EL DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA



La fuerza cortante en la base, para el diseño de la subestructura, no se afecta por ningún factor de reducción sísmica; por lo tanto se espera una respuesta elástica por debajo del sistema de aislación.

Para el diseño conservador, la rigidez máxima efectiva es usada para calcular la fuerza cortante en y por debajo del sistema de aislación.

2.4.8 FUERZA CORTANTE EN LA BASE PARA EL DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA



La fuerza cortante en la base, para el diseño de la superestructura, se afecta por un coeficiente de reducción sísmico pequeño; asegura esencialmente la respuesta casi elástica de la superestructura.

2.4.9 FUERZA CORTANTE EN LA BASE PARA ESTRUCTURAS CONVENCIONALES Y AISLADAS

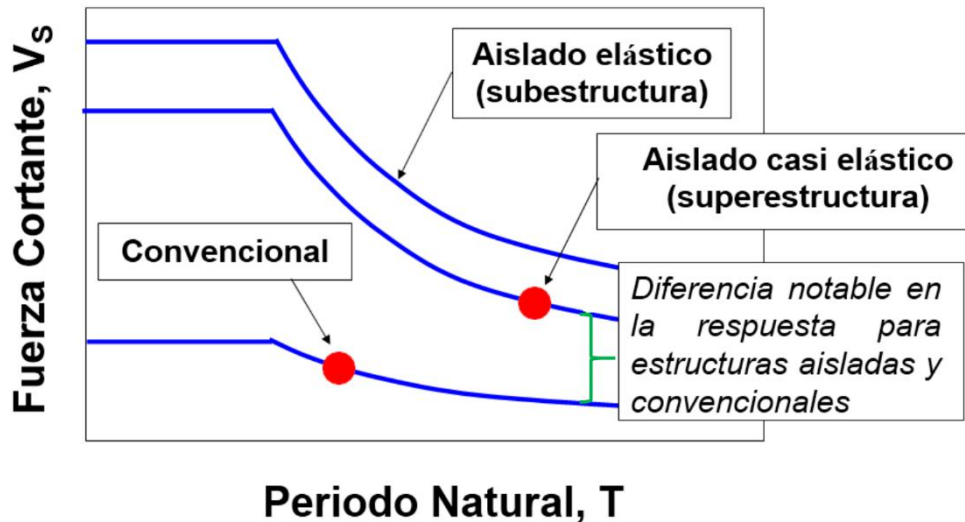


Figura 48. Espectros de respuesta para estructuras convencionales y aisladas (para el diseño de la superestructura y subestructura).

Fuente: Toledo, V. (2018). *Sistemas de protección sísmica*. [Imagen].

Debido al valor bajo del factor de reducción de resistencia para estructuras aisladas, la fuerza cortante para estas estructuras es generalmente mayor en comparación con estructuras convencionales. La fuerza cortante más grande resulta en la respuesta para el diseño de la subestructura por debajo de la interfaz de aislación.

2.5 CUESTIONES PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA

La principal ventaja de un sistema de aislación en la base es su habilidad para reducir la respuesta sísmica de una estructura y por tanto sus fuerzas sísmicas de diseño. Igualmente importante es el hecho de que un sistema de aislación en la base puede reducir al mismo tiempo las aceleraciones de los entresijos, minimizando de este modo el daño al equipo, contenidos, y otros. Además, un sistema de aislación en la base es relativamente fácil de instalar y puede ser implementado en nuevas estructuras y en el retrofit (técnica de rehabilitación de las estructuras con diversas finalidades, tales como la reparación de una estructura con defectos de diversos tipos incluyendo daños sísmicos; habilitación de una edificación a fin de hacerla cumplir con una normativa nueva; habilitación de una edificación para cambiar su uso. Todo lo antes expuesto se resume en una técnica para readecuar, rehabilitar y reparar una edificación existente), de las existentes. Es particularmente ventajoso en el retrofit de edificios históricos y monumentos ya que su impacto en sus características arquitectónicas es mínimo. Un sistema de aislamiento en la base, sin embargo, también tiene algunas desventajas, como:

- Un sistema de aislamiento en la base requiere de una junta de aislamiento para permitir el desplazamiento libre lateral del aislador. Como resultado, las estructuras en el sitio donde no hay suficiente espacio libre para esta junta requerida no pueden ser aisladas en la base.

- Una estructura con base aislada está siempre en peligro de una insuficiente junta de aislamiento y de este modo de los pulsos de aceleración impredecibles que pueden ser generados si la estructura golpea en contra de los elementos de restricción (edificaciones vecinas).
- Ya que en general los aisladores son capaces de resistir cargas a tensión grandes, el aislamiento en la base es sólo capaz para estructuras en las cuales el levantamiento de los asientos de apoyo no ocurra, o sea bastante mínimo.
- Los sistemas de aislamiento en la base requieren dispositivos para resistir las cargas máximas laterales a partir de las cargas de viento y otras de servicio sin fluir para evitar desplazamientos y vibraciones inaceptables bajo estas cargas.
- Poco se sabe acerca de cómo las propiedades químicas y físicas del aislador cambian con el tiempo, y de cómo estas propiedades son afectadas por los factores ambientales.
- La integridad de una estructura con base aislada depende totalmente de la integridad de su aislador.
- El coeficiente de fricción en los aisladores de deslizamiento no puede ser determinado con certeza, particularmente luego de un periodo largo de inactividad.
- Debido al comportamiento no lineal del aislador y la consideración requerida de las fuerzas máximas antes y después que el aislador se vuelve operacional, el análisis de una estructura con aislamiento en la base es sustancialmente más complicada que el análisis de una convencional.

- Un sistema con aislación en la base puede sintonizar los modos elevados de una estructura a las frecuencias dominantes del movimiento del terreno que lo excitan. Como resultado, puede magnificar la respuesta de la estructura en sus modos más elevados y, por tanto, la respuesta de los elementos no estructurales de frecuencia elevada.
- El comportamiento no lineal de los aisladores pueden inducir aceleraciones elevadas en los entresijos de un edificio y dañar, como resultado, su contenido.
- En general, las estructuras con base aislada son más caras que las estructuras con base fija ya que no hay suficientes ahorros en el diseño de la superestructura para compensar el costo de los aisladores, las losas dobles del sótano y muros, y los detalles especiales para proporcionar la flexibilidad de los servicios (tuberías flexibles para instalaciones sanitarias y eléctricas).
- Puede decirse, de este modo, que, en general, las estructuras que son adecuadas para la aislación sísmica son:
 - ✓ Estructuras cimentadas sobre suelos firmes.
 - ✓ Estructuras con un periodo natural fundamental corto; esto es, estructuras cuadradas de baja a mediana altura que capten fuerzas sísmicas grandes cuando no están aisladas.
 - ✓ Estructuras con cargas de gravedad significativas y relación altura - ancho que prevengan momentos de volteo grandes.
 - ✓ Estructuras en sitios que permitan desplazamientos horizontales no obstruidos de los aisladores.

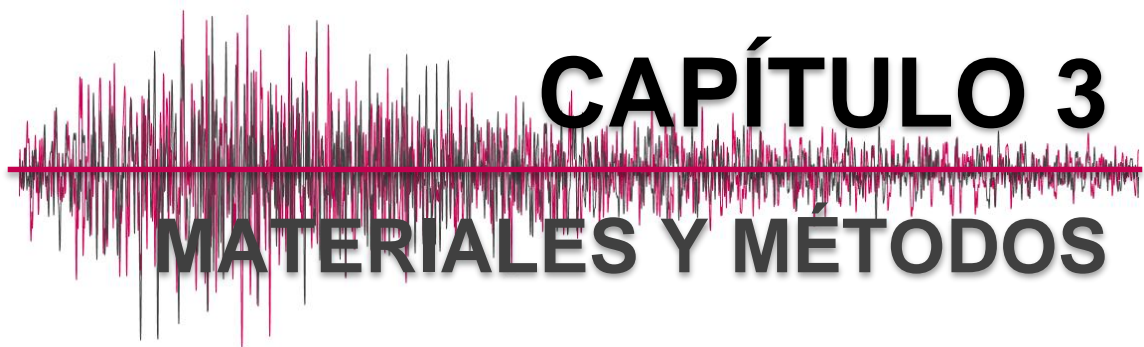


- ✓ Estructuras para las cuales un desempeño riguroso es requerido, tal es el caso de estructuras las cuales alojen equipo caro o vital, o aquellas en necesidad de retrofit y para las cuales un reforzamiento convencional es más caro, más destructivo, o arquitectónicamente inaceptable.



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO, TENIENDO EN CUENTA CIMENTACIÓN CONVENCIONAL Y CIMENTACION AISLADA, APLICADO AL POOL DE AULAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA”



CAPÍTULO 3

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA CONVENCIONAL

3.1.1 INTRODUCCIÓN

A continuación se presenta el análisis estructural de la edificación “POOL DE AULAS – POOL A”, de la Universidad Nacional del Santa, con base convencional (modelo de empotramiento perfecto al suelo de fundación), con la finalidad de evidenciar el comportamiento debido a cargas permanentes, cargas de servicio y cargas sísmicas. La edificación consta de 5 niveles típicos con ambientes para dos aulas, una sala de profesores y un SS.HH. en todos los niveles; esta edificación posee un diseño tal, que cumple con los lineamientos señalados en el RNE.

El sistema estructural utilizado para la edificación, es un sistema a base de muros estructurales, en relación a la norma E.030.

3.1.2 UBICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Institución: En el interior de la “Universidad Nacional del Santa”.

Distrito: Nuevo Chimbote.

Provincia: Santa.

Departamento: Ancash.

3.1.3 INFORMACIÓN GENERAL

Ubicación de la edificación: Universidad Nacional del Santa, Nuevo Chimbote.

Uso: Universidad, (Categoría A2, tabla N°5, norma E.030.)

Sistema de techado: Losas aligeradas y losas macizas en SS.HH.

Desplante: -3.00m, medido desde NTN: 0.00, con una sub zapata de 75cm.

3.1.4 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

El bloque del “POOL DE AULAS – POOL A”, de la Universidad Nacional del Santa consta de cinco niveles con una altura máxima de 16.70m, medida desde el nivel de terreno natural 0.00. Tiene una altura típica de entrepiso 3.00m. El área techada en el primer nivel es de **276.85m²**, en el segundo nivel presenta un área techada de **286.85m²** y para los demás niveles un área típica techada de **295.57m²**. El sistema estructural es de muros estructurales, presentando muros de corte en las 4 esquinas, con longitud de 2.00m, con espesor de 0.30m y muros de corte en la parte central tipo “T”, con longitudes de 2.30m x 1.725m, con espesor de 0.30m; presenta también un muro de corte a modo de dintel en la parte central, con longitud de 0.90m y espesor de 0.30m; asimismo tiene pórticos centrales compuestos por columnas rectangulares, tipo “L” y tipo “T”, con vigas rectangulares de 0.30m x 0.70m, 0.25m x 0.40m y 0.25m x 0.70m, en todos los niveles, (se puede revisar cada uno de estos elementos estructurales en las figuras 49, 50, 51 y 52, y en todos los planos estructurales del Anexo 1).

Las losas de entrepiso son losas aligeradas en una dirección con un espesor de 0.20m, con viguetas de 0.10m x 0.20m y bloques de arcillas de 0.30m x 0.30m x 0.15m, el patín de la losa posee un espesor de 0.05m. Adicionalmente a las losas aligeradas la edificación posee losas macizas en dos direcciones con espesor de 0.20m, en los ambientes donde se encuentran los SS.HH. Para la edificación se establece un concreto con resistencia a la compresión de $f'c=210\text{kg/cm}^2$, para todos los elementos estructurales. A continuación se presentan las plantas estructurales de cimentación y aligerados principales de la edificación.

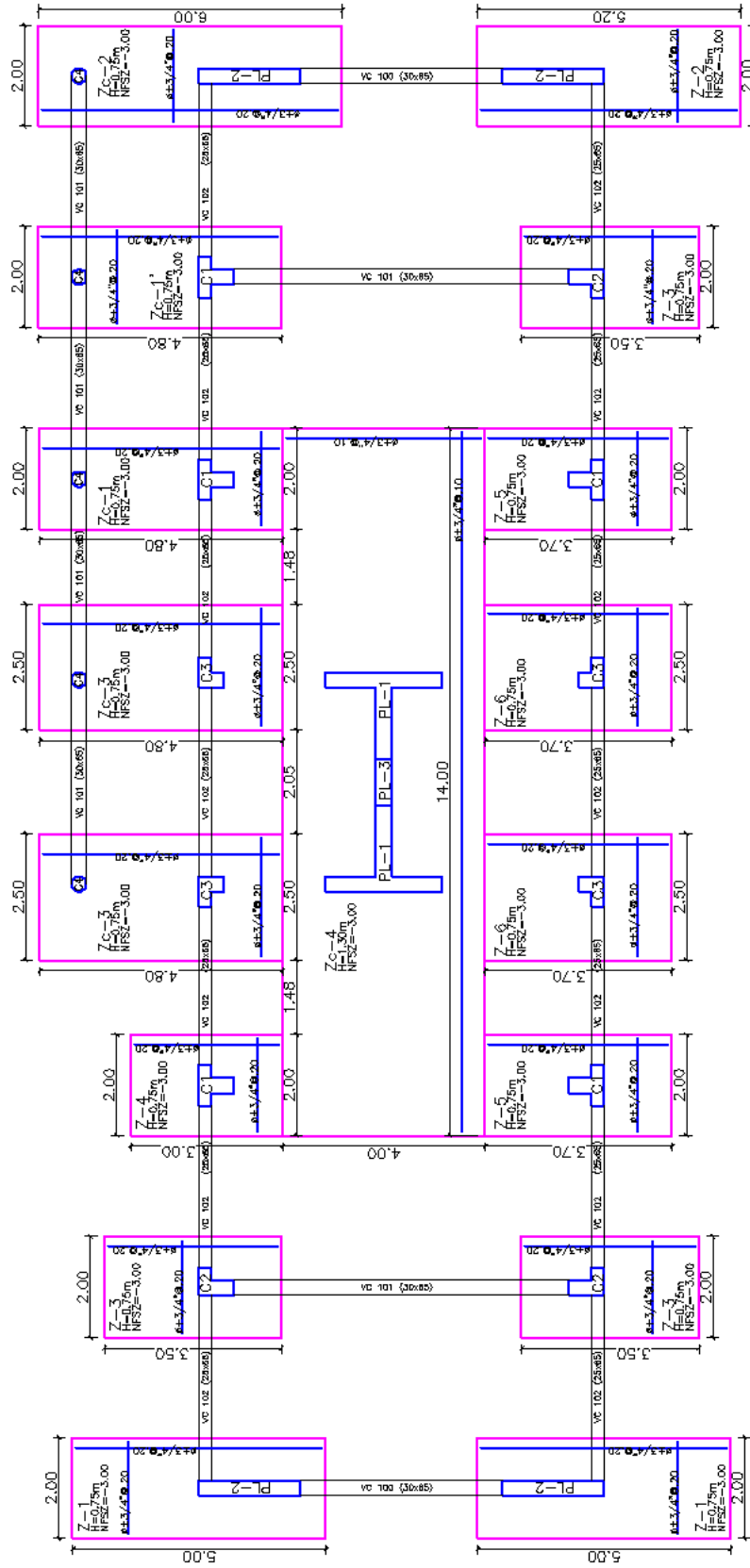


Figura 49. Planta de cimentación, NPT: +0.45.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Planos elaborados en AutoCAD).

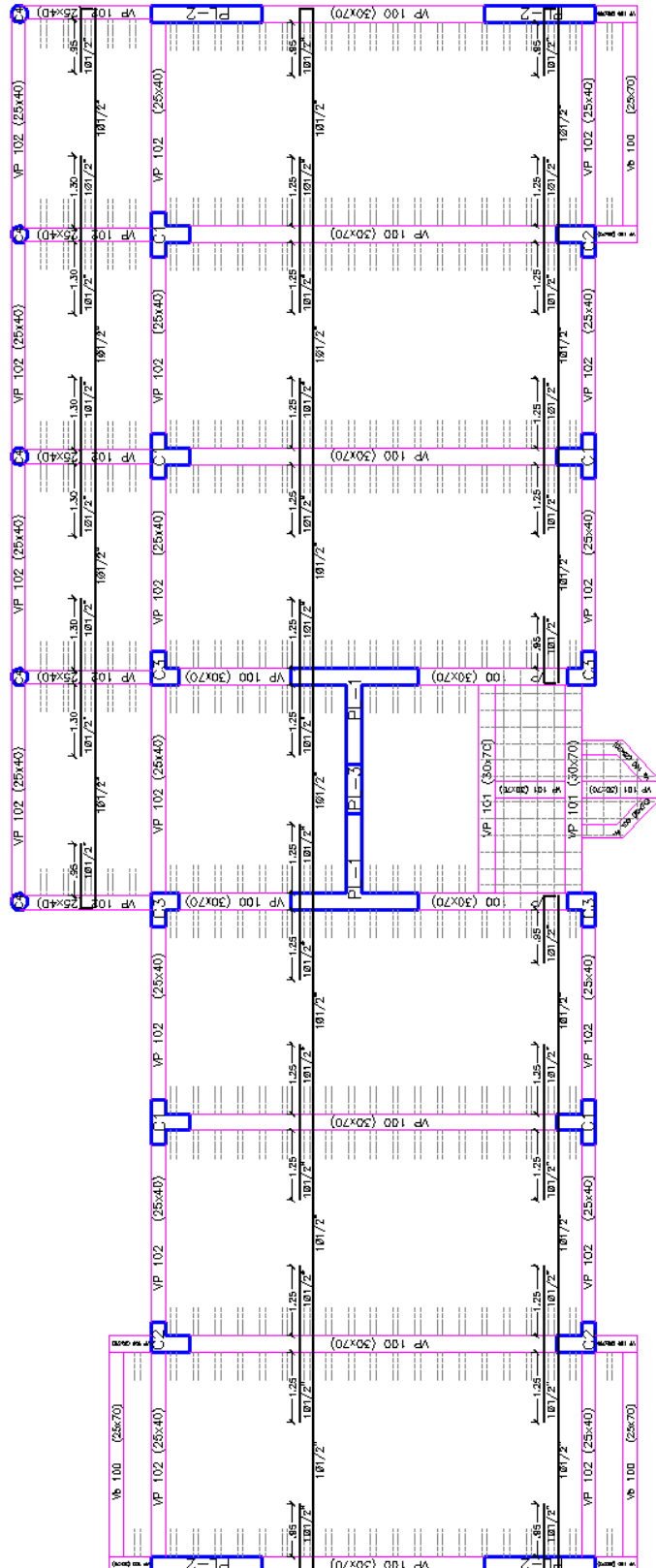


Figura 50. Planta, aligerado 1, NTNT: +3.65.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Planos elaborados en AutoCAD).

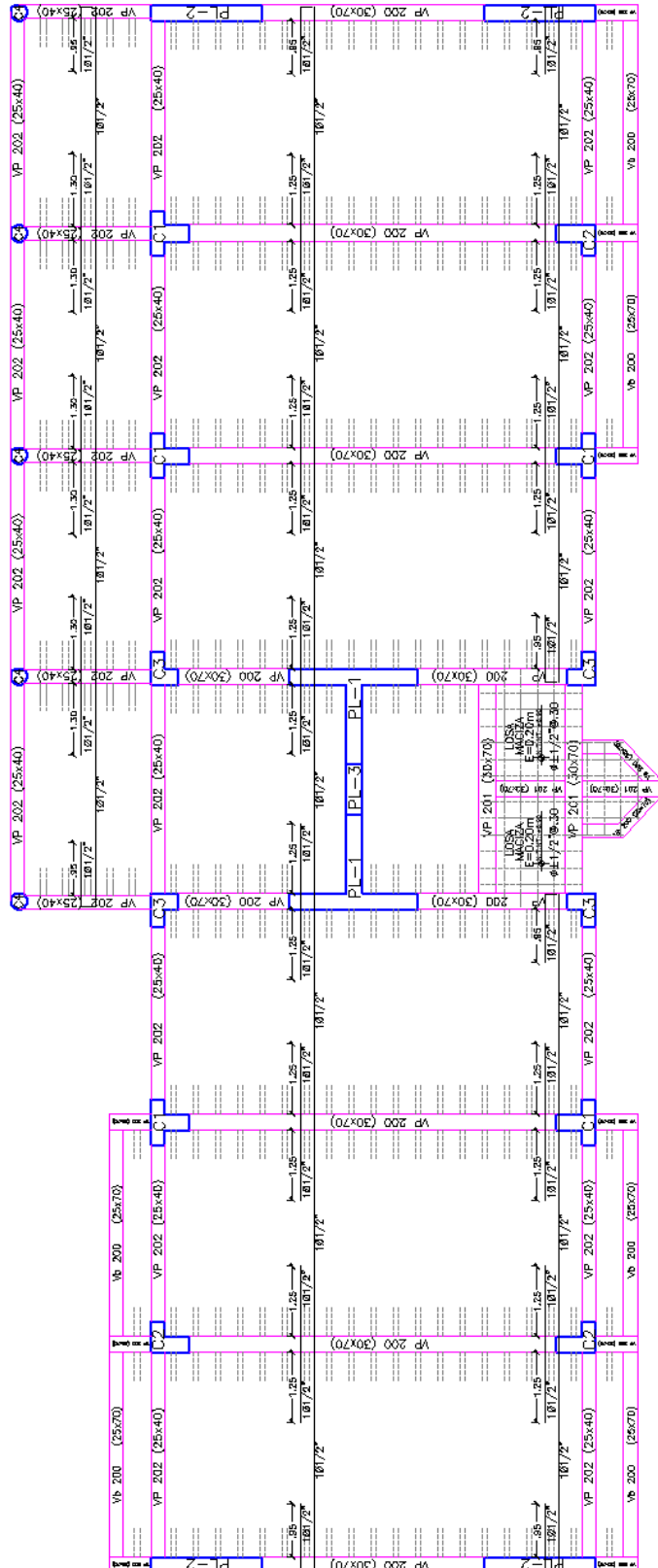


Figura 51. Planta, aligerado 2, NTNT: +6.90.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Planos elaborados en AutoCAD).

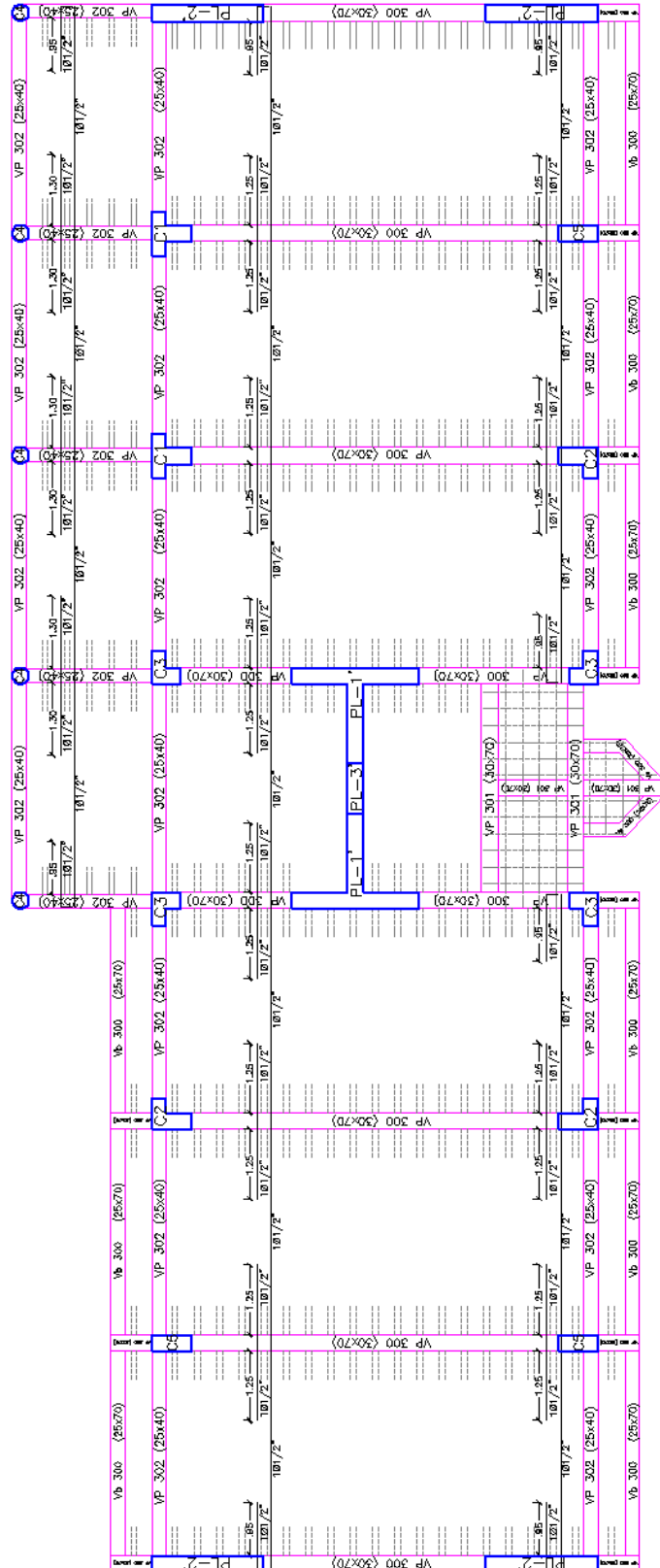


Figura 52. Planta, aligerado 3, NTNT: +10.15, similar a aligerado 4 y 5.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Planos elaborados en AutoCAD).

3.1.5 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$

- Resistencia a la compresión $f'c = 210.00\text{kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E_c = 15100\sqrt{f'c} = 218819.79 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson $\mu = 0.20$
- Módulo de Corte $G = 91174.91 \text{ kg/cm}^2$

Acero de Refuerzo

- Acero Corrugado, grado 60: $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

Suelo de fundación

- Capacidad portante del suelo Si $D_f=3.00\text{m}$, medido desde NTN: 0.00, entonces $Q_{adm} = 2.00\text{kg/cm}^2$.

3.1.6 NORMAS EMPLEADAS

- Metrado de cargas: Norma E.020 de Cargas
- Análisis Sismo Resistente: Norma E.030 Diseño Sismo Resistente.
- Diseño de Cimentaciones: Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones.
- Diseño de Concreto: Norma E.060 de Concreto Armado.
- Diseño de Concreto: Código de Diseño ACI 318-14.

3.1.7 CARGAS UNITARIAS (Según Norma E.020)

Pesos Volumétricos

- Peso volumétrico del concreto armado: 2.40 Tn/m^3
- Peso volumétrico de la albañilería: 1.8 Tn/m^3

Cargas

- Carga viva en corredores para centros de educación: 0.40 Tn/m^2
- Carga viva en aulas para centros de educación: 0.25 Tn/m^2

- Carga viva en Techos: 0.10 Tn/m²
- Carga Muerta de Acabados: 0.10 Tn/m²

3.1.8 COMBINACIONES DE DISEÑO

Concreto Armado

Los elementos estructurales de concreto armado se diseñaron para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipula en la Norma E.060, Artículo 9.2. En todas las secciones de los elementos se debe cumplir:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Donde CM es la carga muerta, CV la carga viva y CS la carga correspondiente al sismo. Así mismo la Norma E.060 en el Artículo 9.3.2 señala que la resistencia de diseño (ϕR_n) proporcionada por un elemento, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deberán tomarse como la resistencia nominal multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia especificada a continuación:

Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial y carga axial con flexión	0.90
Para carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
Para carga axial de compresión con o sin flexión	0.90
Para elementos con refuerzo en espiral	0.75
Para otros elementos	0.70
Corte y torsión	0.85

Aplastamiento del concreto	0.70
Concreto simple	0.60

3.1.9 FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

El Perú, es un país con riesgo sísmico elevado debido a la alta peligrosidad sísmica; a medida que el tiempo va transcurriendo, nos acercamos a un sismo de gran magnitud e intensidad, como advierten los expertos, es por ello que es necesario realizar los estudios y análisis correspondientes a las estructuras, empleando correctamente nuestro código de diseño sismo resistente.

Los alcances del código para un diseño sismo resistente, son aplicables ha:

- Edificaciones nuevas.
- Evaluación y Reforzamiento de estructuras existentes.
- Reparación de edificios dañados.

El primer alcance respalda el uso del Código de Diseño Sismo resistente Peruano, para nuestra evaluación.

Filosofía del diseño Sismo resistente:

- Evitar pérdida de vidas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Principios del diseño Sismo resistente:

- La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados sismos severos para el lugar del proyecto.

- La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- Para las edificaciones esenciales, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

3.1.10 PARÁMETROS SÍSMICOS DEL SITIO

La edificación se precisa en el distrito de Nuevo Chimbote, provincia de Santa, en el departamento de Ancash.

3.1.10.1 ZONIFICACIÓN (Z)

A cada zona se le asigna un factor “Z”, este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

La edificación de acuerdo a la Norma E.030, ítem 2.1, tabla N°1, se localiza en la **Zona 4**, correspondiéndole un **factor de zona $Z=0.45$** .



Figura 53. Figura N°1, Norma E.030, mapa de zonas sísmicas.

Fuente: NTP: E.030. (2016). Diseño Sismorresistente. [Imagen].

Tabla N°1	
FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Tabla 1. Tabla N°1, Norma E.030, factores de zona "Z".

Fuente: NTP: E.030. (2016). Diseño Sismorresistente.

3.1.10.2 MICROSONIFICACIÓN SÍSMICA Y ESTUDIOS DE SITIO

Perfiles de Suelo

Para los efectos de la norma E.030, se clasifican 5 tipos de perfiles de suelo, los cuales tendrán diferentes características, en relación con la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Para el lugar de la edificación, según estudios de mecánica de suelos, se toma el perfil de suelo tipo **S2, suelos intermedios.**

Son suelos medianamente rígidos con velocidades de propagación de ondas de corte entre 180m/seg, y 500m/seg, incluyéndose los casos que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa.
- Suelo cohesivo compacto

La siguiente tabla resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo:

Tabla N°2			
CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	V_s	N_{60}	S_u
S_0	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

Tabla 2. Tabla N°2, Norma E.030, perfiles de suelo.

Fuente: NTP: E.030. (2016). Diseño Sismorresistente.

3.1.10.3 PARÁMETROS DE SITIO (S , T_p y T_l)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores de factor de amplificación del suelo S , y de los periodos T_p , y T_l , para la zona Z4, se tiene:

Tabla N°3				
FACTORES DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S0	S1	S2	S3
	Z4	0.80	1.00	1.05
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 3. Tabla N°3, Norma E.030, factores de suelo "S".

Fuente: NTP: E.030. (2016). Diseño Sismorresistente.

Tabla N°4				
PERÍODOS "TP" Y "TL"				
	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

Tabla 4. Tabla N°4, Norma E.030, períodos TP y TL.

Fuente: NTP: E.030. (2016). Diseño Sismorresistente.

Entonces, corresponde un factor $S=1.05$, con períodos $TP=0.60$ y $TL=2.00$.

3.1.10.4 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración del suelo, ítem 2.5 Norma E.030.

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

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

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

Donde:

T: Periodo fundamental de la edificación, se obtiene del modelamiento en programa ETABS. T_p y T_L , se presentan en el ítem 3.1.10.3.

$$T = 0.443$$

$$C = 2.5$$

3.1.11 CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN

3.1.11.1 CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN Y FACTOR DE USO (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías establecidas para los tipos de funciones requeridas. El coeficiente de uso e importancia (U), se usará según la clasificación que se haga.

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, 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 instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hnos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	1,5

Tabla 5. Tabla N°5, Norma E.030, categoría de las edificaciones y factor “U”.

Fuente: NTP: E.030. (2016). Diseño Sismorresistente.

Según el ítem 3.1, tabla N°5, de la Norma E.030, la edificación corresponde a **universidades**, por lo tanto la estructura se clasifica como categoría A2, edificaciones esenciales, entonces se tiene un **factor de uso $U=1.50$** .

3.1.11.2 CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN E IRREGULARIDAD

La edificación clasifica como una edificación esencial, de categoría A2, en la zona 4, por lo tanto no se permiten irregularidades, (líneas abajo en los ítem 3.1.12.6.1 y 3.1.12.6.2, se demuestra la regularidad de la edificación).

Tabla N° 10 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

Tabla 6. Tabla N°10, Norma E.030, categoría y regularidad de las edificaciones.

Fuente: NTP: E.030. (2016). Diseño Sismorresistente.

3.1.11.3 CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

La edificación en análisis solo puede presentar sistemas estructurales a base de muros de concreto armado o sistemas duales, en relación a la categoría A2 en la Zona 4.

Tabla N° 6 CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.

Tabla 7. Tabla N°6, Norma E.030, categoría y sistema estructural de las edificaciones

Fuente: NTP: E.030. (2016). Diseño Sismorresistente.

3.1.11.4 SISTEMAS ESTRUCTURALES (R0)

La edificación se clasifica como una edificación esencial, de categoría A2, como ya se ha señalado en el ítem 3.1.11.1, en la zona 4, por lo tanto los sistemas estructurales utilizados pueden ser muros de concreto armado o sistemas duales, como se estipula en el ítem 3.1.11.3.

En el análisis se precisa la verificación del sistema estructural empleado, por medio del porcentaje de incidencia de la fuerza cortante en la base, para la edificación, los cuales pueden ser sistemas a base de muros estructurales o sistemas duales, según lo explicado en el ítem 3.1.11.4; entonces se tiene un coeficiente básico de reducción R_0 para:

- Para un Sistema de Muros Estructurales se tiene $R_0=6$.
- Para un Sistema Dual se tiene $R_0=7$.

En el ítem 3.1.12.6.3, se demuestra que la edificación presenta un sistema estructural a base de muros estructurales de concreto armado.

Tabla N° 7	
SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
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

Tabla 8. Tabla N°7, Norma E.030, sistemas estructurales.

Fuente: NTP: E.030. (2016). Diseño Sismorresistente.

SISTEMAS ESTRUCTURALES (ítem 3.2 de la Noma E.030)

ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO (ítem 3.2.1 de la Noma E.030)

- a) Pórticos: Por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos.
- b) Muros Estructurales: Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente.
- c) Dual: Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros.

3.1.11.5 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R)

Este valor se determina de acuerdo al producto de:

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Donde:

- $I_a = 1$ (Factor de Irregularidad en altura, Tabla N° 8, Norma E.030).
- $I_p = 1$ (Factor de Irregularidad en planta, Tabla N° 9, Norma E.030).

Los factores I_a e I_p , son iguales a 1, pues para la edificación en análisis no se permiten irregularidades, por ser de categoría A2, construidas en una Zona 4.

Entonces se tiene.

- Para un Sistema de Muros Estructurales:

$$R = 6$$

$$R_x = 6 * 1 * 1 = 6$$

$$R_y = 6 * 1 * 1 = 6$$

- Para un Sistema Dual:

$$R = 7$$

$$R_x = 7 * 1 * 1 = 7$$

$$R_y = 7 * 1 * 1 = 7$$

3.1.12 ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE

3.1.12.1 PESO DE LA EDIFICACIÓN

El peso se calculará adicionando a la carga permanente (carga muerta) total de la edificación, un porcentaje de la carga viva, que para edificaciones de categoría A2 en los entrepisos será el 50% y solo para azoteas será el 25%; entonces el peso sísmico de la edificación será el 100% de la carga permanente más el 50% de la carga viva en entrepisos y el 25% de carga viva en azotea.

$$P = 100\%CM + 50\%CV(Entrepisos) + 25\%CV(Azotea)$$

3.1.12.2 ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ENTREPISO

Los desplazamientos laterales de entrepiso se calcularán multiplicando por R y por 0.75, para estructuras regulares, los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

Desplazamientos Laterales permisibles:

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso calculado, como se indicó anteriormente, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica.

Tabla N° 11	
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_j / h_{ej})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Tabla 9. Tabla N°11, Norma E.030, límites para la distorsión de entrepiso.

Fuente: NTP: E.030. (2016). Diseño Sismorresistente.

En nuestro análisis, se comparará los desplazamientos obtenidos con los que le corresponden a concreto armado. (Material predominante en nuestra edificación).

3.1.12.3 RESUMEN DE PARÁMETROS SÍSMICOS

Para un sistema de muros estructurales (único sistema que interviene en el análisis):

- $Z=0.45$
- $S=1.05$
- $U=1.5$
- $C=2.5$
- $R_y = 6$
- $R_x = 6$

3.1.12.4 ANÁLISIS DINÁMICO

Para la evaluación se utilizará la combinación y Análisis, Modal-Espectral,
por tratarse de una estructura convencional.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

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:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la **combinación cuadrática completa CQC**, de los valores calculados para cada modo.

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

3.1.12.5 ESPECTRO DE RESPUESTA

Se tendrá un espectro de respuesta, para un sistema de muros estructurales, como se aprecia a continuación:

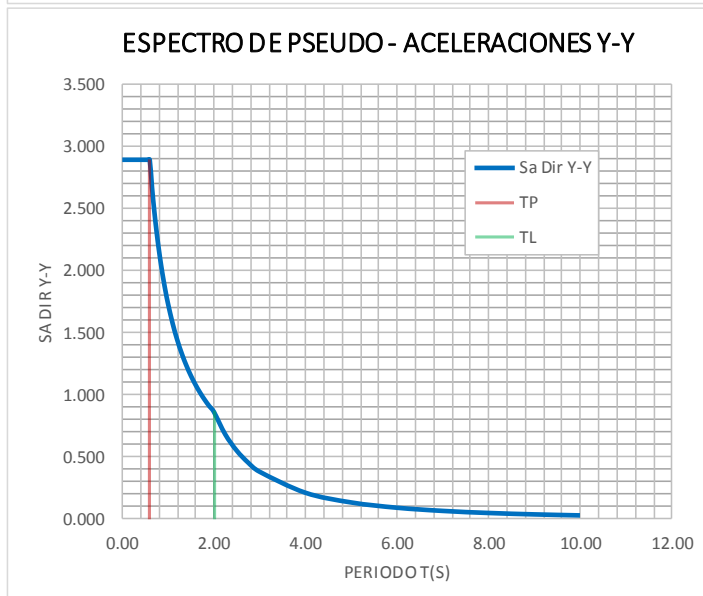
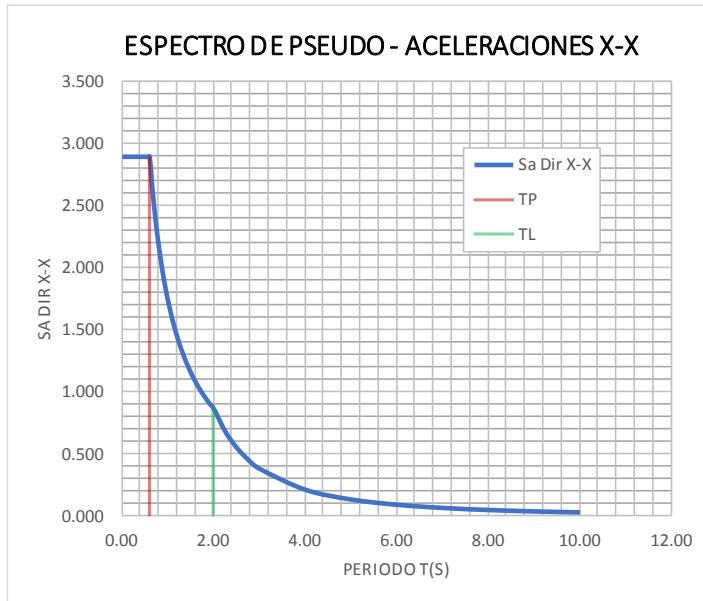
DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.45	R ₀	6	6
U	1.50	I _a	1.00	1.00
S	1.05	I _p	1.00	1.00
T _p	0.60	R	6	6
T _L	2.00	g	9.81 m/s ²	

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$



C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
2.50	0.00	2.897	2.897
2.50	0.02	2.897	2.897
2.50	0.04	2.897	2.897
2.50	0.06	2.897	2.897
2.50	0.08	2.897	2.897
2.50	0.10	2.897	2.897
2.50	0.12	2.897	2.897
2.50	0.14	2.897	2.897
2.50	0.16	2.897	2.897
2.50	0.18	2.897	2.897
2.50	0.20	2.897	2.897
2.50	0.25	2.897	2.897
2.50	0.30	2.897	2.897
2.50	0.35	2.897	2.897
2.50	0.40	2.897	2.897
2.50	0.45	2.897	2.897
2.50	0.50	2.897	2.897
2.50	0.55	2.897	2.897
2.50	0.60	2.897	2.897
2.31	0.65	2.674	2.674
2.14	0.70	2.483	2.483
2.00	0.75	2.318	2.318
1.88	0.80	2.173	2.173
1.76	0.85	2.045	2.045
1.67	0.90	1.931	1.931
1.58	0.95	1.830	1.830
1.50	1.00	1.738	1.738
1.36	1.10	1.580	1.580
1.25	1.20	1.449	1.449
1.15	1.30	1.337	1.337
1.07	1.40	1.242	1.242
1.00	1.50	1.159	1.159
0.94	1.60	1.086	1.086
0.88	1.70	1.022	1.022
0.83	1.80	0.966	0.966
0.79	1.90	0.915	0.915
0.75	2.00	0.869	0.869
0.59	2.25	0.687	0.687
0.48	2.50	0.556	0.556
0.40	2.75	0.460	0.460
0.33	3.00	0.386	0.386
0.19	4.00	0.217	0.217
0.12	5.00	0.139	0.139
0.08	6.00	0.097	0.097
0.06	7.00	0.071	0.071
0.05	8.00	0.054	0.054
0.04	9.00	0.043	0.043
0.03	10.00	0.035	0.035

Tabla 10. Espectro Normativo de Pseudo – Aceleraciones, NTP: E.030.

Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.030).

3.1.12.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUPER ESTRUCTURA

Edificación “POOL DE AULAS – POOL A”, Cimentación Convencional.

VISTA 3D

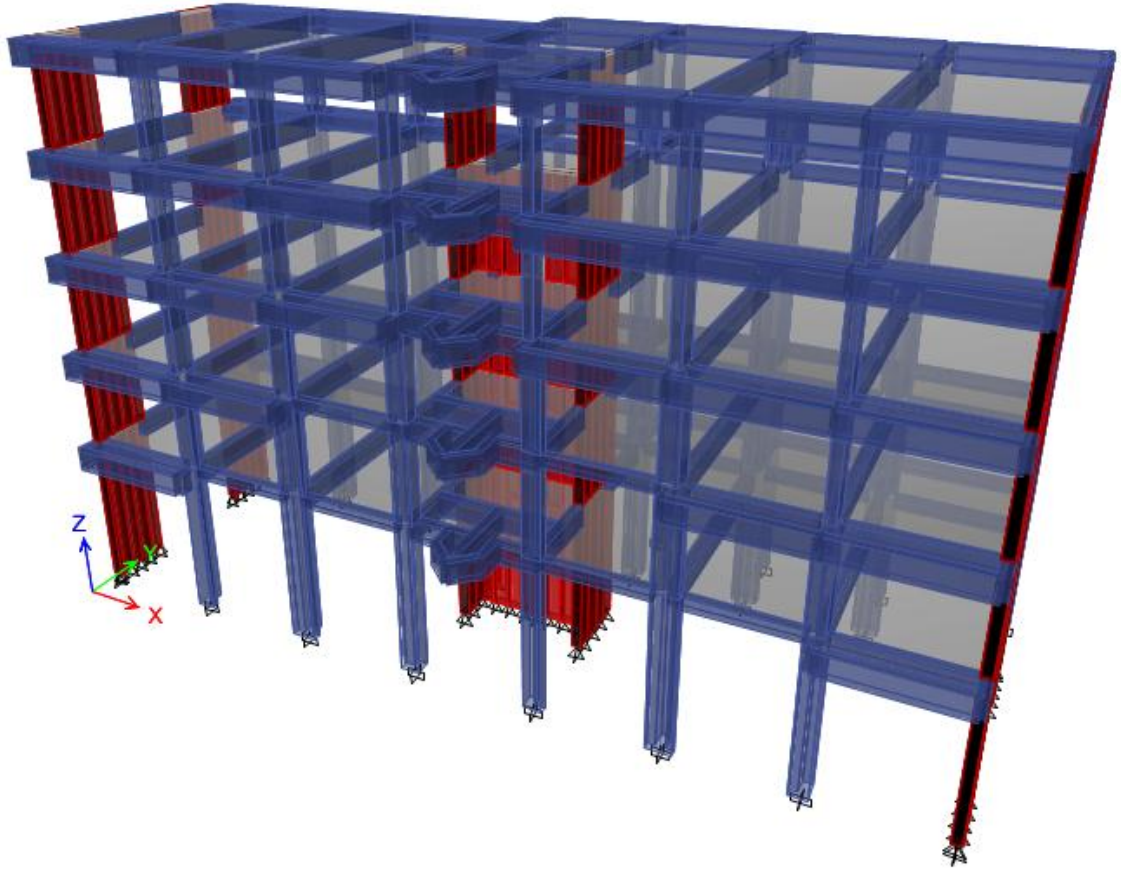


Figura 54. Vista 3D, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

VISTA EN PLANTA, ENTREPISO 1

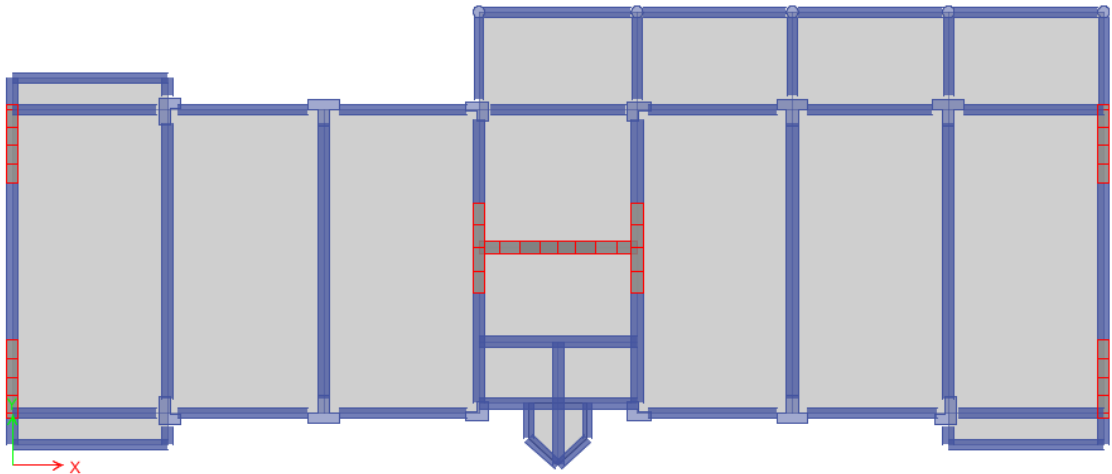


Figura 55. Vista en planta, entrepiso 1, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

VISTA ELEVACIÓN FRONTAL

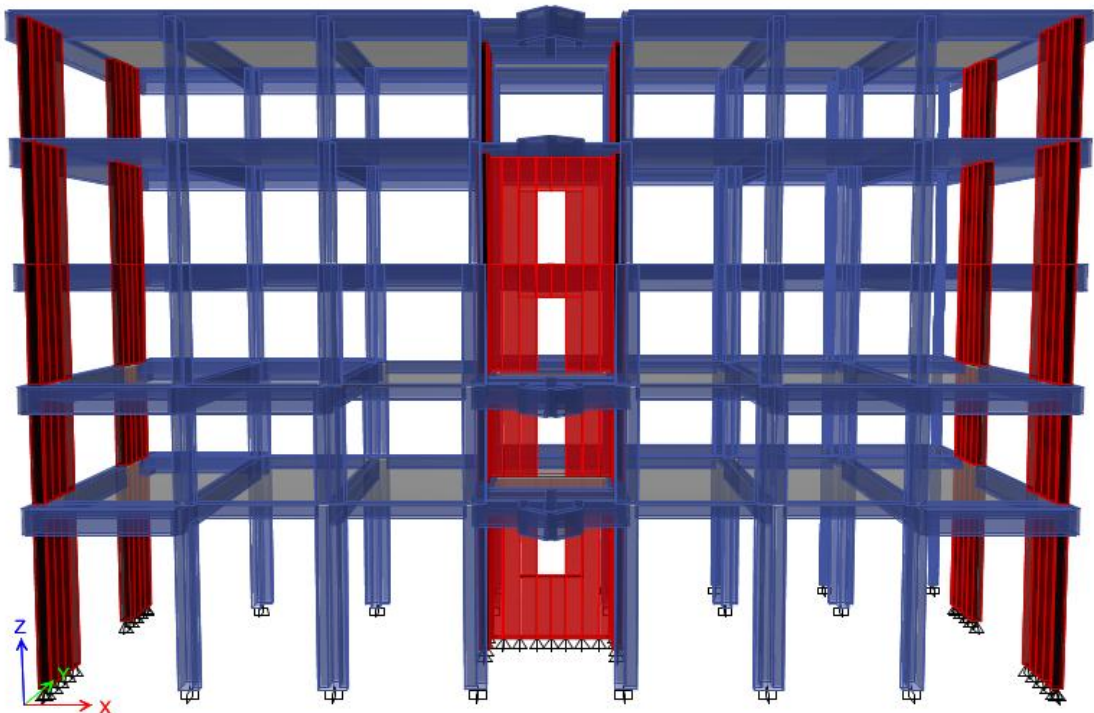


Figura 56. Vista elevación frontal principal, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

3.1.12.6.1 Irregularidad En Altura

Se analiza la no presencia de irregularidades en altura en relación a la Tabla N°8 del ítem 3.6 de la norma E.030.

- **Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:** Con el análisis comparativo entre distorsiones por nivel, se demuestra que ninguna distorsión de entrepiso es mayor a 1.40 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, ni mayor a 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes, para la dirección X e Y, por lo tanto no existe Irregularidad de Rigidez - Piso Blando.

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X-X					
PISO	Deriva Extremo 1	Deriva Extremo 2	Promedio Extremos	Deriva i/ Deriva i+1	Deriva i/ Deriva i+3
Piso 5	0.0015	0.0014	0.0014		
Piso 4	0.0014	0.0013	0.0014	0.94	
Piso 3	0.0014	0.0013	0.0014	1.01	
Piso 2	0.0014	0.0013	0.0013	0.97	0.96
Piso 1	0.0009	0.0009	0.0009	0.67	0.66

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN Y-Y					
PISO	Deriva Extremo 1	Deriva Extremo 2	Promedio Extremos	Deriva i/ Deriva i+1	Deriva i/ Deriva i+3
Piso 5	0.0012	0.0011	0.0011		
Piso 4	0.0014	0.0013	0.0013	1.18	
Piso 3	0.0015	0.0015	0.0015	1.14	
Piso 2	0.0015	0.0015	0.0015	1.02	1.17
Piso 1	0.0008	0.0008	0.0008	0.54	0.57

Tabla 11. Tabla comparativa para distorsiones por nivel, en dirección X e Y, para la verificación de irregularidad de rigidez - piso blando.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

- **Irregularidad de Resistencia – Piso Débil:** Con el análisis comparativo entre fuerzas cortantes de entrepiso, se demuestra que la fuerza cortante actuante en un entrepiso inferior no es menor que el 80% de la fuerza cortante del entrepiso inmediato superior, para la dirección X e Y, por lo tanto no existe Irregularidad de Resistencia – Piso Débil.

FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO EN X				
Piso	Caso de Carga	V _x (Tn)	80% V _x (Tn)	Es menor
Piso 5	Sismo X	103.06	82.44	NO
Piso 4	Sismo X	214.44	171.56	NO
Piso 3	Sismo X	301.90	241.52	NO
Piso 2	Sismo X	359.99	287.99	NO
Piso 1	Sismo X	394.29	315.44	

FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO EN Y				
Piso	Caso de Carga	V _y (Tn)	80% V _y (Tn)	Es menor
Piso 5	Sismo Y	99.03	79.23	NO
Piso 4	Sismo Y	215.01	172.01	NO
Piso 3	Sismo Y	303.85	243.08	NO
Piso 2	Sismo Y	363.64	290.91	NO
Piso 1	Sismo Y	395.76	316.61	

Tabla 12. Tabla comparativa para fuerzas cortantes de entrepiso, en dirección X e Y, para la verificación de irregularidad de resistencia - piso débil.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

- **Irregularidad Extrema de Rigidez:** No presenta Irregularidad de Rigidez - Piso Blando, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Extrema de Rigidez.
- **Irregularidad Extrema de Resistencia:** No presenta Irregularidad de Resistencia - Piso Débil, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Extrema de Resistencia.

- **Irregularidad de Masa o Peso:** Con el análisis comparativo entre masas de entrepiso, se demuestra que la masa de un entrepiso no es mayor que el 150% de la masa de un entrepiso adyacente, por lo tanto no existe Irregularidad de Masa o Peso.

MASA DE LA ESTRUCTURA			
Piso	Masa (Tn-seg ² /m)	1.50*Masa	Es mayor
Piso 5	22.50		
Piso 4	35.38	53.08	NO
Piso 3	35.90	53.85	NO
Piso 2	34.90	52.35	NO
Piso 1	35.97		

Tabla 13. Tabla comparativa para masas por nivel, para la verificación de irregularidad de masa o peso.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

- **Irregularidad Geométrica Vertical:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad Geométrica Vertical, puesto que los elementos estructurales se proyectan desde el primer nivel hasta el último nivel.
- **Discontinuidad En los Sistemas Resistentes:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Discontinuidad en los Sistemas Resistentes, puesto que los elementos estructurales son continuos en todos los niveles.
- **Discontinuidad Extrema En los Sistemas Resistentes:** No presenta Irregularidad por Discontinuidad En los Sistemas Resistentes, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad por, Discontinuidad Extrema En los Sistemas Resistentes.

En relación con los 8 puntos antes expuestos, se verifica que la edificación es regular en altura para ambas direcciones de análisis.

3.1.12.6.2 Irregularidad en Planta

Se analiza la no presencia de irregularidades en planta en relación a la Tabla N°9 del ítem 3.6 de la norma E.030.

- **Irregularidad Torsional:** Para el análisis en la dirección X e Y, se tiene que, con el análisis comparativo entre el máximo desplazamiento relativo y el desplazamiento relativo del centro de masas, no se obtiene un cociente mayor a 1.20, por tanto no existe Irregularidad Torsional.

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X-X				
PISO	X-CM cm	Desp. Relat. X -CM (cm)	Desp. Relat. X. Max. (cm)	Desp.R. X/ Desp.R. X-CM
Piso 5	2.1986	0.4590	0.4745	1.03
Piso 4	1.7396	0.4298	0.4466	1.04
Piso 3	1.3098	0.4349	0.4524	1.04
Piso 2	0.8749	0.4220	0.4388	1.04
Piso 1	0.4529	0.4529	0.4670	1.03
				Deriva Max. X
				0.0065

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN Y-Y				
Piso	Y-CM cm	Desp. Relat. Y -CM (cm)	Desp. Relat. Y. Max. (cm)	Desp.R. Y/ Desp.R. Y-CM
Piso 4	1.8076	0.2973	0.3457	1.16
Piso 5	1.5103	0.3497	0.4148	1.19
Piso 3	1.1606	0.3974	0.4766	1.20
Piso 2	0.7632	0.4093	0.4932	1.20
Piso 1	0.3539	0.3539	0.4257	1.20
				Deriva Max. Y

Tabla 14. Tabla comparativa entre desplazamientos relativos máximos de entrepiso y desplazamientos relativos del centro de masa para todos los niveles, en dirección X e Y, para la verificación de irregularidad torsional.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

- **Irregularidad Torsional Extrema:** No presenta Irregularidad Torsional, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Torsional Extrema.
- **Esquinas Entrantes:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Esquinas Entrantes, puesto que el bloque en análisis carece de esquinas entrantes de consideración.
- **Discontinuidad del Diafragma:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Discontinuidad del Diafragma, puesto que presenta un diafragma netamente completo, sin ninguna abertura (ductos).
- **Sistemas No Paralelos:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Sistemas No Paralelos, puesto que presenta solo ejes ortogonales a las direcciones X e Y.

En relación con los 5 puntos antes expuestos, se verifica que la edificación es regular en planta para ambas direcciones de análisis.

3.1.12.6.3 Verificación del Sistema Estructural

Se verifica el sistema estructural de la edificación en relación al ítem 3.2 de la norma E.030, para estructuras de concreto armado.

- **Pórticos:** Por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, estos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- **Muros Estructurales:** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.

- **Dual:** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20% y 70% del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30% de la fuerza cortante en la base.

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X-X		
Cortante Dinámica en la Base X (Tn)	Pórticos	Muros Estructurales
394.30	43.81	350.49
	11.11%	88.89%

MUROS ESTRUCTURALES

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN Y-Y		
Cortante Dinámica en la Base Y (Tn)	Pórticos	Muros Estructurales
395.77	37.46	358.31
	9.46%	90.54%

MUROS ESTRUCTURALES

Tabla 15. Tabla comparativa del porcentaje de incidencia de la cortante dinámica en la base, para muros de corte y columnas, en dirección X e Y, para la verificación del sistema estructural.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

En relación a la tabla 3.12.6.3.a, se señala que la edificación presenta un sistema estructural a base de muros estructurales de concreto armado, para las direcciones X e Y.

3.1.12.6.4 Modos de Vibración

Se puede realizar como mínimo 3 modos de vibración por nivel, con los cuales se verifica si su porcentaje de participación supera un 90%, de lo contrario se aumenta más modos de vibrar. A continuación se presentan los modos de vibrar, cuyo porcentaje de participación será mayor al 90%.

- **Periodos y Frecuencias:**

TABLE: Periodos Modales y Frecuencias					
Caso	Modo	Periodo	Frecuencia	Frecuencia Circular	Eigenvalores
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.455	2.197	13.8015	190.4811
Modal	2	0.421	2.378	14.9411	223.2374
Modal	3	0.4	2.501	15.7155	246.9783
Modal	4	0.162	6.17	38.7645	1502.6835
Modal	5	0.113	8.834	55.5037	3080.6641
Modal	6	0.105	9.51	59.7519	3570.2917
Modal	7	0.094	10.59	66.5368	4427.1433
Modal	8	0.052	19.253	120.9674	14633.1078
Modal	9	0.05	20.071	126.1085	15903.3644
Modal	10	0.045	22.43	140.9345	19862.5393
Modal	11	0.036	27.96	175.6783	30862.8791
Modal	12	0.028	36.315	228.1711	52062.0371
Modal	13	0.024	42.058	264.2562	69831.3478
Modal	14	0.018	54.556	342.7843	117501.104
Modal	15	0.015	64.726	406.6826	165390.722

Tabla 16. Tabla de periodos modales y frecuencias.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

▪ **Porcentaje de Participación Modal**

TABLE: Participación de Masa Modal								
Caso	Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec						
Modal	1	0.455	0.8158	0.0003	0.8158	0.0003	0.0017	0.0017
Modal	2	0.421	0.0004	0.8174	0.8162	0.8177	0.0008	0.0026
Modal	3	0.4	0.0018	0.001	0.8179	0.8187	0.8063	0.8089
Modal	4	0.162	0.0959	6.36E-06	0.9138	0.8187	0.0001	0.809
Modal	5	0.113	0	0.1261	0.9138	0.9448	0.0003	0.8093
Modal	6	0.105	0.0001	0.0004	0.914	0.9452	0.1302	0.9396
Modal	7	0.094	0.0703	0	0.9843	0.9452	4.98E-05	0.9396
Modal	8	0.052	0.0128	1.03E-06	0.997	0.9452	1.20E-06	0.9396
Modal	9	0.05	0	0.0364	0.997	0.9817	0.0003	0.9399
Modal	10	0.045	0	0.0004	0.997	0.982	0.04	0.9799
Modal	11	0.036	0.003	0	1	0.982	1.01E-06	0.9799
Modal	12	0.028	0	0.0134	1	0.9954	0.0001	0.98
Modal	13	0.024	0	0.0001	1	0.9955	0.0149	0.995
Modal	14	0.018	0	0.0044	1	1	2.91E-05	0.995
Modal	15	0.015	0	4.53E-05	1	1	0.005	1

Tabla 17. Tabla de participación modal.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

MODO 1



Figura 57. Modo 1, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

MODO 2

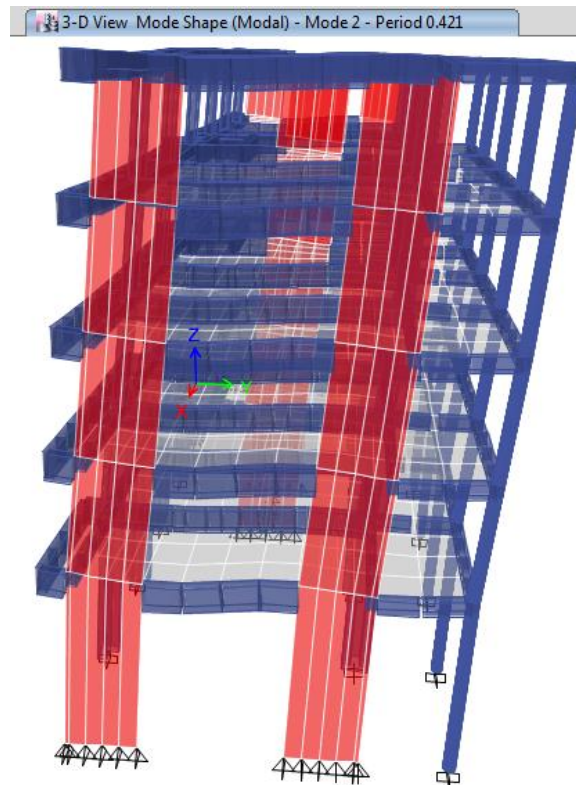


Figura 58. Modo 2, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

MODO 3

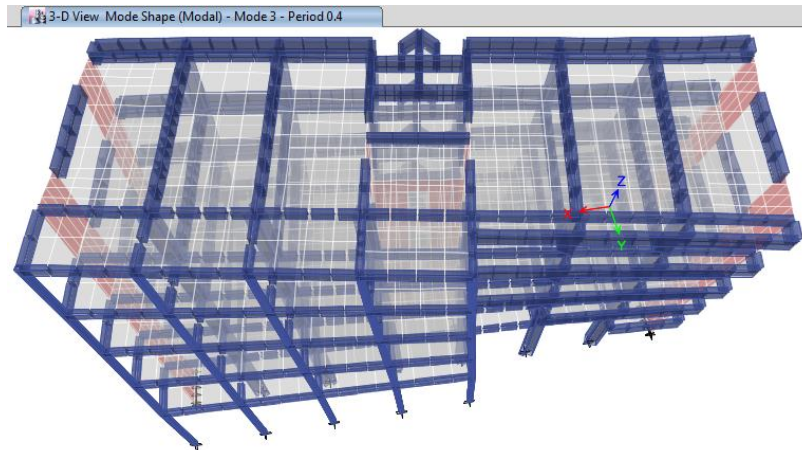


Figura 59. Modo 3, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

3.1.12.6.5 Desplazamientos Relativos de Entrepiso y Derivas

Se analiza los desplazamientos relativos, y las derivas o drifts para cada dirección con el sismo del análisis dinámico, los cuales serán menores a 0.007, (amplificados por el factor de reducción $R_x=6$, $R_y=6$, y el factor 0.75, es decir multiplicados por 4.5, para estructuras regulares, para conseguir los desplazamientos elásticos), según norma E.030.

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X-X									
PISO	Altura cm	Desp. 1 cm	Desp. 2 cm	Desp. 3 cm	Desp. 4 cm	Desp. Prom. cm	Desp. Relat. cm	Deriva	Deriva * 4.5
Piso 5	325	2.279	2.279	2.208	2.208	2.244	0.4663	0.0014	0.0065
Piso 4	325	1.805	1.805	1.750	1.750	1.778	0.4389	0.0014	0.0061
Piso 3	325	1.358	1.358	1.319	1.319	1.339	0.4450	0.0014	0.0062
Piso 2	325	0.906	0.906	0.881	0.881	0.894	0.4321	0.0013	0.0060
Piso 1	515	0.467	0.467	0.456	0.456	0.462	0.4616	0.0009	0.0040

Deriva*4.5, menor a 0.007 **OK**

Tabla 18. Tabla de desplazamientos de entrepiso y derivas, en la dirección X.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN Y-Y									
PISO	Altura cm	Desp. 1 cm	Desp. 2 cm	Desp. 3 cm	Desp. 4 cm	Desp. Prom. cm	Desp. Relat. cm	Deriva	Deriva * 4.5
Piso 5	325	2.239	2.156	2.156	2.239	2.198	0.3615	0.0011	0.0050
Piso 4	325	1.862	1.810	1.810	1.862	1.836	0.4281	0.0013	0.0059
Piso 3	325	1.421	1.396	1.396	1.421	1.408	0.4861	0.0015	0.0067
Piso 2	325	0.925	0.919	0.919	0.925	0.922	0.4971	0.0015	0.0069
Piso 1	515	0.424	0.426	0.426	0.424	0.425	0.4248	0.0008	0.0037

Deriva*4.5, menor a 0.007 **OK**

Tabla 19. Tabla de desplazamientos de entrepiso y derivas, en la dirección Y.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

3.1.12.6.6 Desplazamientos Máximos de Entrepiso

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS DE ENTREPISO		
PISO	Ux cm	Uy cm
Piso 5	2.279	2.239
Piso 4	1.805	1.862
Piso 3	1.358	1.421
Piso 2	0.906	0.925
Piso 1	0.467	0.426

Tabla 20. Tabla de desplazamientos máximos de entrepiso en dirección X e Y

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

DESPLAZAMIENTO EN X

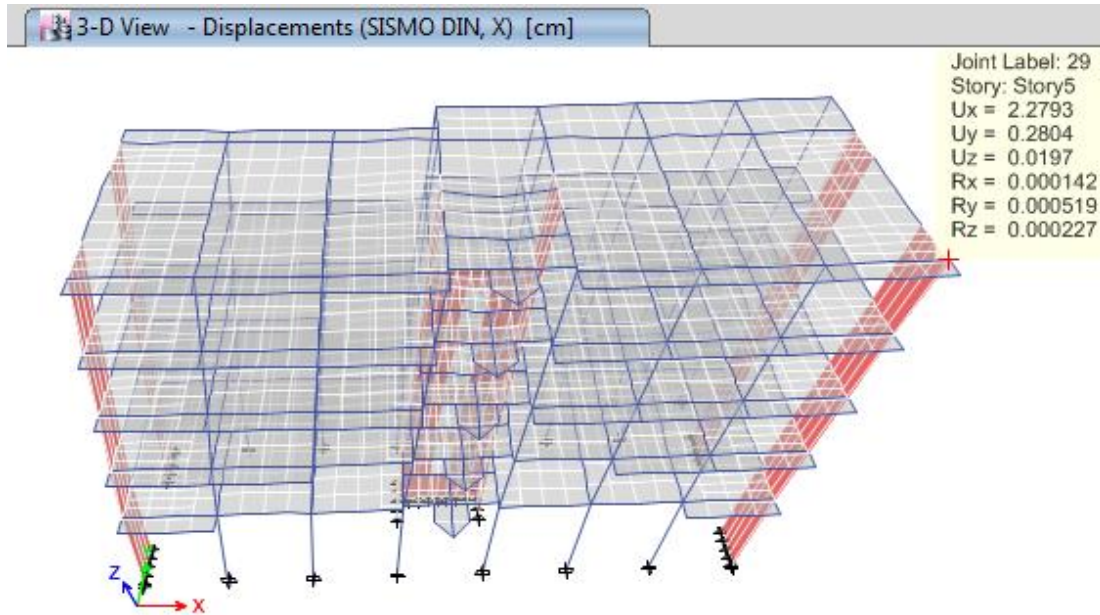


Figura 60. Máximo desplazamiento de entrepiso en dirección X, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

DESPLAZAMIENTO EN Y

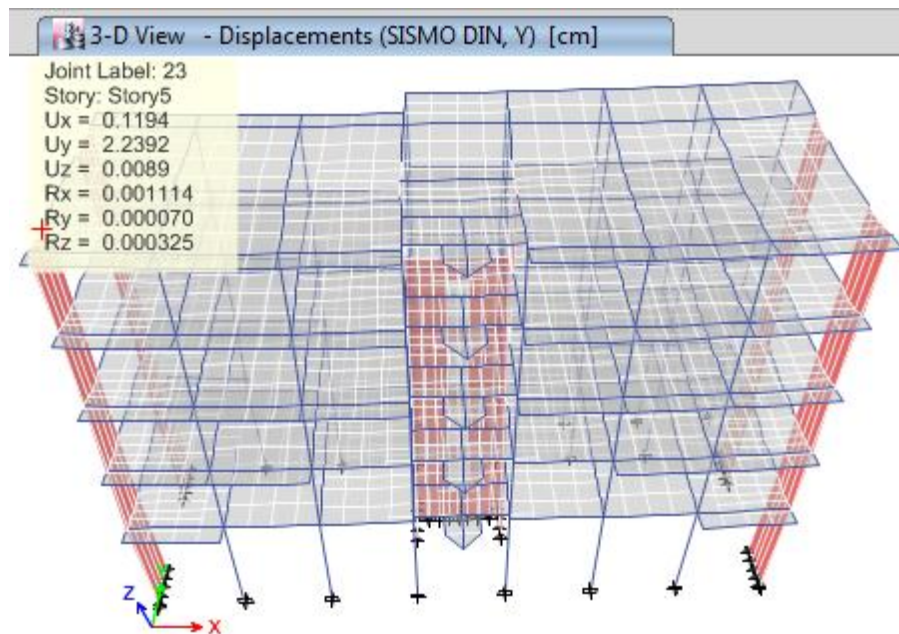


Figura 61. Máximo desplazamiento de entrepiso en dirección Y, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

3.1.12.6.7 Cortante Estática y Dinámica de la Estructura

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base dinámica, no deberá ser menor que el 80% de la cortante estática, para estructuras regulares, y no menor al 90% para estructuras irregulares, de lo contrario para el diseño de los elementos deberíamos escalar el espectro de respuesta.

REACCIONES EN LA BASE						
CASO DE CARGA	FX tonf	FY tonf	0.8*FX estático.	0.8*FY estático	Factor de escala X	Factor de escala Y
SISMO ESTÁTICO. X	-476.850	0.000	-381.480	0.000	-	-
SISMO ESTÁTICO. Y	0.000	-476.850	0.000	-381.480	-	-
SISMO DINÁMICO. X	394.294	6.665	-	-	1	-
SISMO DINÁMICO. Y	6.665	395.760	-	-	-	1

Tabla 21. Tabla de reacciones dinámicas y estáticas en la base, para la dirección X e Y

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

No será necesario escalar el espectro de respuesta, en la dirección X e Y, para el diseño de los elementos estructurales.

3.1.12.7 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUB ESTRUCTURA

3.1.12.7.1 Estructuración para la Cimentación

Para la cimentación de la estructura, se utilizaron zapatas conectadas con vigas de cimentación de 30cm x 65cm y 25cm x 65cm, y zapatas combinadas. Para la modelación estructural se empleó el Software Safe V. 2016. El método utilizado es el método de elementos finitos. Las Zapatas se analizaron para un peralte de 0.75m en los lados exteriores, y la parte central se utilizó una sola zapata de peralte de 1.30m, todas las zapatas se asientan en una sub zapata

de 0.75m, a base de concreto ciclópeo, el fondo de la sub zapata o altura de desplante está a -3.00, medido desde el 0.00 del nivel de terreno natural.

3.1.12.7.2 Datos para el Análisis

- Altura de Desplante = -3.00m, medidos desde el NTN: 0.00, incluido una sub zapata de 0.75m.
- Capacidad portante del Terreno en general = 2.00kg/cm^2 , mejorado con una sub zapata de 0.75m, para una altura de desplante de 3.00, medido desde el fondo de la sub zapata.
- Módulo de Balasto para Zapatas (Dato para Safe V. 2016)= 4.00kg/cm^3
- Concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$ para todos los elementos de cimentación.
- Densidad del Terreno = $\gamma 1.60\text{ Tn/m}^3$

3.1.12.7.3 Cargas para el Diseño de los Elementos

- Para el caso de carga viva y carga muerta se empleará las mismas cargas señaladas líneas arriba en el ítem, 3.7.
- Para el diseño de los elementos estructurales se utilizaran las combinaciones de carga señalados en el ítem 3.8.

3.1.12.7.4 Combinaciones de Carga para el Análisis

- Para el análisis de la cimentación se adicionara como caso de carga, la carga producida por el peso del suelo de relleno, obtenido de la multiplicación de la altura de relleno con el peso específico del terreno; teniendo como peso de relleno, encima de la zapata con peralte de 0.75m, una carga distribuida de 3.18Tn/m^2 , y encima de la zapata con peralte de 1.30m, una carga distribuida de 2.30Tn/m^2 .

- Se añadirá como caso de carga el peso de la sub zapata, construida a base de concreto ciclópeo con peso específico de 2.2Tn/m³, teniendo una carga distribuida para el análisis de 1.65Tn/m², obtenida de la multiplicación del peso específico con la altura de la sub zapata de 0.75m.
- En la edificación, para el análisis se tendrá que realizar 5 combinaciones, con ellas se verifica la presión en el terreno, para concluir si las dimensiones optadas para las zapatas son las adecuadas.

$$\text{VERIFICACIÓN 1} = \text{CM} + \text{CV} + \text{CS} + \text{CSZ}$$

$$\text{VERIFICACIÓN 2} = \text{CM} + \text{CV} + \text{CS} + \text{CSZ} + 0.8\text{SX}$$

$$\text{VERIFICACIÓN 3} = \text{CM} + \text{CV} + \text{CS} + \text{CSZ} - 0.8\text{SX}$$

$$\text{VERIFICACIÓN 4} = \text{CM} + \text{CV} + \text{CS} + \text{CSZ} + 0.8\text{SY}$$

$$\text{VERIFICACIÓN 5} = \text{CM} + \text{CV} + \text{CS} + \text{CSZ} - 0.8\text{SY}$$

- Donde, CM es la carga debido al peso propio y las cargas permanentes asignadas, CV es la carga viva, CS es la carga debido al suelo de relleno, CSZ es la carga debido a la sub zapata y S es la carga de sismo.
- Las Cargas eventuales debido al sismo S, serán transmitidas a la cimentación, mediante el método de las Fuerzas Estáticas Equivalentes, convirtiendo en la superestructura, las cargas sísmicas dinámicas a cargas estáticas, aplicadas a un centro de masa.
- Las Cargas Eventuales S, se reducirán hasta un 80%, y las cargas gravitacionales no presentarán factor de amplificación.

FUERZAS LATERALES EQUIVALENTES ASIGNADAS A UN CENTRO DE MASA				
ENTREPISO	CENTRO DE MASA		F_x (Tn)	F_y (Tn)
	X CM (m.)	Y CM (m.)		
Entrepiso 5	14.277	5.480	103.055	99.035
Entrepiso 4	14.356	5.473	111.390	115.972
Entrepiso 3	14.346	5.468	87.452	88.847
Entrepiso 2	14.382	5.489	58.097	59.782
Entrepiso 1	14.444	5.549	34.301	32.123

Tabla 22. Tabla de fuerzas laterales equivalentes asignadas a un centro de masa, para la dirección X e Y.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

3.1.12.7.5 Presiones de Verificación

- La presión ejercida por las zapatas en el terreno, no deberán ser mayores a la capacidad portante del suelo, de lo contrario estas deberán tener mayor dimensión.
- Las cargas de servicio correspondientes a la combinación VERIFICACIÓN 1, se verificarán para no sobrepasar la capacidad portante del suelo.
- Para las cargas eventuales, incluidas en las combinaciones VERIFICACIÓN 2, 3, 4 y 5, se verificarán para no sobrepasar la capacidad portante del suelo aumentado en un 30%. Art. 15.2.4. NTE: E.060.

3.1.12.7.6 Cimentación de la Edificación

VISTA 3D

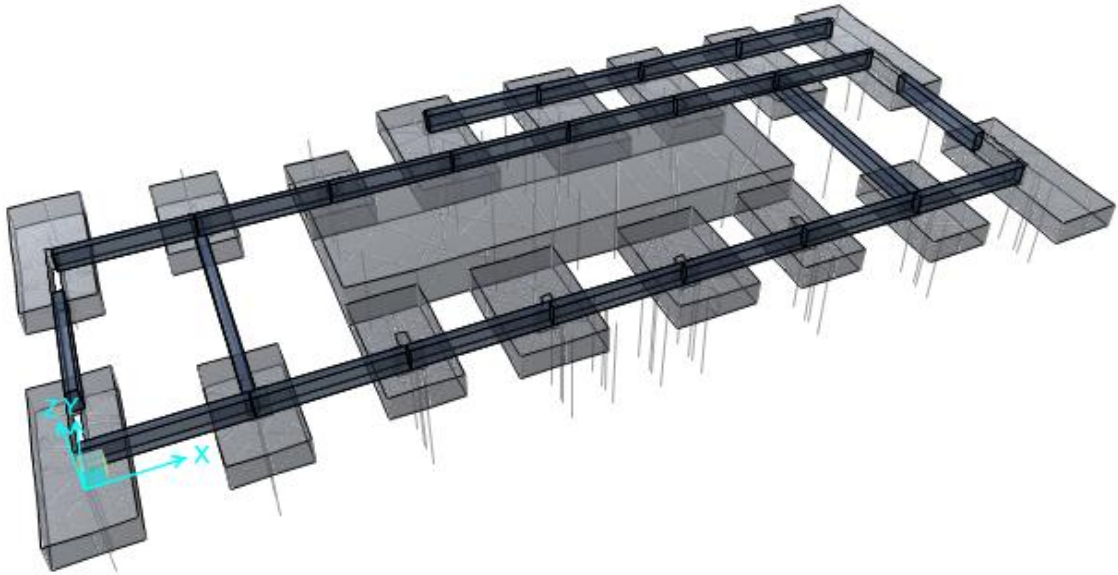


Figura 62. Vista 3D, modelo de la cimentación, con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

VISTA EN PLANTA

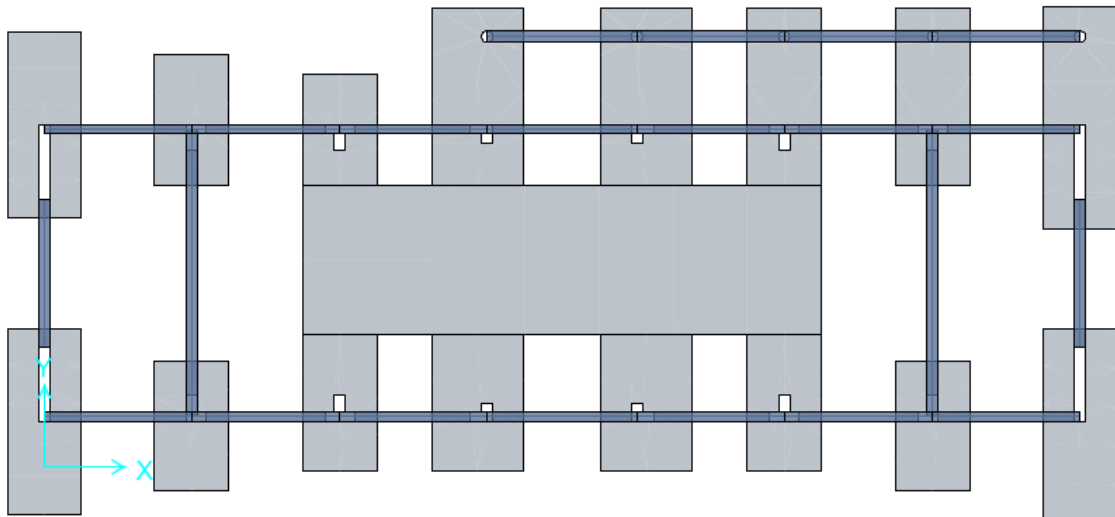


Figura 63. Vista en planta, modelo de la cimentación, con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

CARGAS MUERTAS IMPUESTAS

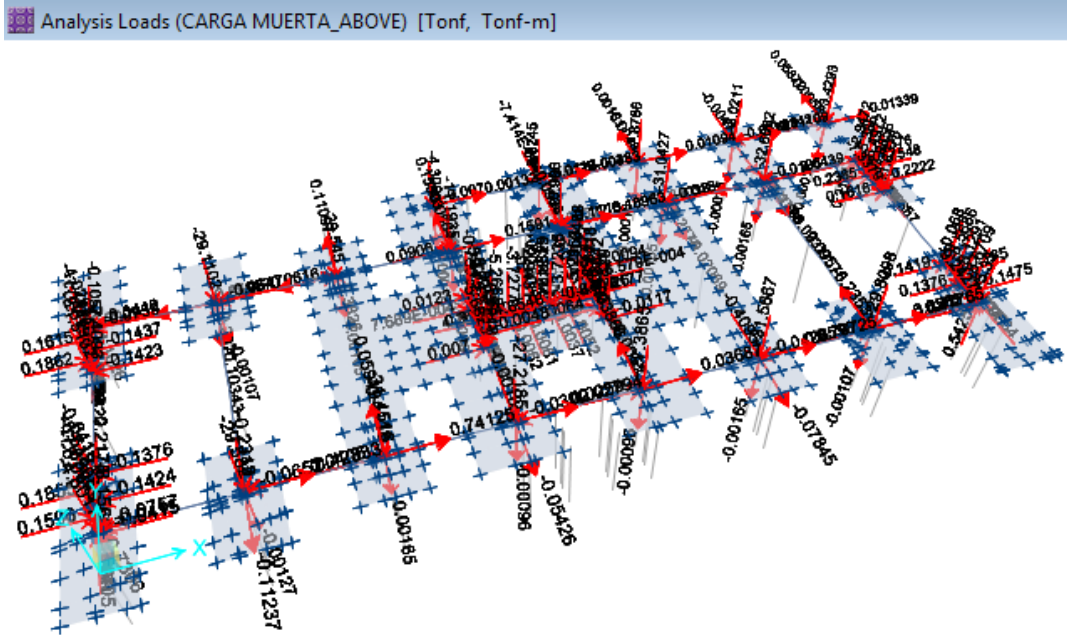


Figura 64. Cargas muertas impuestas al modelo de la cimentación, con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

CARGAS VIVAS IMPUESTAS

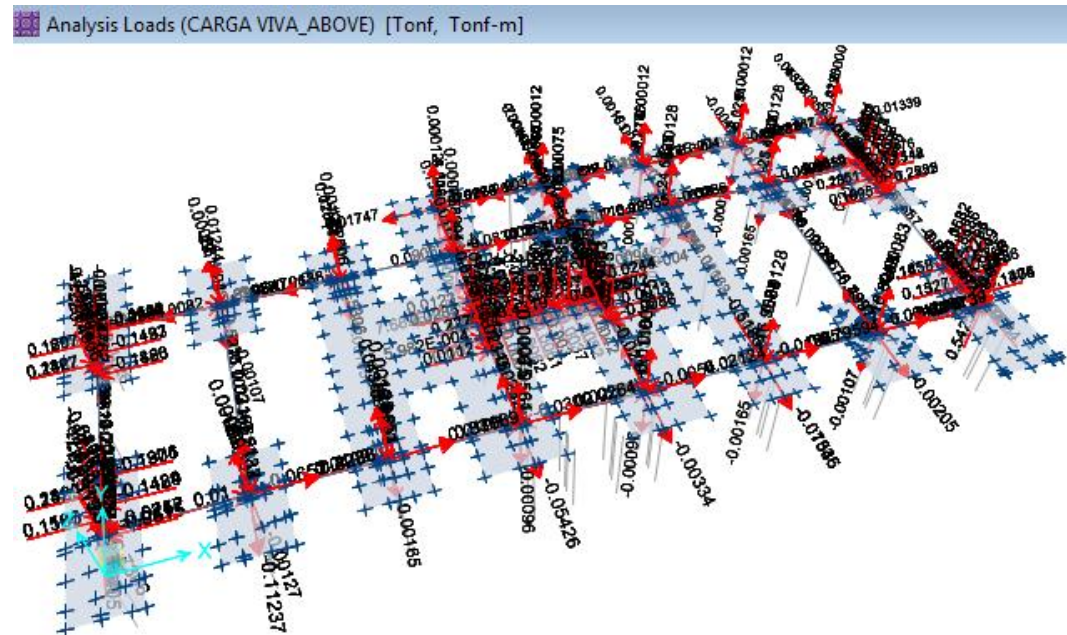


Figura 65. Cargas vivas impuestas al modelo de la cimentación, con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

3.1.12.7.7 Verificación de la Presión Admisible

Las zapatas transmitirán una presión al terreno, ejercida por las cargas impuestas de la estructura, las cuales para cargas de servicio no deberán exceder a 2.00kg/cm², y para combinaciones con cargas eventuales no excederán a 2.60kg/cm².

PRESIONES EN EL TERRENO					
COMBINACIONES DE CARGA	PRESION MÁXIMA (kg/cm ²)	PRESIÓN ADMISIBLE SERVICIO (kg/cm ²)		PRESIÓN ADMISIBLE CARGA EVENTUAL (kg/cm ²)	
VERIFICACIÓN 1	1.969	2.000	OK.		
VERIFICACIÓN 2	2.187			2.600	OK.
VERIFICACIÓN 3	2.172			2.600	OK.
VERIFICACIÓN 4	2.497			2.600	OK.
VERIFICACIÓN 5	2.547			2.600	OK.

Tabla 23. Tabla de presiones ejercidas al terreno, mediante las zapatas del modelo convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Safe V16).

VERIFICACIÓN 1

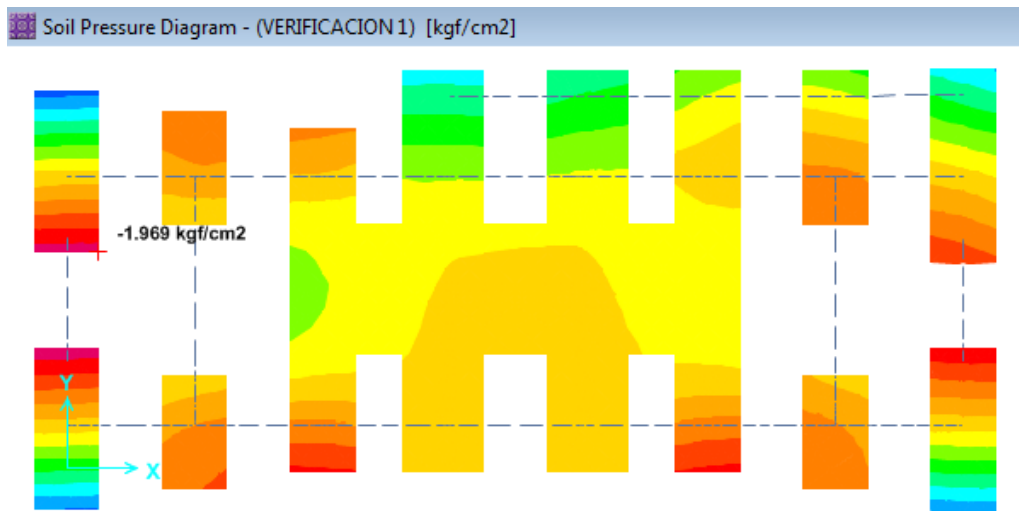


Figura 66. Verificación 1 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

VERIFICACIÓN 2

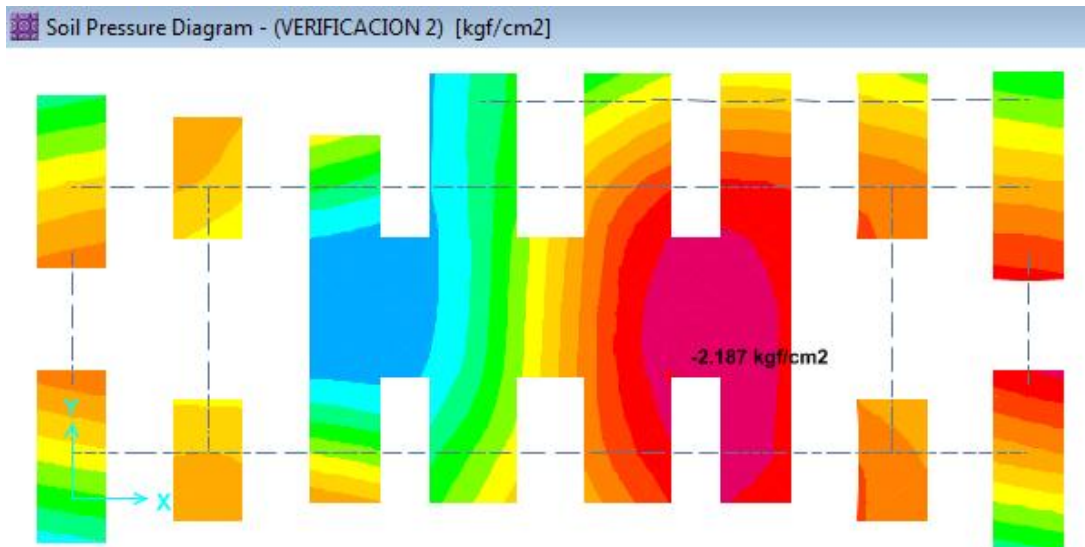


Figura 67. Verificación 2 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

VERIFICACIÓN 3

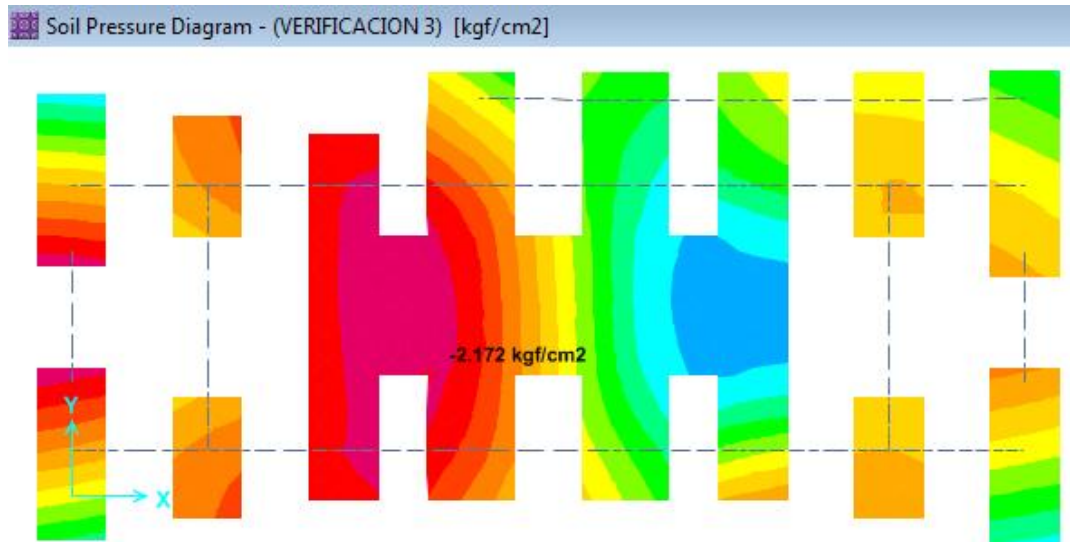


Figura 68. Verificación 3 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

VERIFICACIÓN 4

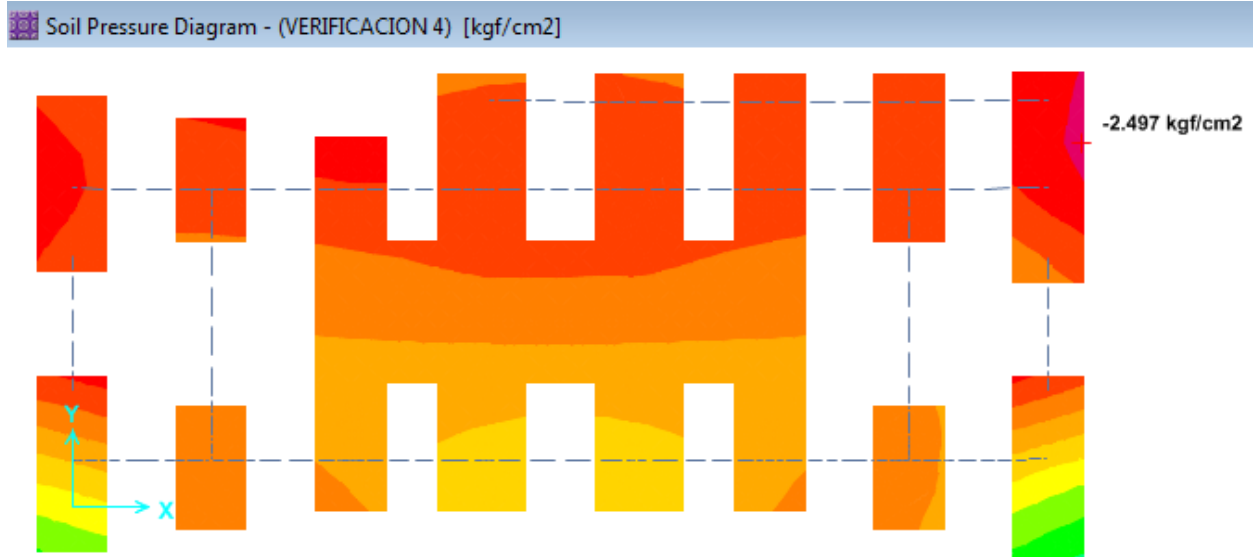


Figura 69. Verificación 4 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

VERIFICACIÓN 5

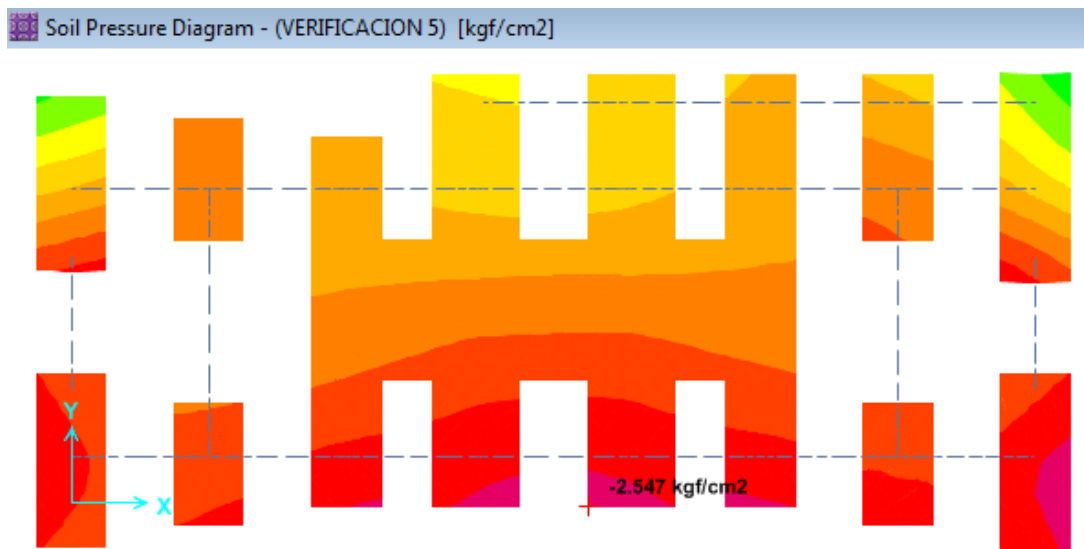


Figura 70. Verificación 5 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

3.1.13 ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El diseño de los elementos estructurales de concreto armado, para la edificación con cimentación convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”, obedece al Norma E0.60, y al código del ACI, con las combinaciones y factores de reducción señalados en el ítem 3.8, tanto para los elementos de la superestructura y subestructura; en este punto se muestra el resumen del acero de refuerzo para cada elemento.

3.1.13.1 ACERO DE REFUERZO EN ZAPATAS

ACERO DE REFUERZO EN ZAPATAS				
Elemento	A / B (m)	Peralte (m)	Forma	Armadura, ambas direcciones
Z-1	2.00 / 5.00	0.75		1 Ø3/4" @ 0.20m (superior) 1 Ø3/4" @ 0.20m (inferior)
Z-2	2.00 / 3.50	0.75		- 1 Ø3/4" @ 0.20m (inferior)
Z-3	2.00 / 3.00	0.75		1 Ø3/4" @ 0.20m (superior) 1 Ø3/4" @ 0.20m (inferior)
Z-4	2.00 / 3.70	0.75		1 Ø3/4" @ 0.20m (superior) 1 Ø3/4" @ 0.20m (inferior)
Z-5	2.50 / 3.70	0.75		1 Ø3/4" @ 0.20m (superior) 1 Ø3/4" @ 0.20m (inferior)
Z-6	2.00 / 5.20	0.75		1 Ø3/4" @ 0.20m (superior) 1 Ø3/4" @ 0.20m (inferior)
Zc-1	2.00 / 4.80	0.75		1 Ø3/4" @ 0.20m (superior) 1 Ø3/4" @ 0.20m (inferior)
Zc-1'	2.00 / 4.80	0.75		- 1 Ø3/4" @ 0.20m (inferior)
Zc-2	2.00 / 6.00	0.75		1 Ø3/4" @ 0.20m (superior) 1 Ø3/4" @ 0.20m (inferior)
Zc-3	2.50 / 4.80	0.75		1 Ø3/4" @ 0.20m (superior) 1 Ø3/4" @ 0.20m (inferior)
Zc-4	14.00 / 4.00	1.30		1 Ø3/4" @ 0.10m (superior) 1 Ø3/4" @ 0.10m (inferior)

Tabla 24. Tabla del resumen del acero de refuerzo en zapatas.

Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.060).

3.1.13.2 ACERO DE REFUERZO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN

ACERO DE REFUERZO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN				
Elemento	Armadura Inferior	Armadura medio	Armadura superior	Armadura por Corte
VC 100 (30x65)	10 Ø3/4"	2 Ø1/2"	10 Ø3/4"	2 Ø3/8" @0.05m, Rto@0.10m. c/extremo
VC 101 (30x65)	3 Ø3/4"	2 Ø1/2"	3 Ø3/4"	2 Ø3/8" @0.05m, 8 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.30m. c/extremo
VC 102 (25x65)	3 Ø3/4"	2 Ø1/2"	3 Ø3/4"	2 Ø3/8" @0.05m, 8 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.30m. c/extremo
VC 103 (25x65)	4 Ø3/4"	2 Ø1/2"	4 Ø3/4"	2 Ø3/8" @0.05m, 8 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.20m. c/extremo

Tabla 25. Tabla del resumen del acero de refuerzo en vigas de cimentación.

Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.060).

3.1.13.3 ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS

ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS			
Columna	Armadura Longitudinal	Forma	Armadura por corte
C-01	20 Ø3/4"		2 Ø3/8" @0.05m, 7 Ø3/8" @0.10m, Rto@0.30m. c/extremo
C-02	16 Ø3/4"		2 Ø3/8" @0.05m, 7 Ø3/8" @0.10m, Rto@0.25m. c/extremo
C-03	16 Ø3/4"		2 Ø3/8" @0.05m, 7 Ø3/8" @0.10m, Rto@0.20m. c/extremo
C-04	6 Ø3/4"		2 Ø3/8" @0.05m, Rto@0.10m. c/extremo
C-05	12 Ø3/4"		2 Ø3/8" @0.05m, Rto@0.10m. c/extremo
C-06	10 Ø3/4"		2 Ø3/8" @0.05m, Rto@0.10m. c/extremo

Tabla 26. Tabla del resumen del acero de refuerzo en columnas.

Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.060).

3.1.13.4 ACERO DE REFUERZO EN PLACAS

ACERO DE REFUERZO EN PLACAS					
Placa	N° de Elemento de Borde 1 / Armadura longitudinal	N° de Elemento de Borde 1 / Armadura longitudinal / Estribos	Forma	Malla Vertical General (Fuera de los elementos de borde)	Malla Horizontal General (Estribos)
PL-1	4 / 12 Ø1"	-		Ø5/8" @0.19m,	2 Ø1/2" @0.05m, 6 Ø1/2" @0.10m, Rto@0.15m. c/extremo
PL-1'	4 / 12 Ø3/4"	-		Ø5/8" @0.19m,	2 Ø1/2" @0.05m, 6 Ø1/2" @0.10m, Rto@0.20m. c/extremo
PL-1"	2 / 12 Ø5/8"	1 / 7 Ø5/8"		Ø1/2" @0.19m,	2 Ø3/8" @0.05m, 6 Ø3/8" @0.10m, Rto@0.25m. c/extremo
PL-2	-	-		Ø1" @0.10m,	2 Ø1/2" @0.05m, Rto@0.10m. c/extremo
PL-3	2 / 10 Ø1"	-		Ø5/8" @0.29m,	2 Ø3/8" @0.05m, 6 Ø3/8" @0.10m, Rto@0.30m. c/extremo
PL-3'	2 / 10 Ø3/4"	-		Ø5/8" @0.29m,	2 Ø3/8" @0.05m, 6 Ø3/8" @0.10m, Rto@0.30m. c/extremo
PL-3"	2 / 10 Ø5/8"	-		Ø1/2" @0.29m,	2 Ø3/8" @0.05m, 6 Ø3/8" @0.10m, Rto@0.25m. c/extremo

Tabla 27. Tabla del resumen del acero de refuerzo en placas.

Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.060).

3.1.13.5 ACERO DE REFUERZO EN VIGAS

ACERO DE REFUERZO EN VIGAS					
Elemento	Medidas (m)	Armadura Inferior	Armadura medio	Armadura superior	Armadura por Corte
VP 100 y VP 200	0.30 X 0.70	10 Ø3/4"	2 Ø1/2"	10 Ø3/4"	2 Ø3/8" @0.05m, 9 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.20m. c/extremo
VP 300	0.30 X 0.70	9 Ø3/4"	2 Ø1/2"	9 Ø3/4"	2 Ø3/8" @0.05m, 9 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.20m. c/extremo
VP 400	0.30 X 0.70	6 Ø3/4"	2 Ø1/2"	7 Ø3/4"	2 Ø3/8" @0.05m, 9 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.30m. c/extremo
VP 500	0.30 X 0.70	4 Ø3/4"	2 Ø1/2"	5 Ø3/4"	2 Ø3/8" @0.05m, 9 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.30m. c/extremo
VP 101, VP 102, VP 103, VP 104 y VP 200	0.30 X 0.70	4 Ø5/8"	2 Ø1/2"	4 Ø5/8"	2 Ø3/8" @0.05m, 9 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.30m. c/extremo
VP 102 y VP 202	0.25 X 0.40	5 Ø5/8"	-	5 Ø5/8"	2 Ø3/8" @0.05m, Rto@0.15m. c/extremo
VP 302 y VP 402	0.25 X 0.40	4 Ø5/8"	-	5 Ø5/8"	2 Ø3/8" @0.05m, Rto@0.15m. c/extremo
VP 502	0.25 X 0.40	3 Ø5/8"	-	4 Ø5/8"	2 Ø3/8" @0.05m, Rto@0.15m. c/extremo

Tabla 28. Tabla del resumen del acero de refuerzo en vigas.
Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.060).

3.1.13.6 ACERO DE REFUERZO EN LOSAS

ACERO DE REFUERZO LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS					
Piso	Elemento	Espesor (m)	Armadura Inferior	Armadura superior	Armadura por Temperatura
1, 2, 3, 4 y 5	Losa Aligerada	0.20	1 Ø1/2" en vigueta	1 Ø1/2" en vigueta	1 Ø1/4" @0.25m. Ambas direcciones
1, 2, 3, 4 y 5	Losa Maciza	0.20	1 Ø1/2" @0.30m.	1 Ø1/2" @0.30m.	-

Tabla 29. Tabla del resumen del acero de refuerzo en losas.

Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.060).

3.2 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA AISLADO

3.2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se desarrolla el análisis y el diseño estructural de la edificación “POOL DE AULAS – POOL A”, de la Universidad Nacional del Santa, con cimentación aislada respecto a la superestructura (modelo matemático con aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo del tipo LRB), cuyo objetivo es mejorar el comportamiento y desempeño sísmico de la edificación.

La edificación consta de 5 niveles típicos con ambientes para dos aulas, una sala de profesores y un SS.HH. en todos los niveles, está compuesta de 6 losas (diafragmas), 5 correspondientes a los entrepisos y 1 losa correspondiente al nivel inmediato por encima de los aisladores, a +0.40m.

El sistema estructural utilizado para la edificación, es un sistema a base de pórticos de concreto armado, en relación a la norma E.030.

3.2.2 UBICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Institución: En el interior de la “Universidad Nacional del Santa”.

Distrito: Nuevo Chimbote.

Provincia: Santa.

Departamento: Ancash.

3.2.3 INFORMACIÓN GENERAL

Ubicación de la edificación: Universidad Nacional del Santa, Nuevo Chimbote.

Sistema de techado: Losas aligeradas y losas macizas en SS.HH.

Desplante: -4.40m, medido desde NTN: 0.00.

3.2.4 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

El bloque del “POOL DE AULAS – POOL A”, de la Universidad Nacional del Santa, para el modelo matemático con aisladores sísmicos, consta de cinco niveles con una altura máxima de 16.70m, medida desde el nivel de terreno natural NTN: 0.00. Tiene una altura típica de entrepiso 3.00m. La edificación está conformada por 6 losas (diafragmas), 5 losas correspondientes a los entresijos y una losa correspondiente al nivel inmediato por encima de los aisladores, a un nivel de +0.40m. Por debajo de la losa del nivel +0.40m, están los dispositivos de aislación sísmica, a un nivel de -1.49, con una altura de 38.83cm, anclados en pedestales de 0.95m x 0.95m; estos dispositivos para su funcionamiento, anclaje, revisión y mantenimiento, necesitan incluir un nivel adicional a la edificación a modo de sótano, cuya altura libre es 2.40m, tomado desde el nivel -2.40m, teniendo como referencia el NTN: 0.00. El sistema estructural utilizado es de pórticos de concreto armado, presentando columnas rectangulares de 0.50m x 0.70m, pedestales cuadrados de 0.95m x 0.95m y columnas circulares con diámetro de 0.50m; la edificación presenta vigas rectangulares de 0.50m x 0.70m, 0.25m x 0.50m y 0.50m x 0.50m, en todos los niveles, (se puede distinguir los elementos estructurales en la figuras 71, 72, 73, 74, 75 y en los planos estructurales del Anexo 2).

Las losas de entrepiso y la losa del nivel del sistema de aislación, principalmente son a base de losas aligeradas en una dirección, con un espesor de 0.20m, con viguetas de 0.10m x 0.20m y bloques de arcillas de 0.30m x 0.30m x 0.15m, el patín de la losa posee un espesor de 0.05m. Adicionalmente a las losas aligeradas la edificación posee losas macizas en dos direcciones con espesor de 0.20m, para los ambientes donde se

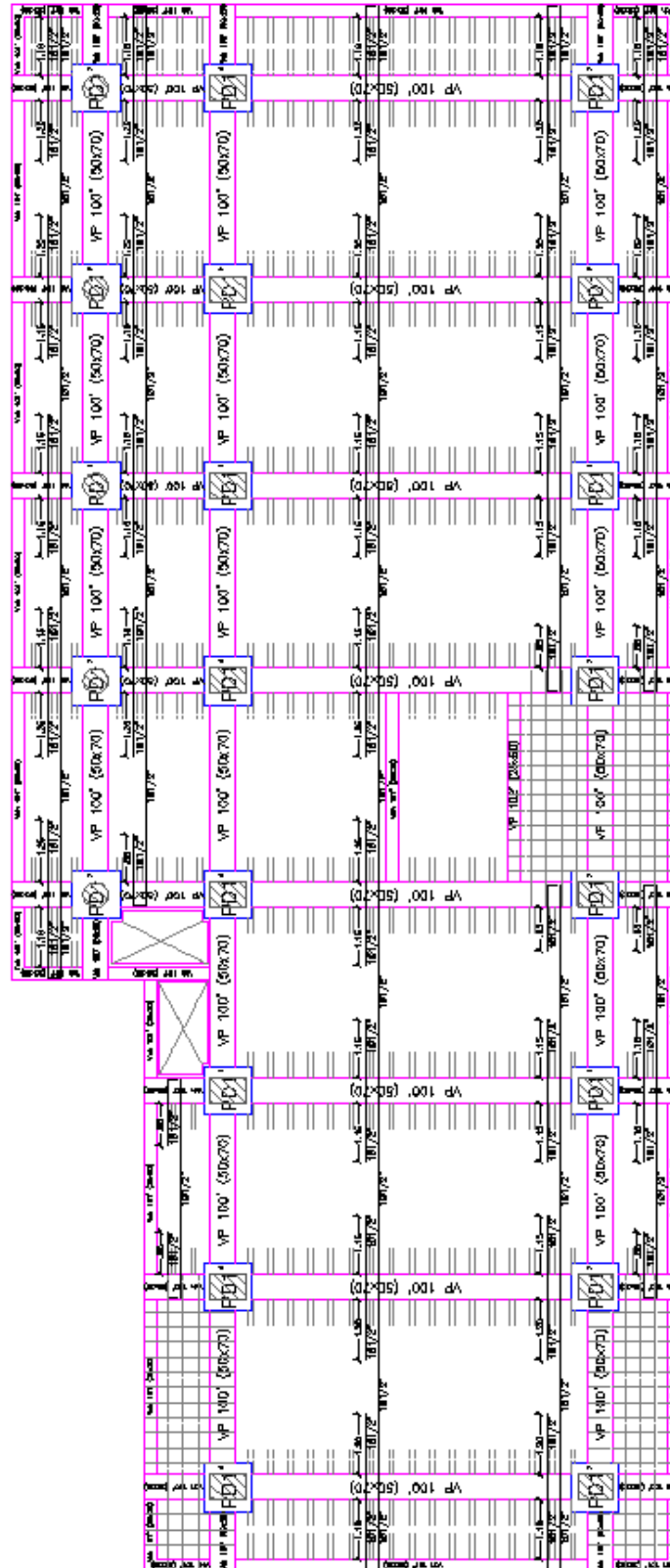


Figura 72. Planta, aligerado 1', NTNT: +0.40.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Planos elaborados en AutoCAD).

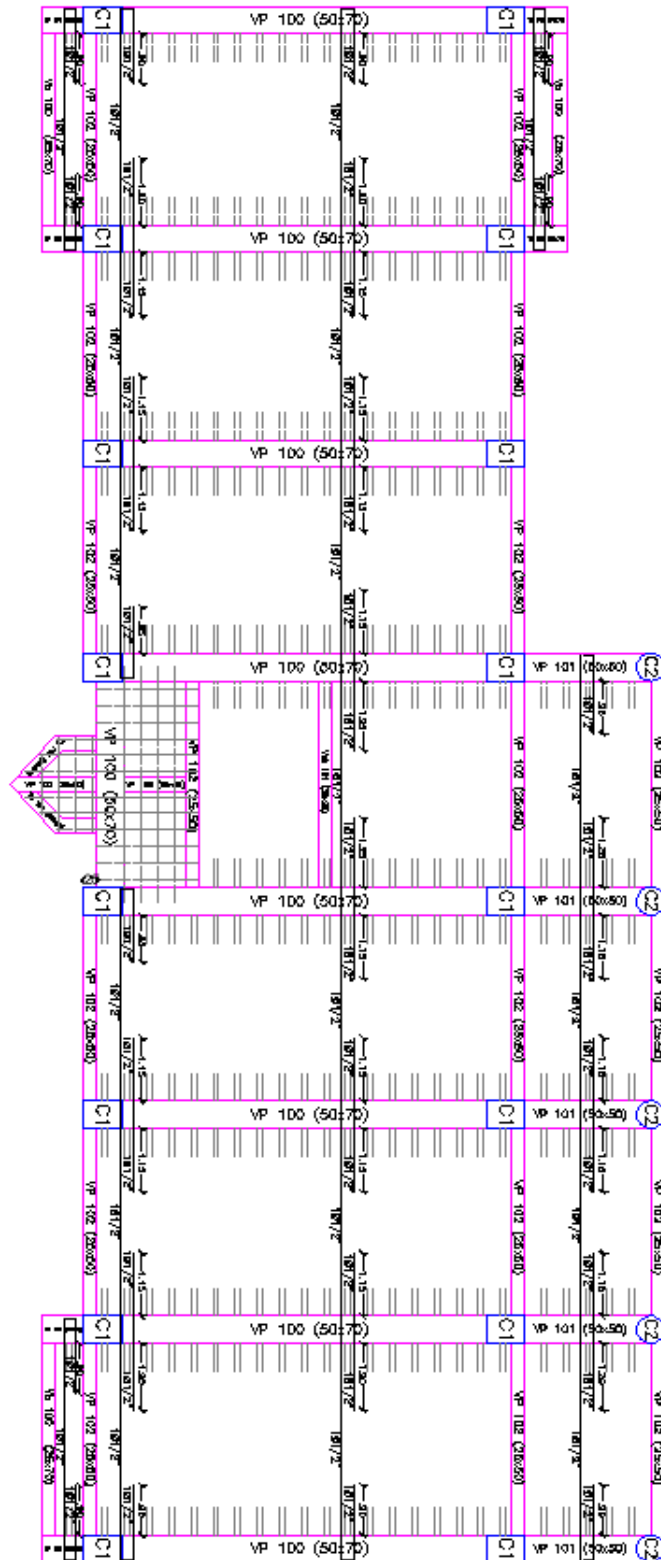


Figura 73. Planta, aligerado 1, NTNT: +3.65.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Planos elaborados en AutoCAD).

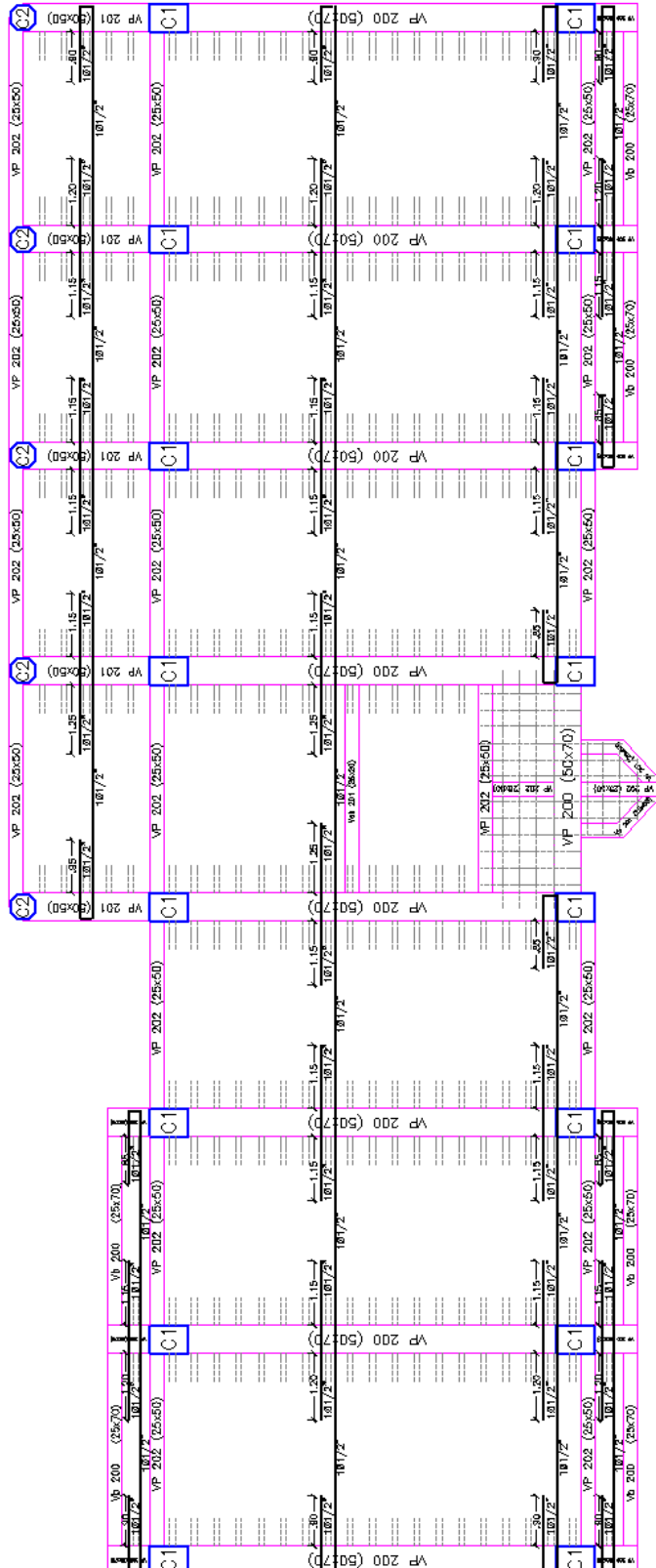


Figura 74. Planta, aligerado 2, NTNT: +6.90.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Planos elaborados en AutoCAD).

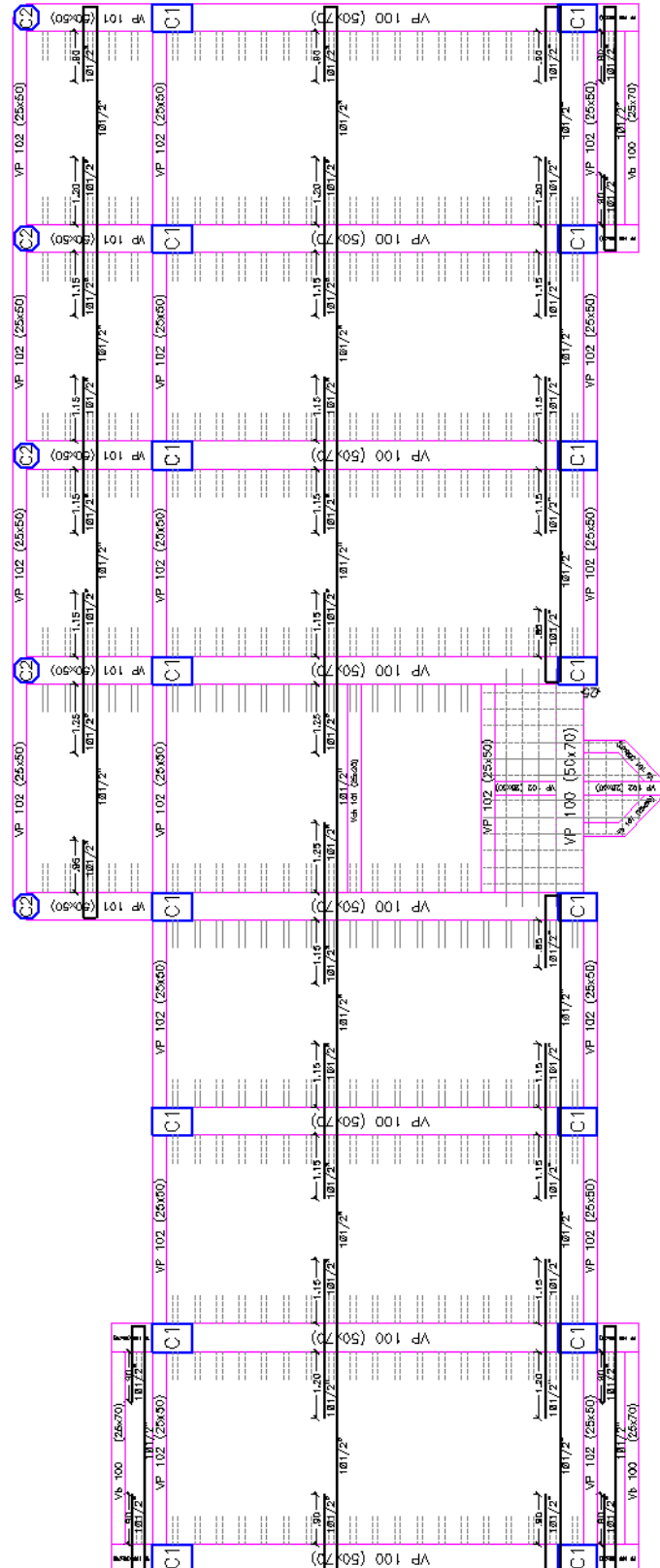


Figura 75. Planta, aligerado 3, NTNT: +10.15, similar a aligerado 4 y 5.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Planos elaborados en AutoCAD).

3.2.5 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$

- Resistencia a la compresión $f'c = 210.00\text{kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E_c = 15100\sqrt{f'c} = 218819.79 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson $\mu = 0.20$
- Módulo de Corte $G = 91174.91 \text{ kg/cm}^2$

Acero de Refuerzo

- Acero Corrugado, grado 60: $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

Suelo de fundación.

- Capacidad portante del suelo Si $D_f=-4.40\text{m}$, medido desde NTN: 0.00, entonces $Q_{adm} = 2.00\text{kg/cm}^2$.

3.2.6 NORMAS EMPLEADAS

- Metrado de cargas: Norma E.020 de Cargas
- Análisis Sismo Resistente: Norma E.030 Diseño Sismo Resistente.
- Diseño de Cimentaciones: Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones.
- Diseño de Concreto: Norma E.060 de Concreto Armado.
- Diseño de Concreto: Código de Diseño ACI 318-14.
- Diseño del sistema de aislación sísmica: Código ASCE/SEI 7-16.

3.2.7 CARGAS UNITARIAS (Según Norma E.020)

Pesos Volumétricos

- Peso volumétrico del concreto armado: 2.40 Tn/m^3
- Peso volumétrico de la albañilería: 1.8 Tn/m^3

Cargas:

- Carga viva en corredores para centros de educación: 0.40 Tn/m^2

- Carga viva en aulas para centros de educación: 0.25 Tn/m²
- Carga viva en Techos: 0.10 Tn/m²
- Carga Muerta de Acabados: 0.10 Tn/m²

3.2.8 CRITERIOS EN EL USO DE NORMATIVAS PARA UNA EDIFICACIÓN CON SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA

En la norma E.030, en la tabla N°6, del ítem 3.3, se indica que para una categoría de edificación A1, en las zonas sísmicas 4 y 3 (según la tabla N°1 del ítem 2.1 de la misma norma), se debe emplear sistemas con Aislamiento Sísmico, con cualquier sistema estructural; si bien es cierto, la edificación expuesta en este desarrollo es de categoría A2, por lo cual no sería necesario utilizar un sistema de aislación sísmica, pero por concepción de esta tesis se plantea el bloque del “POOL DE AULAS – POOL A” con aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo del tipo LRB, entonces se verifica lo estipulado en el ítem 3.9 de la norma E.030, en cuyas líneas se indica que para realizar el análisis de una edificación con un sistema de aislación sísmica, se deberá tener en cuenta lo que indica el código del ASCE/SEI 7-10 (2010).

En el año 2017, entró en vigencia el código del ASCE/SEI 7-16 (2016), cuyo diseño es mucho más conservador y más claro en cuestión del enfoque de sistemas aislados, de lo que se indica en el código del año 2010, es por ello que para esta tesis se opta por utilizar el código ASCE/SEI 7-16.

Para el análisis de la edificación con base aislada y el diseño de los dispositivos de aislación (aisladores elastoméricos con núcleo de plomo del tipo LRB), como ya se mencionó, se utiliza lo que se indica en el código del ASCE/SEI 7-16; para el diseño preliminar de los aisladores se utiliza el método de las **fuerzas laterales equivalentes**, y para la verificación final utilizamos el

análisis historia de respuesta no lineal rápido, FNA. Para la mínima fuerza cortante en la base y para la verificación de la distorsión de entrepiso máxima permisible se utiliza la norma E.030, para el diseño de los elementos de concreto armado utilizamos la norma E.060 y para las cargas asignadas a la edificación utilizamos la norma E.020, normas aplicables en el Perú. Mención aparte requiere la carga sísmica utilizada para la edificación con el sistema aislado, cuyo designio corresponde básicamente a lo indicado en el código del ASCE/SEI 7-16, con una compatibilización de parámetros sísmicos presentes en la Norma E.030.

3.2.9 CONSIDERACIONES A TOMAR EN CUENTA PARA LA EVALUACIÓN DE LA CARGA SÍSMICA

- Z: 0.45, factor de zona, tabla N°1, ítem 2.1 de la Norma E.030.
- U: 1.00, factor de uso, coeficiente 1 para sistemas con aislamiento sísmico.
- C: 2.50, factor de amplificación sísmica, ítem 2.5 de la norma E.030.
- S: 1.05, factor de suelo, tabla N°3, ítem 2.4 de la Norma E.030.
- El espectro elástico de pseudo aceleraciones correspondiente al sismo máximo considerado (*MCE*) se determina como:

$$S_a = 1.5 * ZUCS * g$$

- S_{MS} : 1.772g ajuste por la clase de sitio en periodos cortos, (ASCE/SEI 7-16, 11.4.3), para $T=0.20$ seg. Parámetro de aceleración de respuesta espectral para el sismo considerado máximo (*MCE*), valor para el 1 por ciento de probabilidad de colapso estructural en 50 años.

- SM1: 1.063g ajuste por la clase de sitio en periodos largos, (ASCE/SEI 7-16, 11.4.3), para T=1.00seg. Parámetro de aceleración de respuesta espectral para el sismo considerado máximo (MCE), valor para el 1 por ciento de probabilidad de colapso estructural en 50 años.

T	C	1.5*ZUCS
0.00	2.50	1.772
0.02	2.50	1.772
0.04	2.50	1.772
0.06	2.50	1.772
0.08	2.50	1.772
0.10	2.50	1.772
0.12	2.50	1.772
0.14	2.50	1.772
0.16	2.50	1.772
0.18	2.50	1.772
0.20	2.50	1.772
0.25	2.50	1.772
0.30	2.50	1.772
0.35	2.50	1.772
0.40	2.50	1.772
0.45	2.50	1.772
0.50	2.50	1.772
0.55	2.50	1.772
0.60	2.50	1.772
0.65	2.31	1.636
0.70	2.14	1.519
0.75	2.00	1.418
0.80	1.88	1.329
0.85	1.76	1.251
0.90	1.67	1.181
0.95	1.58	1.119
1.00	1.50	1.063
1.60	0.94	0.664
2.00	0.75	0.532
2.50	0.48	0.340
3.00	0.33	0.236
4.00	0.19	0.133
5.00	0.12	0.085
6.00	0.08	0.059
7.00	0.06	0.043
8.00	0.05	0.033
9.00	0.04	0.026
10.00	0.03	0.021

$$Z = 0.45 \quad T < T_p \quad C = 2.5$$

$$U = 1.00 \quad T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$S = 1.05 \quad T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

$$T_p = 0.60$$

$$T_L = 2.00$$

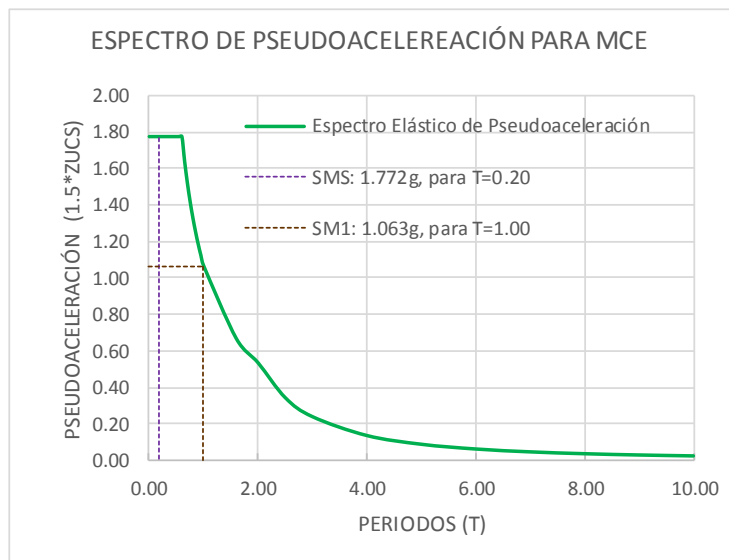
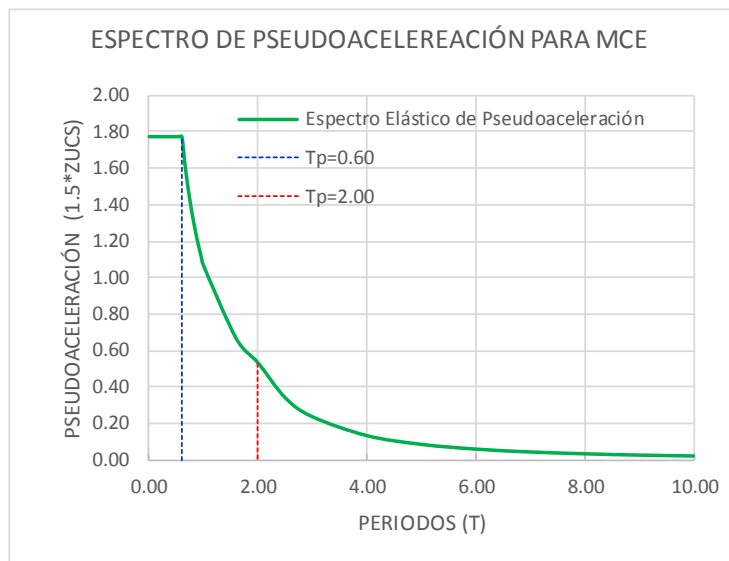


Tabla 30. Espectro Elástico de Pseudo - Aceleraciones para MCE

Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.030 y el código ASCE/SEI 7-16).



- S_{DS} : $S_{MS} \times 2/3 = 1.18g$ (ASCE/SEI 7-16, 11.4.4), ajuste a nivel de diseño en periodos cortos. Parámetro de aceleración de respuesta espectral a nivel de diseño, representando el límite inferior de la probabilidad de colapso estructural.
- S_{D1} : $S_{M1} \times 2/3 = 0.71g$ (ASCE/SEI 7-16, 11.4.4), ajuste a nivel de diseño en periodos cortos. Parámetro de aceleración de respuesta espectral a nivel de diseño, representando el límite inferior de la probabilidad de colapso estructural.
- R_o : 8, coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas, tabla N°7, ítem 3.4 de la Norma E.030.
- I_a e I_p : 1, factores de irregularidad, tabla N°8 y tabla N°9, ítem 3.6 de la Norma E.030. Los factores son iguales a 1 pues la estructura es regular, en relación al análisis para irregularidad de la edificación del sistema convencional con base empotrada, señalado en el ítem 3.1 de esta tesis y lo estipulado en el ítem 3.5 de la norma E.030.
- R : 8, coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, para el sistema convencional, ítem 3.8 de la Norma E.030.
- $R_{ASCE, \text{ aislado}}$: $R \times 3/8 = 3$, pero $R_{ASCE, \text{ aislado}} \leq 2$, entonces, $R_{ASCE, \text{ aislado}} = 2$, coeficiente de modificación de respuesta sísmica para el sistema con base aislada (ASCE/SEI 7-16, 17.5.4.2).

3.2.10 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El ASCE/SEI 7-16 ha actualizado su procedimiento de diseño con respecto a edificios con aislamiento en la base. El principal cambio es analizar un comportamiento con propiedades en el límite superior y otro en el límite inferior,

por medio de factores de modificación de las propiedades que toman en cuenta los efectos del envejecimiento y condiciones del entorno, la tasa de carga y calor, y la variación de fabricación en las propiedades promedio de un grupo de aisladores. Además, se ha dejado de utilizar directamente el sismo de diseño (que representa el límite inferior de probabilidad de riesgo de colapso estructural del espectro MCE) para utilizar sólo el sismo considerado máximo en todas las etapas de análisis y verificación.

Para el análisis de los dispositivos de aislación sísmica, no se definió la construcción de aisladores especiales en base a prototipos, sino se usaron aisladores de catálogos. Se planteó el uso de aisladores de la **marca Bridgestone**, ya que dicha fábrica cuenta con un catálogo completo incluyendo las fórmulas a emplear en el cálculo de las propiedades de los aisladores a distintos niveles de deformación por corte, que son necesarias para obtener los parámetros de modelamiento matemático. En los asientos de apoyo en general, se usó el tipo **LH070G4-C**, asiento de apoyo de goma de bajo amortiguamiento y un núcleo central de plomo, **Lead Rubber Bearing (LRB)**, con una altura total de goma de 202 mm, diámetro de 700 mm, y núcleo central de plomo con un diámetro de 120 mm, en total se tienen 21 aisladores de este tipo. Si bien es cierto, en nuestro análisis se utilizó aisladores de la **marca Bridgestone**, los cuales son fabricados en el extranjero, siendo muy difíciles de importar por temas económicos y de garantías a nivel mundial, por ello se planteó la comparación del dispositivo de aislación utilizado **LH070G4-C** con un dispositivo que comercializa la empresa **CDV en Perú** (que es importador del fabricante norteamericano **Dinamic Isolation Systems (DIS)**), el cual presentó



casi las mismas propiedades, con la finalidad de analizar el costo de cada dispositivo, solicitando la cotización respectiva a la empresa.

Se puede suponer que los elementos estructurales (vigas y columnas) se comporten elásticamente debido al aislamiento en la base (ya que el procedimiento de diseño del ASCE/SEI 7-16, limita la ductilidad y el factor de reducción sísmica de estos elementos para que trabajen en o cerca de su comportamiento elástico), lo cual hará que se pueda utilizar el **análisis historia de respuesta no lineal rápido, FNA**. Un análisis más extensivo se puede realizar por medio de un análisis historia de respuesta por integración directa, definiendo zonas de formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales, pero resulta muy caro computacionalmente y los resultados no tendrán mucha variación con el de la historia de respuesta rápida.

El ASCE/SEI 7-16, plantea un procedimiento de diseño aproximado o preliminar formulado por el método basado en los desplazamientos, con el cual se evalúa la fuerza cortante en la base y utilizando el **método de las fuerzas laterales equivalentes** se obtienen fuerzas aplicadas a cada nivel, que luego se utilizan para definir las secciones de la superestructura y del sistema de aislamiento, así como desplazamientos finales, cuyo proceso se tuvo que optimizar para tener el dispositivo de aislación más adecuado, en el aspecto sísmico y económico. El diseño definitivo se obtuvo verificando el modelo con el **análisis historia de respuesta no lineal rápido, FNA**. Para nuestro ejemplo se necesitaron 12 análisis considerando los registros debidamente escalados (6 para el límite inferior del sistema de aislamiento y otros 6 para el límite superior del sistema de aislamiento).

3.2.11 FACTORES DE MODIFICACIÓN DE PROPIEDADES

En el ASCE/SEI 7-16, el cálculo y diseño de aisladores sísmicos se realiza tomando en cuenta factores de modificación de propiedades para obtener valores “límite” máximos y mínimos, cuya formulación se tomó igual, tanto para la goma y el núcleo central de plomo, como sigue:

$$\lambda_{max} = [1 + (0.75x(\lambda_{(ae,max)} - 1))]x\lambda_{(test,max)}x\lambda_{(spec,max)} \geq 1.8$$

$$\lambda_{min} = [1 - (0.75x(1 - \lambda_{(ae,min)}))]x\lambda_{(test,min)}x\lambda_{(spec,min)} \leq 0.8$$

3.2.11.1 PARA EL MÓDULO DE CORTE DE LA GOMA

- $\lambda_{(ae,max)}=1.10$, factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor máximo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta los efectos del envejecimiento y condiciones del entorno.
- $\lambda_{(test,max)}=1.15$, factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor máximo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta el calentamiento, tasa de carga y torcedura.
- $\lambda_{(spec,max)}=1.10$, factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor máximo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta las variaciones permisibles de fabricación sobre las propiedades promedio de un grupo del mismo tamaño de aisladores.
- $\lambda_{(ae,min)}=1.00$, factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor mínimo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta los efectos del envejecimiento y condiciones del entorno.

- $\lambda_{(test,min)}=1.00$, factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor mínimo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta el calentamiento, tasa de carga y torcedura.
- $\lambda_{(spec,min)}=0.90$, factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor mínimo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta las variaciones permisibles de fabricación sobre las propiedades promedio de un grupo del mismo tamaño de aisladores.

$$\lambda_{max} = [1 + (0.75x(1.10 - 1))]x1.15x1.10 = 1.36 \rightarrow \lambda_{max} = 1.8$$

$$\lambda_{min} = [1 - (0.75x(1 - 1.00))]x1.00x0.90 = 0.90 \rightarrow \lambda_{min} = 0.8$$

3.2.11.2 PARA EL ESFUERZO DE FLUENCIA DEL PLOMO

- $\lambda_{(ae,max)}=1.00$, factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor máximo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta los efectos del envejecimiento y condiciones del entorno.
- $\lambda_{(test,max)}=1.30$, factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor máximo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta el calentamiento, tasa de carga y torcedura.
- $\lambda_{(spec,max)}=1.10$, factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor máximo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta las variaciones permisibles de fabricación sobre las propiedades promedio de un grupo del mismo tamaño de aisladores.
- $\lambda_{(ae,min)}=1.00$, factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor mínimo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta los efectos del envejecimiento y condiciones del entorno.

- $\lambda_{(test,min)}=0.90$, factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor mínimo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta el calentamiento, tasa de carga y torcedura.
- $\lambda_{(spec,min)}=0.90$, factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor mínimo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta las variaciones permisibles de fabricación sobre las propiedades promedio de un grupo del mismo tamaño de aisladores.

$$\lambda_{max} = [1 + (0.75x(1.00 - 1))]x1.30x1.10 = 1.43 \rightarrow \lambda_{max} = 1.8$$

$$\lambda_{min} = [1 - (0.75x(1 - 1.00))]x0.90x0.90 = 0.81 \rightarrow \lambda_{min} = 0.8$$

3.2.12 MÉTODO DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

El procedimiento de la fuerza lateral equivalente está permitido usarse para el diseño de estructuras aisladas sísmicamente siempre que todos los siguientes ítems sean satisfechos. Estos requerimientos deberán evaluarse de forma separada para las propiedades del sistema de aislación en el límite superior como el inferior.

1. Que la estructura esté ubicada sobre una Clase de Sitio A, B, C, o D, en este punto se indica el tipo de suelo para cada zona de EE.UU según el código ASCE/SEI 7-16; por estar trabajando en un suelo peruano este ítem podría contrastarse con el tipo de suelo S1 o S2, que son suelos rígidos o semirrígidos, para los cuales se recomienda el sistema de aislación símica, entonces se podría utilizar este método, pues analizamos la edificación en un suelo S2.
2. Que el periodo efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento máximo, DM , sea menor o igual a 5.0 segundos.

3. Que la estructura sobre la interface de aislación sea menor o igual que 5 pisos (19.8 metros) en altura estructural medida desde el nivel de la base. Excepción: estos límites se permite que se excedan si no hay tensión o levantamiento de los aisladores.
4. Que la relación de amortiguamiento efectivo del sistema de aislación en el desplazamiento máximo, DM , sea menor que o igual al 30%.
5. Que el periodo efectivo de la estructura aislada, TM , sea mayor que tres veces el periodo elástico con base fija de la estructura por encima del sistema de aislación, determinado usando un análisis modal racional.
6. Que la estructura sobre el sistema de aislación no tenga una irregularidad estructural.
7. Que el sistema de aislación reúna todos los siguientes criterios: (a) que la rigidez efectiva del sistema de aislación en el desplazamiento máximo sea mayor que un tercio de la rigidez efectiva en el 20% del desplazamiento máximo; (b) que el sistema de aislación sea capaz de producir una fuerza de restauración; y (c) que el sistema de aislación no limite el desplazamiento sísmico máximo a menos que el desplazamiento máximo total, DTM .

Para iniciar con el procedimiento se deben asumir valores para los periodos y relaciones de amortiguamiento. Los valores “**asumidos**” para el periodo y amortiguamiento efectivo tomando en cuenta las propiedades con valores máximos y mínimos son $T_{min}=2.480s$ y $T_{max}=1.466s$, y $\beta_{min}=13.40\%$ y $\beta_{max}=20.20\%$. Los coeficientes de amortiguamiento son $B_{min}=1.33$ y $B_{max}=1.54$. Los valores antes mencionados se muestran en el ítem 3.2.13.2.1 y fueron optimizados con anterioridad para obtener una convergencia de 1,

según lo señalado en el ítem 3.2.13.2.8, para llegar a estos valores se necesita realizar iteraciones que permitan ajustarlos, y así obtener el dispositivo de aislación más adecuado, en el aspecto sísmico y económico, todo este proceso iterativo para el cálculo del aislador se desarrolla como se indica en el ítem 3.2.13.2.5.

3.2.13 CÁLCULO Y DISEÑO PRELIMINAR DEL AISLADOR

3.2.13.1 DATOS INICIALES

- $S_{MS} = 1.772g$: Ajuste por la clase de sitio en periodos cortos, para $T=0.20\text{seg}$, para el sismo considerado máximo (MCE), como se indica en el ítem 3.2.9.
- $S_{M1} = 1.063g$: Ajuste por la clase de sitio en periodos largos, para $T=1.00\text{seg}$, para el sismo considerado máximo (MCE), como se indica en el ítem 3.2.9.
- $S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} = 1.181g$: Ajuste a nivel de diseño en periodos cortos, para el sismo de diseño, como se indica en el ítem 3.2.9.
- $S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} = 0.709g$: Ajuste a nivel de diseño en periodos largos, para el sismo de diseño, como se indica en el ítem 3.2.9.

- $W = 2231.048 Tn$: Peso efectivo sísmico en toda la estructura.

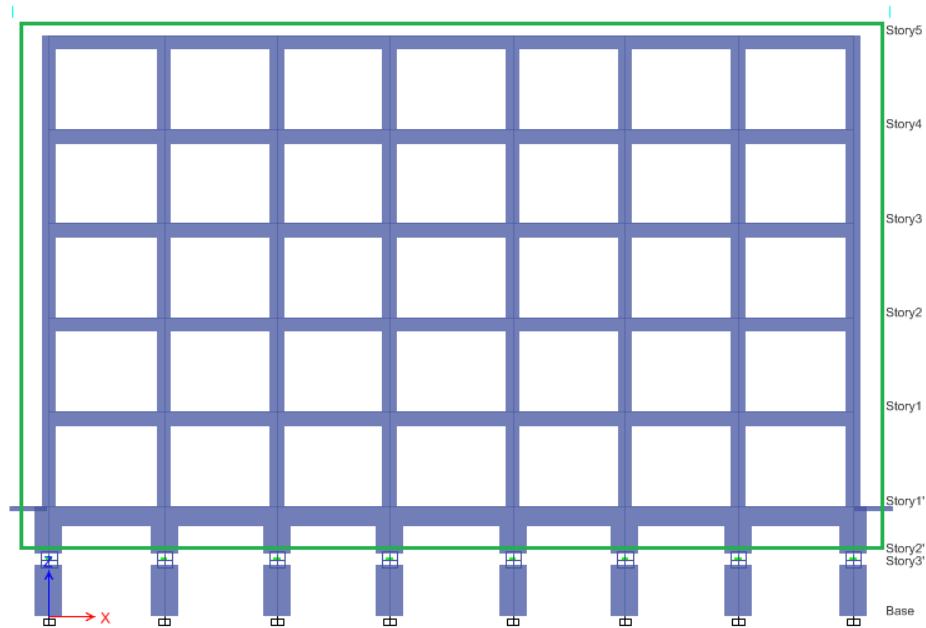


Figura 76. Niveles para el peso efectivo sísmico de toda la estructura.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

- $W_s = 1755.597 Tn$: Peso efectivo sísmico sin considerar el nivel base del sistema de aislación.

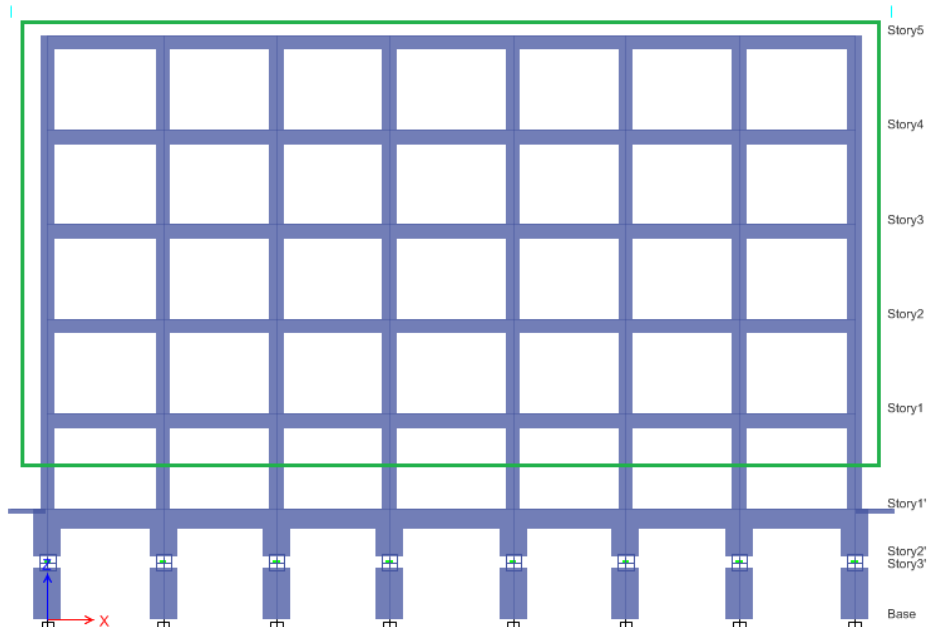


Figura 77. Niveles para el peso efectivo sísmico sin considerar el nivel base del sistema de aislación.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

- $R = 8$: Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para el sistema convencional, como se indica en el ítem 3.2.9.
- $R_{ASCE,aislado} = R x \frac{3}{8} \leq 2 = 8 x \frac{3}{8} = 3 \rightarrow R = 2$: Coeficiente de modificación de respuesta sísmica para el sistema con base aislada, como se indica en el ítem 3.2.9.

3.2.13.2 DISEÑO PRELIMINAR

3.2.13.2.1 Datos Asumidos

Se deberán asumir datos para el **periodo efectivo inicial** y para el **amortiguamiento efectivo inicial**, para un **límite superior** y un **límite inferior** (con la finalidad de analizar un comportamiento con propiedades en el límite superior y otro en el límite inferior, por medio de factores de modificación de las propiedades que toman en cuenta los efectos del envejecimiento y condiciones del entorno, la tasa de carga y calor, y la variación de fabricación en las propiedades promedio de un grupo de aisladores), los cuales al momento de recalcular en un proceso iterativo, deberán ser iguales o similares a los datos obtenidos después de realizar operaciones matemáticas con los valores de las propiedades del aislador escogido (como la rigidez efectiva al corte, la energía por ciclo, desplazamientos, entre otros), con la finalidad de tener un dispositivo de aislación óptimo, que garantice el correcto funcionamiento sísmico y la viabilidad económica del proyecto.

Dicha iteración se puede trabajar resolviéndose en una hoja de cálculo, programada en “*Microsoft Excel*”, como se hizo para el caso de esta tesis, u otros programas, utilizando todas las ecuaciones y datos expuestos paso a paso (punto a punto), en el ítem 3.2.13.2.

Los datos “asumidos” para el **periodo efectivo inicial** y para el **amortiguamiento efectivo inicial**, para un **límite superior** y un **límite inferior** que se muestran líneas abajo, son valores obtenidos después de realizar varias iteraciones, los cuales precisan dispositivos de aislación óptimos para todo el sistema de aislación.

- $\beta_{eff,min} = 13.40\%$: Amortiguamiento efectivo inicial para el límite inferior.
- $\beta_{eff,max} = 20.20\%$: Amortiguamiento efectivo inicial para el límite superior.
- $T_{min} = 2.48seg$: Periodo efectivo inicial para el límite inferior.
- $T_{max} = 1.47seg$: Periodo efectivo inicial para el límite superior.
- $B_{min} = 4/5.60 - \ln(\beta_{eff,min}) = 4/5.60 - \ln(13.40) = 1.33$: Coeficiente mínimo de amortiguamiento inicial asumido.
- $B_{max} = 4/5.60 - \ln(\beta_{eff,max}) = 4/5.60 - \ln(20.20) = 1.54$: Coeficiente máximo de amortiguamiento inicial asumido.

3.2.13.2.2 Desplazamientos y Datos de la Estructura

- $d = 28.250m$: Dimensión en planta más larga de la estructura.
- $b = 10.775m$: Dimensión en planta más corta de la estructura medida perpendicular a "d".

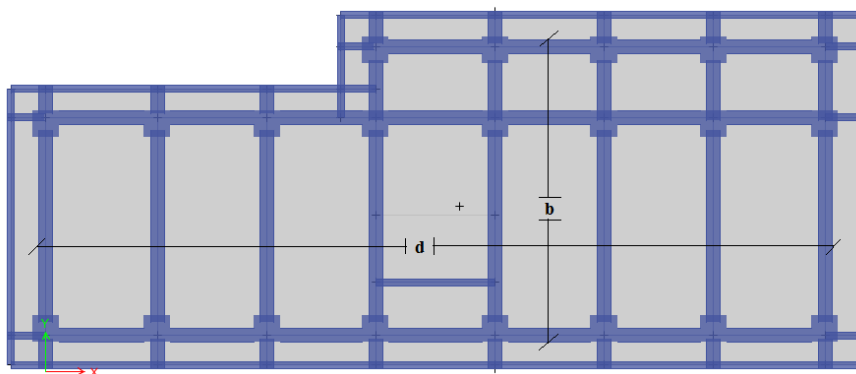


Figura 78. Dimensiones de la estructura en planta, sin contar voladizos. Losa del nivel por encima de la interface de aislación

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

- $e_{real} = (6.673 - 5.884) = 0.789m$: Excentricidad real mayor, medida en planta entre el centro de masas de la estructura por encima de la interface de aislación y el centro de rigidez del sistema de aislación.

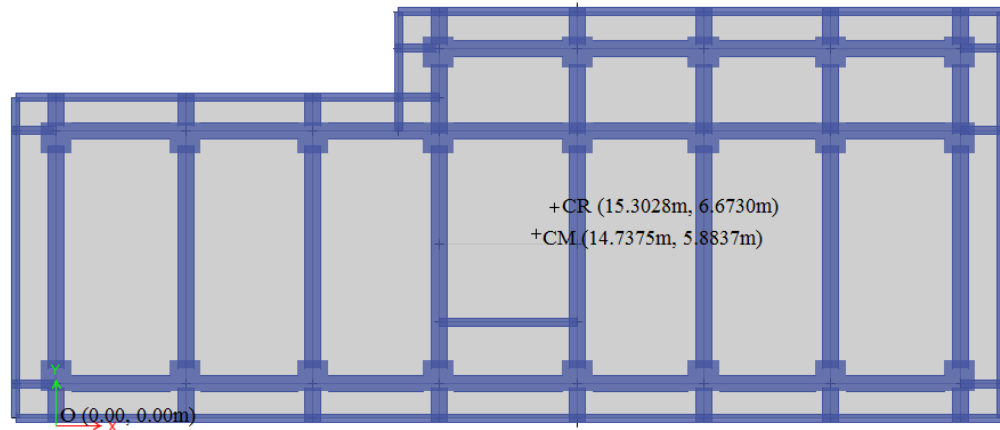


Figura 79. Ubicación del Centro de Rigidez y Centro de Masa del sistema.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

- $e_{accidental} = (5\% \times d) = (0.05 \times 28.250) = 1.413m$: Excentricidad accidental (5 por ciento de la dimensión en planta más larga).
- $e = e_{real} + e_{accidental} = 0.789 + 1.413 = 2.202m$: Excentricidad total.
- $y = 15.303 m$: Distancia entre los centros de rigidez del sistema de aislación y el elemento de interés más lejano (aislador más lejano).

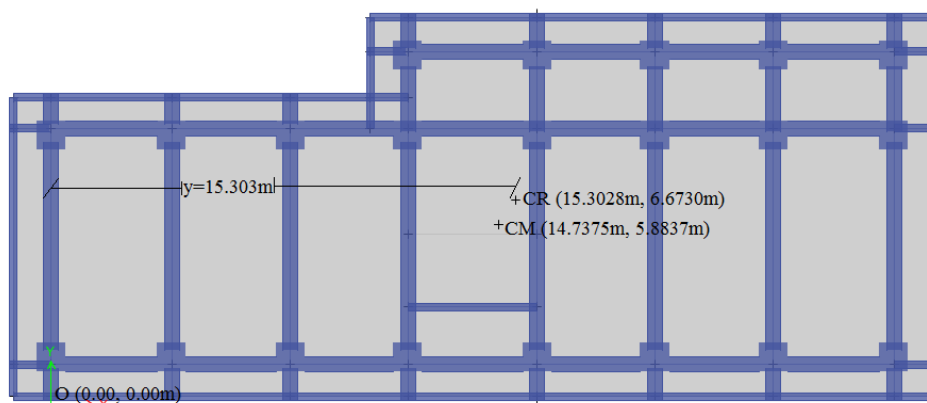


Figura 80. Distancia “y”, desde el CR, hasta el eje del elemento de interés más lejano (aislador más lejano)

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

- $P_T = 1.127$: Ecuación 17.5.4, del ASCE/SEI 7-16.
- $g = 9.80665 \text{ m/seg}^2$: Gravedad
- $D_{Mmin} = \frac{gxS_{M1}xT_{min}}{4\pi^2xB_{min}} = \frac{9.81x1.063x2.48}{4\pi^2x1.33} = 0.492m$: Desplazamiento máximo para el límite inferior del sistema de aislación (ASCE/SEI 7-16, 17.5.3.1).
- $D_{Mmax} = \frac{gxS_{M1}xT_{max}}{4\pi^2xB_{max}} = \frac{9.81x1.063x1.47}{4\pi^2x1.54} = 0.251m$: Desplazamiento máximo para el límite superior del sistema de aislación (ASCE/SEI 7-16, 17.5.3.1).
- $D_{TMmin} = D_{Mmin}x \left[1 + \frac{(y)x12x(e)}{P_T^2x(b^2+d^2)} \right] = 0.492x \left[1 + \frac{15.303x12x2.202}{1.127^2x(10.775^2+28.250^2)} \right] = 0.663m$: Desplazamiento total máxima para el límite inferior del sistema de aislación (ASCE/SEI 7, 17.5.3.3).
- $D_{TMmax} = D_{Mmax}x \left[1 + \frac{(y)x12x(e)}{P_T^2x(b^2+d^2)} \right] = 0.251x \left[1 + \frac{15.303x12x2.202}{1.127^2x(10.775^2+28.250^2)} \right] = 0.338m$: Desplazamiento total máxima para el límite superior del sistema de aislación (ASCE/SEI 7, 17.5.3.3).
- $D_{Mmin}/2 = 0.492/2 = 0.246m$: mitad de desplazamiento máximo para el límite inferior para el cálculo de fuerza restauradora.
- $D_{Mmax}/2 = 0.251/2 = 0.126m$: mitad de desplazamiento máximo para el límite superior para el cálculo de fuerza restauradora.
- $D_{TMmin}/2 = 0.663/2 = 0.332m$: mitad de desplazamiento total máximo para el límite inferior para el cálculo de fuerza restauradora.
- $D_{TMmax}/2 = 0.338/2 = 0.169m$: mitad de desplazamiento total máximo para el límite superior para el cálculo de fuerza restauradora.
- $D_{TMmin}/D_{Mmin} = 0.663/0.492 = 1.35$: Debe ser mayor a 1.15.

- $D_{TMmax}/D_{Mmax} = 0.338/0.251 = 1.35$: Debe ser mayor a 1.15.

3.2.13.2.3 Propiedades Mínimas del Aislador en Base al Diseño Preliminar

- $\phi_{aislador} = 1.25 \times D_{TMmax} = 1.25 \times 0.338 = 0.423m$: Diámetro mínimo recomendado del aislador, sólo para el método de las fuerzas laterales equivalentes.

- $A = \frac{\pi \times \phi_{aislador}^2}{4} = \frac{\pi \times (0.423)^2}{4} = 0.141m^2 = 217.82plg^2$: Área mínima recomendada del aislador.

- $K_{Mmin} = \frac{4\pi^2}{T_{min}^2} \times \frac{W}{g} = \frac{4\pi^2}{2.480^2} \times \frac{2231.048}{9.81} = 1459.81 Tn/m = 37.06 Tn/plg$:

Rigidez mínima efectiva del sistema de aislación en el desplazamiento máximo de diseño.

- $K_{Mmax} = \frac{4\pi^2}{T_{max}^2} \times \frac{W}{g} = \frac{4\pi^2}{1.466^2} \times \frac{2231.048}{9.81} = 4177.65 Tn/m = 106.06 Tn/plg$:

Rigidez máxima efectiva del sistema de aislación en el desplazamiento máximo de diseño.

- $\# = 21$: Número de dispositivos de aislación (número de aisladores en el sistema).

- $K_{eff} = \frac{K_{Mmin}}{\#} = \frac{37.06}{21} = 1.765 Tn/plg = 3891.12 lb/plg$: Rigidez efectiva mínima por aislador.

- $G_{r,100\%} = 0.385 N/mm^2 = 55.82psi$ =: Módulo de corte de la goma (elastómero, al 100% de la deformación por corte, dato de catálogo).

- $h_r = \frac{G_{100\%} \times A}{K_{eff}} = \frac{55.82 \times 217.82}{3891.12} = 3.13plg = 79.38mm$: Altura total de la goma, recomendada, (altura recomendada del elastómero del aislador).

3.2.13.2.4 Datos del Aislador Seleccionado de Catálogo

En este punto se menciona las propiedades del aislador seleccionado de catálogo, el cual fue de la marca Bridgestone, del tipo **LH070G4-C**, asiento de apoyo de goma de bajo amortiguamiento y un núcleo central de plomo, **Lead Rubber Bearing (LRB)**, con una altura total de goma de 202 mm, diámetro de 700 mm, y núcleo central de plomo con un diámetro de 120 mm, en total se tienen 21 aisladores de este tipo; los cuales deberán tener propiedades mayores o iguales a las mencionadas en el ítem 3.2.13.2.3.

- $t_r = 4.70mm$: Espesor de una capa de goma.
- $D_o = 700.00mm$: Diámetro exterior del aislador.
- $D_p = 120.00mm$: Diámetro efectivo del núcleo de plomo.
- $\#_r = 43$: Número de capas de goma.
- $h_r = 202.00mm$: Altura total de la goma.
- $H = 388.30mm$: Altura total del aislador incluyendo calces de acero.
- $Y_{DM,min} = \frac{D_{Mmin}}{h_r} \times 100 = \frac{0.492 \times 1000}{202} \times 100 = 243.43\%$: Deformación por corte debido a D_M límite inferior.
- $Y_{DM,max} = \frac{D_{Mmax}}{h_r} \times 100 = \frac{0.251 \times 1000}{202} \times 100 = 124.24\%$: Deformación por corte debido a D_M límite superior.

Nota: La deformación por corte se recomienda que sea menor al 200% y como máximo lo que recomiende el fabricante. Para nuestro caso el fabricante recomienda una **deformación por corte de hasta 250%**.

3.2.13.2.5 Desarrollo del Diseño Preliminar del Aislador

En este punto se desarrolla todas las operaciones necesarias para cubrir el diseño preliminar de un dispositivo de aislación sísmica (aislador sísmico); con las propiedades de nuestro aislador seleccionado que es de la marca **Bridgestone, del tipo LH070G4-C**, asiento de apoyo de goma de bajo amortiguamiento y un núcleo central de plomo, **Lead Rubber Bearing (LRB)**.

- # = 21: Número de dispositivos de aislación (número de aisladores en el sistema).
- $W_T = 2231.05Tn \times 9.81 \text{ m/seg}^2 = 21879.11kN$: Peso efectivo sísmico en toda la estructura, en kilo Newton.
- $M_T = 21879.11kN / 9.81 \text{ m/seg}^2 = 2231.05 \text{ kN} - \text{seg}^2 / \text{m}$: Masa sísmica total.
- $W_{\text{en cada aislador}} = \frac{W_T}{\#} = \frac{21879.11}{21} = 1041.86kN$: Peso efectivo sísmico en cada aislador, en kilo Newton.
- $M_{\text{en cada aislador}} = \frac{M_T}{\#} = \frac{2231.05}{21} = 106.24 \text{ kN} - \text{seg}^2 / \text{m}$: Masa sísmica en cada aislador.
- $G_r = 0.385 \text{ N/mm}^2$ =: Módulo de corte de la goma, *dato de catálogo*.
- $\alpha_r = 0.583 \text{ N/mm}^2$ =: Módulo aparente de corte del plomo, *dato de catálogo*.
- $W_{\text{aislador}} = 8.20kN$: Peso del aislador, *dato de catálogo*.
- $D_o = 700.00mm$: Diámetro exterior del aislador, *dato de catálogo*.
- $A_o = 373500.00mm^2$: Área efectiva en el plano del aislador, *dato de catálogo*.

- $h_r = 202.00mm$: Espesor total de la goma, *dato de catálogo*.
- $\#_r = 43$: Número de capas de goma, *dato de catálogo*.
- $t_r = 4.70mm$: Espesor de una capa de goma, *dato de catálogo*.
- $H = 388.30mm$: Altura total del aislador incluyendo calces de acero, *dato de catálogo*.
- $D_p = 120.00mm$: Diámetro efectivo del núcleo de plomo, *dato de catálogo*.
- $A_p = 11309.73mm^2$: Área efectiva del núcleo de plomo, *dato de catálogo*.
- $\sigma_{pb} = 7.97 N/mm^2$: Esfuerzo de corte en fluencia del núcleo de plomo, *dato de catálogo*.

Nota 1: A continuación se desarrolla todas las operaciones necesarias para cubrir el diseño preliminar del aislador, pero con dos resultados por operación o ecuación, tanto para un límite inferior “Lower Bound”, y un límite superior “Upper Bound”, como lo estipula el código ASCE/SEI 7-16.

- $\lambda_{p,min} = 0.8$: Factor de modificación de propiedades para el plomo, límite inferior, *dato obtenido en el ítem 3.2.11.2*.
- $\lambda_{p,max} = 1.8$: Factor de modificación de propiedades para el plomo, límite superior, *dato obtenido en el ítem 3.2.11.2*.
- $\sigma_{pb,m,min} = \sigma_{pb} \times \lambda_{min} = 7.97 \times 0.8 = 6.37 N/mm^2$: Esfuerzo de corte en fluencia del núcleo de plomo, modificado, límite inferior.
- $\sigma_{pb,m,max} = \sigma_{pb} \times \lambda_{max} = 7.97 \times 1.8 = 14.34 N/mm^2$: Esfuerzo de corte en fluencia del núcleo de plomo, modificado, límite superior.
- $D_{Mmin} = \frac{g \times S_{M1} \times T_{min}}{4\pi^2 \times B_{min}} = \frac{9.81 \times 1.063 \times 2.48}{4\pi^2 \times 1.33} \times 1000 = 491.98mm$: Desplazamiento máximo para el límite inferior del sistema de aislación (ASCE/SEI 7-16, 17.5.3.1).

- $D_{Mmax} = \frac{g x S_{M1} x T_{max}}{4\pi^2 x B_{max}} = \frac{9.81 x 1.063 x 1.47}{4\pi^2 x 1.54} x 1000 = 251.10mm$: Desplazamiento máximo para el límite superior del sistema de aislación (ASCE/SEI 7-16, 17.5.3.1).
- $D_{TMmin} = D_{Mmin} x \left[1 + \frac{(y)x12x(e)}{P_T^2 x (b^2 + d^2)} \right] = 491.98 \left[1 + \frac{15.303 x 12 x 2.202}{1.127^2 x (10.775^2 + 28.250^2)} \right] = 663.17mm$: Desplazamiento total máxima para el límite inferior del sistema de aislación (ASCE/SEI 7, 17.5.3.3).
- $D_{TMmax} = D_{Mmax} x \left[1 + \frac{(y)x12x(e)}{P_T^2 x (b^2 + d^2)} \right] = 251.10 \left[1 + \frac{15.303 x 12 x 2.202}{1.127^2 x (10.775^2 + 28.250^2)} \right] = 338.47mm$: Desplazamiento total máxima para el límite superior del sistema de aislación (ASCE/SEI 7, 17.5.3.3).
- $Y_{DM,min} = \frac{D_{Mmin}}{h_r} = \frac{491.98}{202} = 2.44$: Deformación por corte debido a D_M límite inferior.
- $Y_{DM,max} = \frac{D_{Mmax}}{h_r} = \frac{251.10}{202} = 1.24$: Deformación por corte debido a D_M límite superior.

- Factor de corrección a la rigidez post-fluencia, C_{kd}

$$C_{kd,min}: \begin{aligned} & Si Y_{DM,min} < 0.25 \rightarrow C_{kd,min} = 0.779(Y_{DM,min})^{-0.43} \\ & Si Y_{DM,min} \geq 0.25 \rightarrow \begin{aligned} & Y_{DM,min} < 1 \rightarrow C_{kd,min} = (Y_{DM,min})^{-0.25} \\ & Y_{DM,min} \geq 1 \rightarrow C_{kd,min} = (Y_{DM,min})^{-0.12} \end{aligned} \end{aligned}$$

$$C_{kd,min}: 2.44 \geq 1 \rightarrow C_{kd,min} = (2.44)^{-0.12} = 0.90$$

$$C_{kd,max}: \begin{aligned} & Si Y_{DM,max} < 0.25 \rightarrow C_{kd,max} = 0.779(Y_{DM,max})^{-0.43} \\ & Si Y_{DM,max} \geq 0.25 \rightarrow \begin{aligned} & Y_{DM,max} < 1 \rightarrow C_{kd,max} = (Y_{DM,max})^{-0.25} \\ & Y_{DM,max} \geq 1 \rightarrow C_{kd,max} = (Y_{DM,max})^{-0.12} \end{aligned} \end{aligned}$$

$$C_{kd,max}: 1.24 \geq 1 \rightarrow C_{kd,max} = (1.24)^{-0.12} = 0.97$$

- Factor de corrección a la resistencia característica, C_{Qd}

$$C_{Qd,min}: \begin{array}{l} \text{Si } Y_{DM,min} < 0.1 \rightarrow C_{Qd,min} = 2.036(Y_{DM,min})^{0.41} \\ \text{Si } Y_{DM,min} \geq 0.1 \rightarrow \begin{array}{l} Y_{DM,min} < 0.5 \rightarrow C_{Qd,min} = 1.106(Y_{DM,min})^{0.145} \\ Y_{DM,min} \geq 0.5 \rightarrow C_{Qd,min} = 1 \end{array} \end{array}$$

$$C_{Qd,min}: 2.44 \geq 0.5 \rightarrow C_{Qd,min} = 1$$

$$C_{Qd,max}: \begin{array}{l} \text{Si } Y_{DM,max} < 0.1 \rightarrow C_{Qd,max} = 2.036(Y_{DM,max})^{0.41} \\ \text{Si } Y_{DM,max} \geq 0.1 \rightarrow \begin{array}{l} Y_{DM,max} < 0.5 \rightarrow C_{Qd,max} = 1.106(Y_{DM,max})^{0.145} \\ Y_{DM,max} \geq 0.5 \rightarrow C_{Qd,max} = 1 \end{array} \end{array}$$

$$C_{Qd,max}: 1.24 \geq 0.5 \rightarrow C_{Qd,max} = 1$$

- $\lambda_{o,min} = 0.8$: Factor de modificación de propiedades para la goma (elastómero de caucho natural), límite inferior, *dato obtenido en el ítem 3.2.11.1.*
- $\lambda_{o,max} = 1.8$: Factor de modificación de propiedades para la goma (elastómero de caucho natural), límite superior, *dato obtenido en el ítem 3.2.11.1.*
- $K_{r,min} = \left(\frac{G_r \times A_o}{h_r}\right) \lambda_{o,min} = \left(\frac{0.385 \times 373500.00}{202.00}\right) 0.8 = 569.50 \text{ kN/m}$: Rigidez al corte de la goma laminada, límite inferior.
- $K_{r,max} = \left(\frac{G_r \times A_o}{h_r}\right) \lambda_{o,max} = \left(\frac{0.385 \times 373500.00}{202.00}\right) 1.8 = 1281.36 \text{ kN/m}$: Rigidez al corte de la goma laminada, límite superior.
- $K_{p,min} = \left(\frac{\alpha_r \times A_p}{h_r}\right) \lambda_{p,min} = \left(\frac{0.583 \times 11309.73}{202.00}\right) 0.8 = 26.11 \text{ kN/m}$: Rigidez al corte adicional por el núcleo de plomo, límite inferior.
- $K_{p,max} = \left(\frac{\alpha_r \times A_p}{h_r}\right) \lambda_{p,max} = \left(\frac{0.583 \times 11309.73}{202.00}\right) 1.8 = 58.75 \text{ kN/m}$: Rigidez al corte adicional por el núcleo de plomo, límite superior.
- $K_{2,min} = C_{kd,min}(K_{r,min} + K_{p,min}) = 0.90(569.50 + 26.11) = 535.27 \text{ kN/m}$: Rigidez post-fluencia, límite inferior.

- $K_{2,max} = C_{kd,max}(K_{r,max} + K_{p,max}) = 0.97(1281.36 + 58.75) = 1305.58 \text{ kN/m}$: Rigidez post-fluencia, límite superior.
- $K_{2T,min} = \#xK_{2,min} = 21x535.27 = 11240.58 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez post-fluencia total, límite inferior.
- $K_{2T,max} = \#xK_{2,max} = 21x1305.58 = 27417.23 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez post-fluencia total, límite superior.
- $K_{1,min} = 13xK_{2,min} = 13x535.27 = 6958.46 \text{ kN/m}$: Rigidez inicial, límite inferior.
- $K_{1,max} = 13xK_{2,max} = 13x1305.58 = 16972.57 \text{ kN/m}$: Rigidez inicial, límite superior.
- $K_{1T,min} = \#xK_{1,min} = 21x6958.46 = 146127.56 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez inicial total, límite inferior.
- $K_{1T,max} = \#xK_{1,max} = 21x16972.57 = 356423.99 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez inicial total, límite superior.
- $Q_{dmin} = C_{Qd,min}x\sigma_{pb,m.min}x\frac{A_p}{1000} = 1x6.37x\frac{11309.73}{1000} = 72.08 \text{ kN}$: Resistencia característica, límite inferior.
- $Q_{dmax} = C_{Qd,max}x\sigma_{pb,m.max}x\frac{A_p}{1000} = 1x14.34x\frac{11309.73}{1000} = 162.19 \text{ kN}$: Resistencia característica, límite superior.
- $Q_{dTmin} = \#xQ_{dmin} = 21x72.08 = 1513.76 \text{ kN}$: Aporte a la resistencia característica total, límite inferior.
- $Q_{dTmax} = \#xQ_{dmax} = 21x162.19 = 3405.96 \text{ kN}$: Aporte a la resistencia característica total, límite superior.

- $$K_{eq,min} = \left(\frac{Q_{dmin}}{Y_{DM,min} \times h_r} \right) + K_{2,min} = \left(\frac{72.08}{2.44 \times (202/1000)} \right) + 535.27 =$$

681.78 kN/m : Rigidez equivalente al corte, límite inferior.

- $$K_{eq,max} = \left(\frac{Q_{dmax}}{Y_{DM,max} \times h_r} \right) + K_{2,max} = \left(\frac{162.19}{1.24 \times (202/1000)} \right) + 1305.58 =$$

1951.50 kN/m : Rigidez equivalente al corte, límite superior.

- $$\beta_{min} = \frac{2}{\pi} \times Q_{dmin} \times \left[\frac{\left[(Y_{DM,min} \times h_r) - \left(\frac{Q_{dmin}}{(13-1) \times K_{2,min}} \right) \right]}{K_{eq,min} \times [Y_{DM,min} \times h_r]^2} \right] =$$

$$\frac{2}{\pi} \times 72.08 \times \left[\frac{\left[(2.44 \times (202/1000)) - \left(\frac{72.08}{(13-1) \times 535.27} \right) \right]}{681.78 \times [2.44 \times (202/1000)]^2} \right] = 0.134: \quad \text{Relación de}$$

amortiguamiento equivalente, límite inferior; **el cual deberá ser igual a**

$\beta_{eff,min} = 13.40\%$ que fue el amortiguamiento efectivo inicial

asumido, en el ítem 3.2.13.2.1, si $\beta_{min} \cong \beta_{eff,min}$, podemos seguir con

los cálculos, de lo contrario se deberá seguir con el proceso de iteración,

con otros valores para $\beta_{eff,min}$ y T_{min} .

- $$\beta_{max} = \frac{2}{\pi} \times Q_{dmax} \times \left[\frac{\left[(Y_{DM,max} \times h_r) - \left(\frac{Q_{dmax}}{(13-1) \times K_{2,max}} \right) \right]}{K_{eq,max} \times [Y_{DM,max} \times h_r]^2} \right] =$$

$$\frac{2}{\pi} \times 162.19 \times \left[\frac{\left[(1.24 \times (202/1000)) - \left(\frac{162.19}{(13-1) \times 1305.58} \right) \right]}{1951.50 \times [1.24 \times (202/1000)]^2} \right] = 0.202: \quad \text{Relación de}$$

amortiguamiento equivalente, límite superior; **el cual deberá ser igual a**

$\beta_{eff,max} = 20.20\%$ que fue el amortiguamiento efectivo inicial

asumido, en el ítem 3.2.13.2.1, si $\beta_{max} \cong \beta_{eff,max}$, podemos seguir con

los cálculos, de lo contrario se deberá seguir con el proceso de iteración,

con otros valores para $\beta_{eff,max}$ y T_{max} .

- $\Delta W_{min} = \beta_{min} x [2\pi x K_{eq,min} x D_{Mmin}^2] =$
 $0.134 x [2\pi x 681.78 x (491.98/1000)^2] x 1000 = 138618.25 kN - mm:$
Energía por ciclo, límite inferior.
- $\Delta W_{max} = \beta_{max} x [2\pi x K_{eq,max} x D_{Mmax}^2] =$
 $0.202 x [2\pi x 1951.50 x (251.10/1000)^2] x 1000 = 156184.31 kN - mm:$
Energía por ciclo, límite superior.
- $D_{y,min} = \frac{Q_{dmin}}{K_{1,min} - K_{2,min}} = \frac{72.08}{6958.46 - 535.27} x 1000 = 11.22 mm:$ Desplazamiento
de fluencia, límite inferior.
- $D_{y,max} = \frac{Q_{dmax}}{K_{1,max} - K_{2,max}} = \frac{162.19}{16972.57 - 1305.58} x 1000 = 10.35 mm:$
Desplazamiento de fluencia, límite superior.
- $F_{y,min} = Q_{dmin} + K_{2,min} x D_{y,min} = 72.08 + 535.27 x (11.22/1000) =$
 $78.09 kN:$ Fuerza de fluencia, límite inferior.
- $F_{y,max} = Q_{dmax} + K_{2,max} x D_{y,max} = 162.19 + 1305.58 x (10.35/1000) =$
 $175.70 kN:$ Fuerza de fluencia, límite superior.
- $F_{aa,min} = Q_{dmin} + D_{Mmin} x K_{2,min} = 72.08 + (491.98/1000) x 535.27 =$
 $335.42 kN:$ Fuerza en el asiento de apoyo, límite inferior.
- $F_{aa,max} = Q_{dmax} + D_{Mmax} x K_{2,max} = 162.19 + (251.10/1000) x 1305.58 =$
 $490.02 kN:$ Fuerza en el asiento de apoyo, límite superior.
- $B_{min} = \frac{4}{5.60 - \ln(\beta_{min} \%)} = \frac{4}{5.60 - \ln(0.134 x 100)} = 1.33:$ Coeficiente
mínimo de amortiguamiento, límite inferior.
- $B_{max} = \frac{4}{5.60 - \ln(\beta_{max} \%)} = \frac{4}{5.60 - \ln(0.202 x 100)} = 1.54:$ Coeficiente
máximo de amortiguamiento, límite superior.

- $K_{eqT,min} = \#xK_{eq,min} = 21x681.78 = 14317.47 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez equivalente al corte total, límite inferior.
- $K_{eqT,max} = \#xK_{eq,max} = 21x1951.50 = 40981.51 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez equivalente al corte total, límite superior.
- $\Delta W_{Tmin} = \#x\Delta W_{min} = 21x138618.25 = 2910983.30 \text{ kN} - \text{mm}$: Aporte a la energía por ciclo total, límite inferior.
- $\Delta W_{Tmax} = \#x\Delta W_{max} = 21x156184.31 = 3279870.53 \text{ kN} - \text{mm}$: Aporte a la energía por ciclo total, límite superior.
- $T_{min} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{en\ cada\ aislador}}{K_{eq,min}}} = 2\pi \sqrt{\frac{106.24}{681.78}} = 2.48 \text{ seg}$: Periodo efectivo, límite inferior.
- $T_{max} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{en\ cada\ aislador}}{K_{eq,max}}} = 2\pi \sqrt{\frac{106.24}{1951.50}} = 1.47 \text{ seg}$: Periodo efectivo, límite superior.
- $\xi_{min} = 2(\beta_{min} - 0.05)x\sqrt{K_{eq,min}xM_{en\ cada\ aislador}} =$
 $2(0.134 - 0.05)x\sqrt{681.78x106.24} = 45.05 \text{ kN} - \text{seg/m}$: Amortiguamiento, límite inferior.
- $\xi_{max} = 2(\beta_{max} - 0.05)x\sqrt{K_{eq,max}xM_{en\ cada\ aislador}} =$
 $2(0.202 - 0.05)x\sqrt{1951.50x106.24} = 138.44 \text{ kN} - \text{seg/m}$:
 Amortiguamiento, límite superior.

Nota 2: A continuación se desarrollan operaciones necesarias para la obtención del aporte a la rigidez a compresión vertical en el aislador.

- $E = 2.20 \text{ N/mm}^2$: Módulo de Young, *dato de catálogo*.
- $E_{\infty} = 1175.00 \text{ N/mm}^2$: Módulo volumétrico, *dato de catálogo*.
- $k = 0.85$: Factor de corrección de E por rugosidad.

- $S_1 = \frac{D_o}{4t_r} = \frac{700.00}{4 \times 4.70} = 37.25$: Primer factor de forma del material.
- $S_2 = \frac{D_o}{\#_r \times t_r} = \frac{700.00}{43 \times 4.70} = 3.47$: Segundo factor de forma del material.
- $E_c = \frac{E(1+2kS_1^2)}{1+E \left(\frac{1+2kS_1^2}{E_\infty} \right)} = \frac{2.20(1+2(0.85)(37.25)^2)}{1+2.20 \left(\frac{1+2(0.85)(37.25)^2}{1175.00} \right)} = 958.17 \text{ N/mm}$:

Módulo de compresión Efectivo.

- $\alpha_v = 1.23$: Factor de corrección al módulo de Young, *dato de catálogo*.
- $K_V = E_c \alpha_v \frac{(A_o + A_p)}{h_r} = 958.17 \times 1.23 \times \frac{(373500.00 + 11309.73)}{202.00} = 2245139.11 \text{ kN/m}$:

Rigidez a compresión vertical.

- $K_{VT} = \# \times K_V = 21 \times 2245139.11 = 47147921.36 \text{ kN/m}$: Rigidez a compresión vertical total.

3.2.13.2.6 Construcción del Ciclo Histerético Bilineal del Aislador

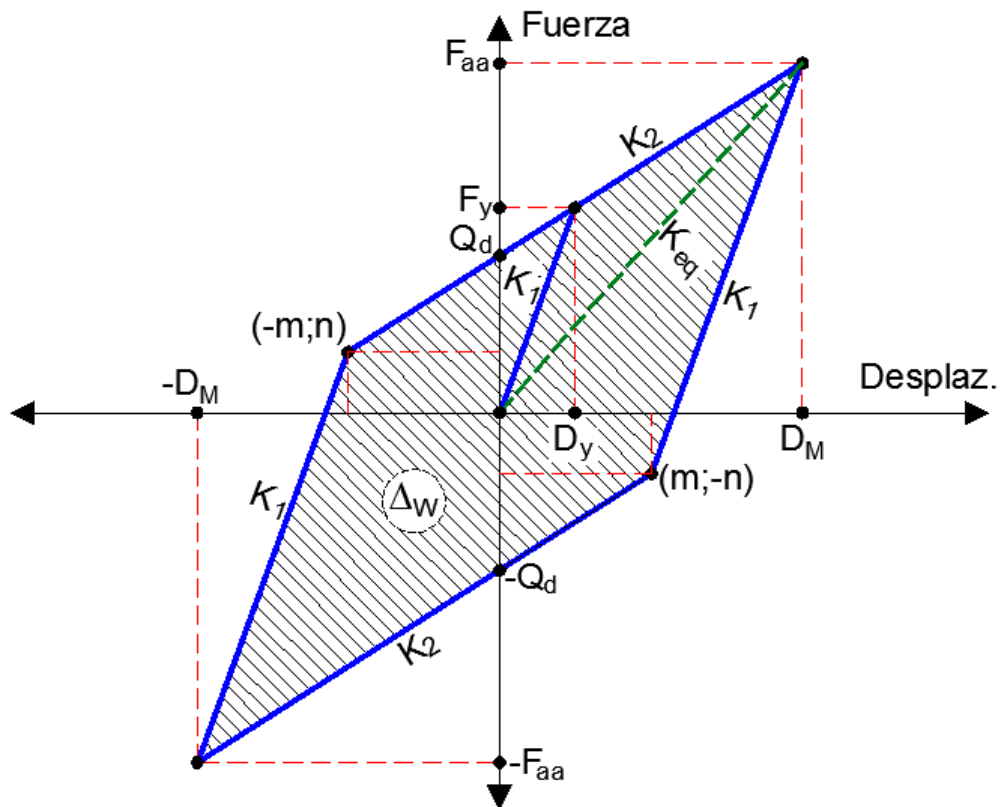


Figura 81. Parámetros para el ciclo histerético bilineal del aislador

Fuente: Elaboración propia.

Dónde:

- Q_d : Resistencia característica.
- D_y : Desplazamiento de fluencia.
- F_y : Fuerza de fluencia.
- F_{aa} : Fuerza en el asiento de apoyo.
- D_M : Desplazamiento máximo.
- K_1 : Rigidez inicial.
- K_2 : Rigidez post-fluencia.
- K_{eq} : Rigidez equivalente al corte.
- ΔW : Energía por ciclo.
- $m = \frac{[F_{aa} - K_1(D_M) + Q_d]}{[K_2 - K_1]}$: Desplazamiento necesario para completar el ciclo histerético.
- $-n = K_2 \left[\frac{[F_{aa} - K_1(D_M) + Q_d]}{[K_2 - K_1]} \right] - Q_d$: Fuerza necesaria para completar el ciclo histerético.
- A continuación se plantea el ciclo histerético para el aislador seleccionado de la marca **Bridgestone, del tipo LH070G4-C**, asiento de apoyo de goma de bajo amortiguamiento y un núcleo central de plomo, **Lead Rubber Bearing (LRB)**, para el límite inferior (Lower Bound) y límite superior (Upper Bound).

	Lower Bound	Upper Bound	
Resistencia característica Q_d =	72.084	162.188	kN
Desplazamiento de fluencia D_y =	0.01122	0.01035	m
Fuerza de fluencia F_y =	78.091	175.704	kN
Fuerza en el asiento de apoyo F_{aa} =	335.422	490.017	kN
Desplazamiento máximo D_M =	0.492	0.251	m
Rigidez inicial K_1 =	6958.455	16972.571	kN/m
Rigidez post-fluencia K_2 =	535.266	1305.582	kN/m
Rigidez equivalente al corte K_{eq} =	681.784	1951.500	kN/m
Energía por ciclo ΔW =	138.618	156.184	kN-m
Desplaz. necesario para completar el ciclo histerético m =	0.470	0.230	m
Fuerza necesaria para completar el ciclo histerético n =	179.241	138.609	kN

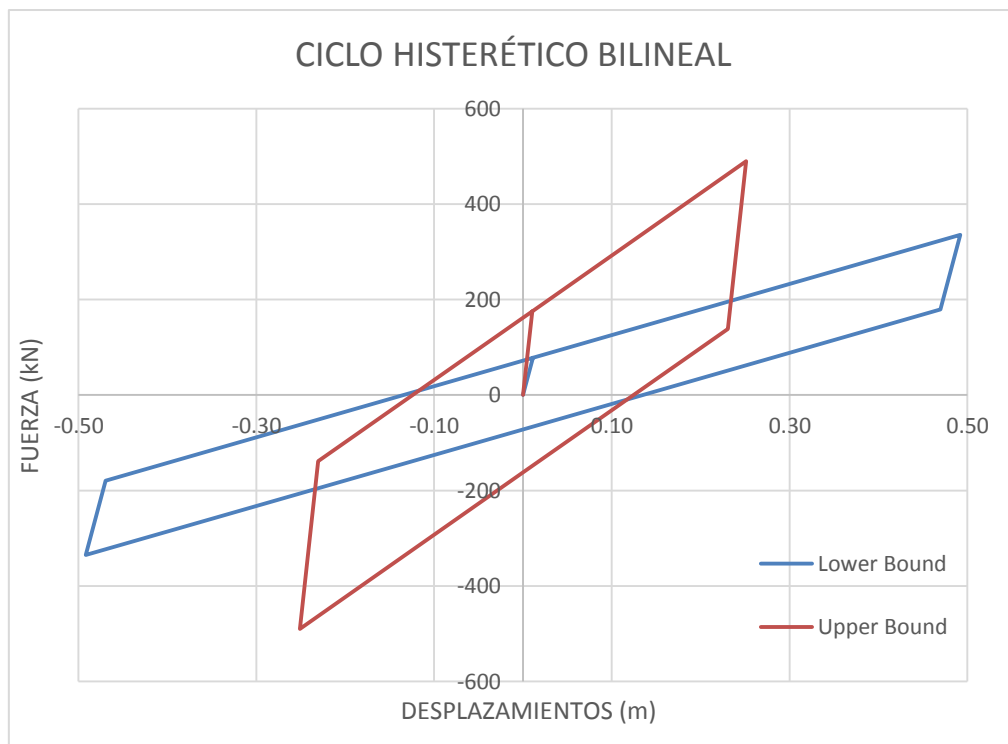


Figura 82. Ciclo histerético bilineal del aislador LH070G4-C, para el límite inferior y límite superior.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de parámetros obtenidos del diseño preliminar del aislador).

3.2.13.2.7 Cálculo de Parámetros a Mitad del Desplazamiento Para Verificación de la Fuerza Restauradora

A continuación se desarrollan operaciones necesarias para la obtención de parámetros que permitan verificar la fuerza restauradora del sistema de aislación sísmica, estos parámetros se calcularán con la mitad del valor de los desplazamientos obtenidos en el ítem 3.2.13.2.2, para el límite inferior y para el límite superior.

- $D_{Mmin}/2 = 491.98/2 = 245.99mm$: mitad de desplazamiento máximo para el límite inferior para cálculo de fuerza restauradora, **nuevo D_{Mmin}** .
- $D_{Mmax}/2 = 251.10/2 = 125.55mm$: mitad de desplazamiento máximo para el límite superior para cálculo de fuerza restauradora, **nuevo D_{Mmax}** .
- $D_{TMmin}/2 = 663.17/2 = 331.59mm$: mitad de desplazamiento total máximo para el límite inferior para cálculo de fuerza restauradora, **nuevo D_{TMmin}** .
- $D_{TMmax}/2 = 338.47/2 = 169.24mm$: mitad de desplazamiento total máximo para el límite superior para cálculo de fuerza restauradora, **nuevo D_{TMmax}** .
- $Y_{DM,min} = \frac{D_{Mmin}}{h_r} = \frac{245.99}{202} = 1.22$: Deformación por corte debido a D_M límite inferior.
- $Y_{DM,max} = \frac{D_{Mmax}}{h_r} = \frac{125.55}{202} = 0.62$: Deformación por corte debido a D_M límite superior.

- Factor de corrección a la rigidez post-fluencia, C_{kd}

$$C_{kd,min}: \begin{array}{l} Si Y_{DM,min} < 0.25 \rightarrow C_{kd,min} = 0.779(Y_{DM,min})^{-0.43} \\ Si Y_{DM,min} \geq 0.25 \rightarrow Y_{DM,min} < 1 \rightarrow C_{kd,min} = (Y_{DM,min})^{-0.25} \\ \phantom{Si Y_{DM,min} \geq 0.25} \rightarrow Y_{DM,min} \geq 1 \rightarrow C_{kd,min} = (Y_{DM,min})^{-0.12} \end{array}$$

$$C_{kd,min}: 1.22 \geq 1 \rightarrow C_{kd,min} = (1.22)^{-0.12} = 0.98$$

$$C_{kd,max}: \begin{array}{l} Si Y_{DM,max} < 0.25 \rightarrow C_{kd,max} = 0.779(Y_{DM,max})^{-0.43} \\ Si Y_{DM,min} \geq 0.25 \rightarrow Y_{DM,max} < 1 \rightarrow C_{kd,max} = (Y_{DM,max})^{-0.25} \\ \phantom{Si Y_{DM,min} \geq 0.25} \rightarrow Y_{DM,max} \geq 1 \rightarrow C_{kd,max} = (Y_{DM,max})^{-0.12} \end{array}$$

$$C_{kd,max}: 0.62 < 1 \rightarrow C_{kd,max} = (0.62)^{-0.25} = 1.13$$

- Factor de corrección a la resistencia característica, C_{Qd}

$$C_{Qd,min}: \begin{array}{l} Si Y_{DM,min} < 0.1 \rightarrow C_{Qd,min} = 2.036(Y_{DM,min})^{0.41} \\ Si Y_{DM,min} \geq 0.1 \rightarrow Y_{DM,min} < 0.5 \rightarrow C_{Qd,min} = 1.106(Y_{DM,min})^{0.145} \\ \phantom{Si Y_{DM,min} \geq 0.1} \rightarrow Y_{DM,min} \geq 0.5 \rightarrow C_{Qd,min} = 1 \end{array}$$

$$C_{Qd,min}: 1.22 \geq 0.5 \rightarrow C_{Qd,min} = 1$$

$$C_{Qd,max}: \begin{array}{l} Si Y_{DM,max} < 0.1 \rightarrow C_{Qd,max} = 2.036(Y_{DM,max})^{0.41} \\ Si Y_{DM,max} \geq 0.1 \rightarrow Y_{DM,max} < 0.5 \rightarrow C_{Qd,max} = 1.106(Y_{DM,max})^{0.145} \\ \phantom{Si Y_{DM,max} \geq 0.1} \rightarrow Y_{DM,max} \geq 0.5 \rightarrow C_{Qd,max} = 1 \end{array}$$

$$C_{Qd,max}: 0.62 \geq 0.5 \rightarrow C_{Qd,max} = 1$$

- $K_{r,min} = \left(\frac{G_r x A_o}{h_r}\right) \lambda_{o,min} = \left(\frac{0.385x373500.00}{202.00}\right) 0.8 = 569.50 \text{ kN/m}$: Rigidez al corte de la goma laminada, límite inferior.
- $K_{r,max} = \left(\frac{G_r x A_o}{h_r}\right) \lambda_{o,max} = \left(\frac{0.385x373500.00}{202.00}\right) 1.8 = 1281.36 \text{ kN/m}$: Rigidez al corte de la goma laminada, límite superior.
- $K_{p,min} = \left(\frac{\alpha_r x A_p}{h_r}\right) \lambda_{p,min} = \left(\frac{0.583x11309.73}{202.00}\right) 0.8 = 26.11 \text{ kN/m}$: Rigidez al corte adicional por el núcleo de plomo, límite inferior.
- $K_{p,max} = \left(\frac{\alpha_r x A_p}{h_r}\right) \lambda_{p,max} = \left(\frac{0.583x11309.73}{202.00}\right) 1.8 = 58.75 \text{ kN/m}$: Rigidez al corte adicional por el núcleo de plomo, límite superior.

- $K_{2,min} = C_{kd,min}(K_{r,min} + K_{p,min}) = 0.98(569.50 + 26.11) = 581.69 \text{ kN/m}$: Rigidez post-fluencia, límite inferior.
- $K_{2,max} = C_{kd,max}(K_{r,max} + K_{p,max}) = 1.13(1281.36 + 58.75) = 1509.31 \text{ kN/m}$: Rigidez post-fluencia, límite superior.
- $K_{2T,min} = \#xK_{2,min} = 21x581.69 = 12215.53 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez post-fluencia total, límite inferior.
- $K_{2T,max} = \#xK_{2,max} = 21x1509.31 = 31695.47 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez post-fluencia total, límite superior.
- $K_{1,min} = 13xK_{2,min} = 13x581.69 = 7562.00 \text{ kN/m}$: Rigidez inicial, límite inferior.
- $K_{1,max} = 13xK_{2,max} = 13x1509.31 = 19621.01 \text{ kN/m}$: Rigidez inicial, límite superior.
- $K_{1T,min} = \#xK_{1,min} = 21x7562.00 = 158801.92 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez inicial total, límite inferior.
- $K_{1T,max} = \#xK_{1,max} = 21x19621.01 = 412041.16 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez inicial total, límite superior.
- $Q_{dmin} = C_{Qd,min}x\sigma_{pb,m,min}x\frac{A_p}{1000} = 1x6.37x\frac{11309.73}{1000} = 72.08 \text{ kN}$: Resistencia característica, límite inferior.
- $Q_{dmax} = C_{Qd,max}x\sigma_{pb,m,max}x\frac{A_p}{1000} = 1x14.34x\frac{11309.73}{1000} = 162.19 \text{ kN}$: Resistencia característica, límite superior.
- $Q_{dTmin} = \#xQ_{dmin} = 21x72.08 = 1513.76 \text{ kN}$: Aporte a la resistencia característica total, límite inferior.

- $Q_{d\Gamma max} = \#xQ_{dmax} = 21x162.19 = 3405.96kN$: Aporte a la resistencia característica total, límite superior.

- $K_{eq,min} = \left(\frac{Q_{dmin}}{Y_{DM,min}xh_r}\right) + K_{2,min} = \left(\frac{72.08}{1.22x(202/1000)}\right) + 581.69 =$

874.73 kN/m : Rigidez equivalente al corte, límite inferior.

- $K_{eq,max} = \left(\frac{Q_{dmax}}{Y_{DM,max}xh_r}\right) + K_{2,max} = \left(\frac{162.19}{0.62x(202/1000)}\right) + 1509.31 =$

2801.14 kN/m : Rigidez equivalente al corte, límite superior.

- $\beta_{min} = \frac{2}{\pi} x Q_{dmin} x \left[\frac{\left[(Y_{DM,min}xh_r) - \left(\frac{Q_{dmin}}{(13-1)xK_{2,min}} \right) \right]}{K_{eq,min}x[Y_{DM,min}xh_r]^2} \right] =$

$$\frac{2}{\pi} x 72.08 x \left[\frac{\left[(1.22x(202/1000)) - \left(\frac{72.08}{(13-1)x581.69} \right) \right]}{874.73x[1.22x(202/1000)]^2} \right] = 0.204: \quad \text{Relación de}$$

amortiguamiento equivalente, límite inferior.

- $\beta_{max} = \frac{2}{\pi} x Q_{dmax} x \left[\frac{\left[(Y_{DM,max}xh_r) - \left(\frac{Q_{dmax}}{(13-1)xK_{2,max}} \right) \right]}{K_{eq,max}x[Y_{DM,max}xh_r]^2} \right] =$

$$\frac{2}{\pi} x 162.19 x \left[\frac{\left[(0.62x(202/1000)) - \left(\frac{162.19}{(13-1)x1509.31} \right) \right]}{2801.14x[0.62x(202/1000)]^2} \right] = 0.273: \quad \text{Relación de}$$

amortiguamiento equivalente, límite superior.

- $\Delta W_{min} = \beta_{min} x [2\pi x K_{eq,min} x D_{Mmin}^2] =$

0.204x[2πx874.73x(245.99/1000)²]x1000 = 67949.48kN – mm: Energía por ciclo, límite inferior.

- $\Delta W_{max} = \beta_{max} x [2\pi x K_{eq,max} x D_{Mmax}^2] =$

0.273x[2πx2801.14x(125.55/1000)²]x1000 = 75640.66kN – mm:

Energía por ciclo, límite superior.

- $D_{y,min} = \frac{Q_{dmin}}{K_{1,min} - K_{2,min}} = \frac{72.08}{7562.00 - 581.69} x 1000 = 10.33mm$: Desplazamiento

de fluencia, límite inferior.

- $D_{y,max} = \frac{Q_{dmax}}{K_{1,max} - K_{2,max}} = \frac{162.19}{19621.01 - 1509.31} \times 1000 = 8.95mm$: Desplazamiento de fluencia, límite superior.
- $F_{y,min} = Q_{dmin} + K_{2,min} \times D_{y,min} = 72.08 + 581.69 \times (10.33/1000) = 78.09kN$: Fuerza de fluencia, límite inferior.
- $F_{y,max} = Q_{dmax} + K_{2,max} \times D_{y,max} = 162.19 + 1509.31 \times (8.95/1000) = 175.70kN$: Fuerza de fluencia, límite superior.
- $F_{aa,min} = Q_{dmin} + D_{Mmin} \times K_{2,min} = 72.08 + (245.99/1000) \times 581.69 = 215.17kN$: fuerza en el asiento de apoyo, límite inferior.
- $F_{aa,max} = Q_{dmax} + D_{Mmax} \times K_{2,max} = 162.19 + (125.55/1000) \times 1509.31 = 351.68kN$: fuerza en el asiento de apoyo, límite superior.
- $B_{min} = 4 / (5.60 - \ln(\beta_{min} \%)) = 4 / (5.60 - \ln(0.204 \times 100)) = 1.55$: Coeficiente mínimo de amortiguamiento, límite inferior.
- $B_{max} = 4 / (5.60 - \ln(\beta_{max} \%)) = 4 / (5.60 - \ln(0.273 \times 100)) = 1.74$: Coeficiente máximo de amortiguamiento, límite superior.
- $K_{eqT,min} = \# \times K_{eq,min} = 21 \times 874.73 = 18369.31 kN/m$: Aporte a la rigidez equivalente al corte total, límite inferior.
- $K_{eqT,max} = \# \times K_{eq,max} = 21 \times 2801.14 = 58824.03 kN/m$: Aporte a la rigidez equivalente al corte total, límite superior.
- $\Delta W_{Tmin} = \# \times \Delta W_{min} = 21 \times 67949.48 = 1426939.02kN - mm$: Aporte a la energía por ciclo total, límite inferior.
- $\Delta W_{Tmax} = \# \times \Delta W_{max} = 21 \times 75640.66 = 1588453.88kN - mm$: Aporte a la energía por ciclo total, límite superior.

3.2.13.2.8 Resumen de Parámetros Para el Sistema Total de Aislación

- $K_{eqT,min} = 14317.47 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez equivalente al corte total, límite inferior **para D_{Mmin}** .
- $K_{eqT,max} = 40981.51 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez equivalente al corte total, límite superior **para D_{Mmax}** .
- $K_{eqT,min/2} = 18369.31 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez equivalente al corte total, límite inferior **para $D_{Mmin}/2$** .
- $K_{eqT,max/2} = 58824.03 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez equivalente al corte total, límite superior **para $D_{Mmax}/2$** .
- $\Delta W_{Tmin} = 2910983.30 \text{ kN} - \text{mm}$: Aporte a la energía por ciclo total, límite inferior.
- $\Delta W_{Tmax} = 3279870.53 \text{ kN} - \text{mm}$: Aporte a la energía por ciclo total, límite superior.
- $K_{VT} = 47147921.36 \text{ kN/m}$: Rigidez a compresión vertical total.
- $Q_{dTmin} = 1513.76 \text{ kN}$: Aporte a la resistencia característica total, límite inferior.
- $Q_{dTmax} = 3405.96 \text{ kN}$: Aporte a la resistencia característica total, límite superior.
- $K_{1T,min} = 146127.56 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez inicial total, límite inferior.
- $K_{1T,max} = 356423.99 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez inicial total, límite superior.

- $K_{2T,min} = 11240.58 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez post-fluencia total, límite inferior.
- $K_{2T,max} = 27417.23 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez post-fluencia total, límite superior.
- $\beta_{T,min} = \frac{0.5}{\pi} \times \frac{\Delta W_{Tmin}}{K_{eqT,min} \times D_{Mmin}^2} = \frac{0.5}{\pi} \times \frac{2910983.30}{(14317.47/1000) \times 491.98^2} = 0.134$: Relación del amortiguamiento efectivo total, límite inferior.
- $\beta_{T,max} = \frac{0.5}{\pi} \times \frac{\Delta W_{Tmax}}{K_{eqT,max} \times D_{Mmax}^2} = \frac{0.5}{\pi} \times \frac{3279870.53}{(40981.51/1000) \times 251.10^2} = 0.202$: Relación del amortiguamiento efectivo total, límite superior.
- $B_{T,min} = 4 / 5.60 - \text{Ln}(\beta_{min} \%) = 4 / 5.60 - \text{Ln}(0.134 \times 100) = 1.33$: Coeficiente mínimo total de amortiguamiento, límite inferior.
- $B_{T,max} = 4 / 5.60 - \text{Ln}(\beta_{max} \%) = 4 / 5.60 - \text{Ln}(0.202 \times 100) = 1.54$: Coeficiente máximo total de amortiguamiento, límite superior.
- $W_T = 21879.11 \text{ kN}$: Peso efectivo sísmico en toda la estructura.
- $M_T = 2231.05 \text{ kN} \cdot \text{seg}^2 / \text{m}$: Masa sísmica total.
- $Q_{dTmin} / W_T = 1513.76 / 21879.11 = 0.069$: Resistencia del sistema, límite inferior.
- $Q_{dTmax} / W_T = 3405.96 / 21879.11 = 0.156$: Resistencia del sistema, límite superior.
- $T_{Tmin} = 2\pi \sqrt{\frac{M_T}{K_{eqT,min}}} = 2\pi \sqrt{\frac{2231.05}{14317.47}} = 2.480 \text{ seg}$: Periodo efectivo total, límite inferior.

- $T_{Tmax} = 2\pi \sqrt{\frac{M_T}{K_{eqT,max}}} = 2\pi \sqrt{\frac{2231.05}{40981.51}} = 1.466 \text{ seg}$: Periodo efectivo total, límite superior.

- $\xi_{Tmin} = 2(\beta_{Tmin} - 0.05) \times \sqrt{K_{eqT,min} \times M_T} =$
 $2(0.134 - 0.05) \times \sqrt{14317.47 \times 2231.05} = 946.02 \text{ kN} - \text{seg/m}$:
 Amortiguamiento total, límite inferior.

- $\xi_{Tmax} = 2(\beta_{Tmax} - 0.05) \times \sqrt{K_{eqT,max} \times M_T} =$
 $2(0.202 - 0.05) \times \sqrt{40981.5 \times 2231.05} = 2907.32 \text{ kN} - \text{seg/m}$:
 Amortiguamiento total, límite superior.

- $S_{a,min} = \frac{S_{M1}}{(T_{Tmin} \times \beta_{T,min})} = \frac{1.063}{(2.480 \times 1.33)} = 0.32g$

- $S_{a,max} = \frac{S_{M1}}{(T_{Tmax} \times \beta_{T,max})} = \frac{1.063}{(1.466 \times 1.54)} = 0.47g$

- $S_{d,min} = \left[\frac{S_{a,min}}{4\pi^2} \right] T_{Tmin}^2 = \left[\frac{0.32 \times 9.81 \times 1000}{4\pi^2} \right] \times 2.480^2 = 492.41 \text{ mm}$

- $S_{d,max} = \left[\frac{S_{a,max}}{4\pi^2} \right] T_{Tmax}^2 = \left[\frac{0.47 \times 9.81 \times 1000}{4\pi^2} \right] \times 1.466^2 = 251.09 \text{ mm}$

- $\frac{D_{Mmin}}{S_{d,min}} = \frac{491.98}{492.41} = 0.999 \cong 1$: Convergencia en el límite

inferior, **el valor deberá ser igual o muy semejante a 1, con lo cual se reafirma que los valores iniciales asumidos en el ítem 3.2.13.2.1 para $\beta_{eff,min}$ y T_{min} fueron los adecuados.**

- $\frac{D_{Mmax}}{S_{d,max}} = \frac{251.10}{251.09} = 1.000 \cong 1$: Convergencia en el límite

superior, **el valor deberá ser igual o muy semejante a 1, con lo cual**

se reafirma que los valores iniciales asumidos en el ítem 3.2.13.2.1

para $\beta_{eff,max}$ y T_{max} fueron los adecuados.

- $F_{DD,min} = K_{eqT,min} \times D_{Mmin} = 14317.47x(491.98/1000) = 7043.86kN:$

Fuerza en el desplazamiento máximo al 100%, para el límite inferior del sistema de aislación.

- $F_{DD,max} = K_{eqT,max} \times D_{Mmax} = 40981.51x(251.10/1000) = 10290.35kN:$

Fuerza en el desplazamiento máximo al 100%, para el límite superior del sistema de aislación.

- $F_{0.5DD,min} = K_{eqT,min}/2 \times D_{Mmin}/2 = 18369.31x(245.99/1000) =$

4518.64kN: Fuerza en el desplazamiento máximo al 50%, para el límite inferior del sistema de aislación.

- $F_{0.5DD,max} = K_{eqT,max}/2 \times D_{Mmax}/2 = 58824.03x(125.55/1000) =$

7385.28kN: Fuerza en el desplazamiento máximo al 50%, para el límite superior del sistema de aislación.

- $[F_{DD,min} - F_{0.5DD,min}] = [7043.86 - 4518.64] = 2525.23kN$

- $[F_{DD,max} - F_{0.5DD,max}] = [10290.35 - 7385.28] = 2905.07kN$

- $0.025xW_T = 0.025x21879.11 = 546.98kN$

- Si $[F_{DD,min} - F_{0.5DD,min}] > 0.025xW_T \rightarrow OK, 2525.23kN > 546.98kN:$

Verificación de la fuerza restauradora total del sistema en el límite inferior.

- Si $[F_{DD,max} - F_{0.5DD,max}] > 0.025xW_T \rightarrow OK, 2905.07kN > 546.98kN:$

Verificación de la fuerza restauradora total del sistema en el límite superior.

- A continuación se plasma el resumen de parámetros para el sistema total de aislación, para el límite inferior (Lower Bound) y límite superior (Upper Bound).

	Lower Bound	Upper Bound	
Número Total de Aisladores # =	21		
Rigidez Efectiva Total del Sistema, K_{eqT} (para F_{DD}) =	14317.47	40981.51	kN/m
Rigidez Efectiva Total del Sistema, $K_{eqT/2}$ (para $F_{0.5DD}$) =	18369.31	58824.03	kN/m
Energía Total por Ciclo (Δ_{WT}) =	2910983.30	3279870.53	kN-mm
Rigidez a Compresión Vertical Total del Sistema (K_{VT}) =	47147921.36		kN/m
Resistencia Característica Total (Q_{dT}) =	1513.76	3405.96	kN
Rigidez Inicial Total (K_{1T}) =	146127.56	356423.99	kN/m
Rigidez Post-elástica Total (K_{2T}) =	11240.58	27417.23	kN/m
Relación del Amortiguamiento Efectivo Total, (β_T) =	0.134	0.202	
Factor (B_T) =	1.33	1.54	
Peso Sísmico (W_T) =	21879.11		kN
Masa Sísmica (M_T) =	2231.05		kN-s ² /m
Resistencia del Sistema (Q_{dT}/W_T) =	0.069	0.156	
Periodo Efectivo (T_T) =	2.480	1.466	seg
Amortiguamiento (ξ_T) =	946.02	2907.32	kN-s/m
Sa =	0.32	0.47	g
Sd =	492.41	251.09	mm
Convergencia =	1.00	1.00	
Fuerza en el Desplazamiento al 100% (F_{DD}) =	7043.86	10290.35	kN
Fuerza en el Desplazamiento al 50% ($F_{0.5DD}$) =	4518.64	7385.28	kN
($F_{DD} - F_{0.5DD}$) =	2525.23	2905.07	kN
0.025 W_T =	546.98		kN
Verificación Fuerza Restauradora Total del Sistema =	OK	OK	

3.2.13.3 DEMANDA SÍSMICA ESTÁTICA PARA EL SISTEMA

3.2.13.3.1 Fuerza Cortante en la Base

- $K_{eqT,min} = 14317.47 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez equivalente al corte total, límite inferior **para D_{Mmin}** .
- $K_{eqT,max} = 40981.51 \text{ kN/m}$: Aporte a la rigidez equivalente al corte total, límite superior **para D_{Mmax}** .
- $V_{b,min} = K_{eqT,min} \times D_{Mmin} = 14317.47 \times (491.98/1000) = 7043.86 \text{ kN}$
- $V_{b,max} = K_{eqT,max} \times D_{Mmax} = 40981.51 \times (251.10/1000) = 10290.35 \text{ kN}$
- $Coef_{b,min} = V_{b,min} / W_T = 7043.86 / 21879.11 = 0.322$
- $Coef_{b,max} = V_{b,max} / W_T = 10290.35 / 21879.11 = 0.470$
- $V_{st,min} = V_{b,min} \times \left(\frac{W_S}{W} \right)^{(1-2.5 \times \beta_{T,min})} =$
 $7043.86 \times (1755.597 / 2231.048)^{(1-2.5 \times 0.134)} = 6005.02 \text{ kN}$, W_S y W se señalan en el ítem 3.2.13.1.
- $V_{st,max} = V_{b,max} \times \left(\frac{W_S}{W} \right)^{(1-2.5 \times \beta_{T,max})} =$
 $10290.35 \times (1755.597 / 2231.048)^{(1-2.5 \times 0.202)} = 9139.34 \text{ kN}$, W_S y W se señalan en el ítem 3.2.13.1.

- $V_{S,min} = V_{st,min} / R_{ASCE,aislado} = 6005.02 / 2 = 3002.51kN$: Fuerza cortante

en la base, para el límite inferior, $R_{ASCE,aislado}$ se señala en el ítem 3.2.13.1.

- $V_{S,max} = V_{st,max} / R_{ASCE,aislado} = 9139.34 / 2 = 4569.67kN$: Fuerza cortante

en la base, para el límite superior, $R_{ASCE,aislado}$ se señala en el ítem 3.2.13.1.

- $Coef_{S,min} = V_{S,min} / W_T = 3002.51 / 21879.11 = 0.137$: Coeficiente de la

fuerza sísmica en la base, para el límite inferior.

- $Coef_{S,max} = V_{S,max} / W_T = 4569.67 / 21879.11 = 0.209$: Coeficiente de la

fuerza sísmica en la base, para el límite superior.

3.2.13.3.2 Distribución Vertical de la Fuerza

- $F_{1,min} = (V_{b,min} - V_{st,min}) / R_{ASCE,aislado} = (7043.86 - 6005.02) / 2 =$

519.42kN, fuerza actuante en el centro de masas de la losa adicional, por encima del sistema de aisladores, para el límite inferior.

- $F_{1,max} = (V_{b,max} - V_{st,max}) / R_{ASCE,aislado} = (10290.35 - 9139.34) / 2 =$

575.50kN, fuerza actuante en el centro de masas del entrepiso por encima del sistema de aisladores, para el límite superior.

- $T_{fb} = 0.623 \text{ seg}$: Periodo fundamental de la edificación con sistema convencional (sin considerar aisladores sísmicos), con los mismos elementos estructurales que presenta la edificación con sistema aislado.

Este dato se obtuvo del programa ETABS V16, eliminando los aisladores considerando base empotrada.

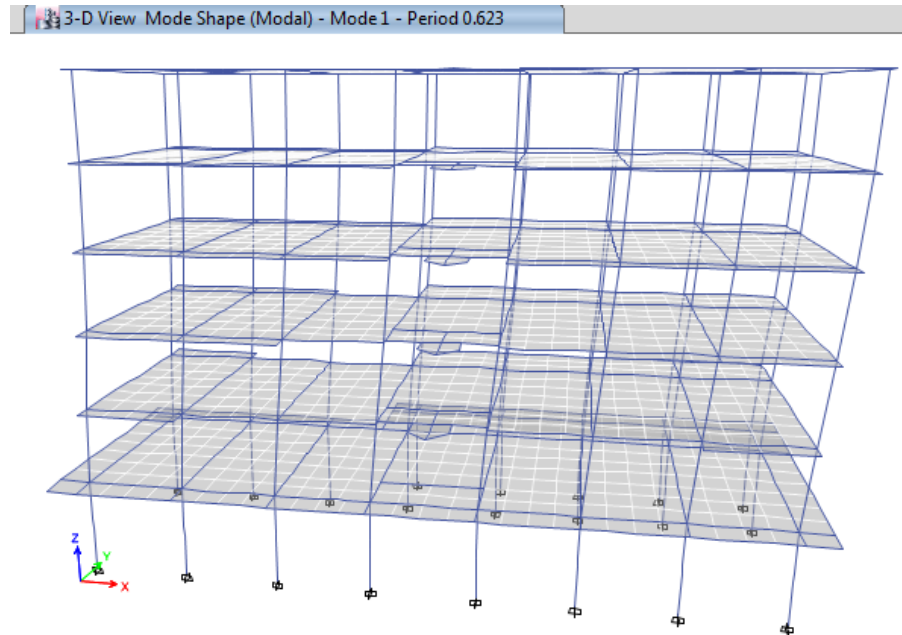


Figura 83. Periodo fundamental de la edificación, sin considerar aisladores sísmicos.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

- $k_{max} = 14xT_{fb}x\beta_{T,max} = 14x0.623x0.134 = 1.17$
- $k_{min} = 14xT_{fb}x\beta_{T,min} = 14x0.623x0.202 = 1.76$
- A continuación presentamos como se realiza la distribución vertical de la fuerza en altura.

Nivel	Peso por nivel W	Altura de cada nivel h	$W \cdot h^k$	Coeficiente $C_V = W \cdot h^k / Z$	Fuerza actuante en el Centro de Masas de cada nivel $\vec{F} = V_S x C_V$
Nivel x	W_x	h_x	$W_x \cdot h_x^k$	$C_{Vx} = W_x \cdot h_x^k / Z$	$\vec{F}_x = V_S x C_{Vx}$
Nivel (x-1)	W_{x-1}	h_{x-1}	$W_{x-1} \cdot h_{x-1}^k$	$C_{Vx-1} = W_{x-1} \cdot h_{x-1}^k / Z$	$\vec{F}_{x-1} = V_S x C_{Vx-1}$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
Nivel 1	W_1	h_1	$W_1 \cdot h_1^k$	$C_{V1} = W_1 \cdot h_1^k / Z$	$\vec{F}_1 = V_S x C_{V1}$
Total			$Z = \sum_{x=1}^x (W_x \cdot h_x^k)$		$V_S = \sum_{x=1}^x (\vec{F}_x)$
Nivel Base, por encima de los aisladores					F_1

Tabla 31. Distribución Vertical de la Fuerza en Altura

Fuente: Elaboración propia, basado en (Código ASCE/SEI 7-16).

- Peso por nivel de la edificación con sistema de aisladores sísmicos.

Nivel	Masa por Nivel Tn-s ² /m	Peso por Nivel Tn
Nivel 5	25.432	249.40
Nivel 4	39.282	385.23
Nivel 3	39.282	385.23
Nivel 2	38.041	373.06
Nivel 1	36.984	362.68
Nivel1'(Nivel base por encima de los aisladores)	48.483	475.45

Tabla 32. Peso por nivel en Tn, de la edificación con sistema de aisladores sísmicos.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

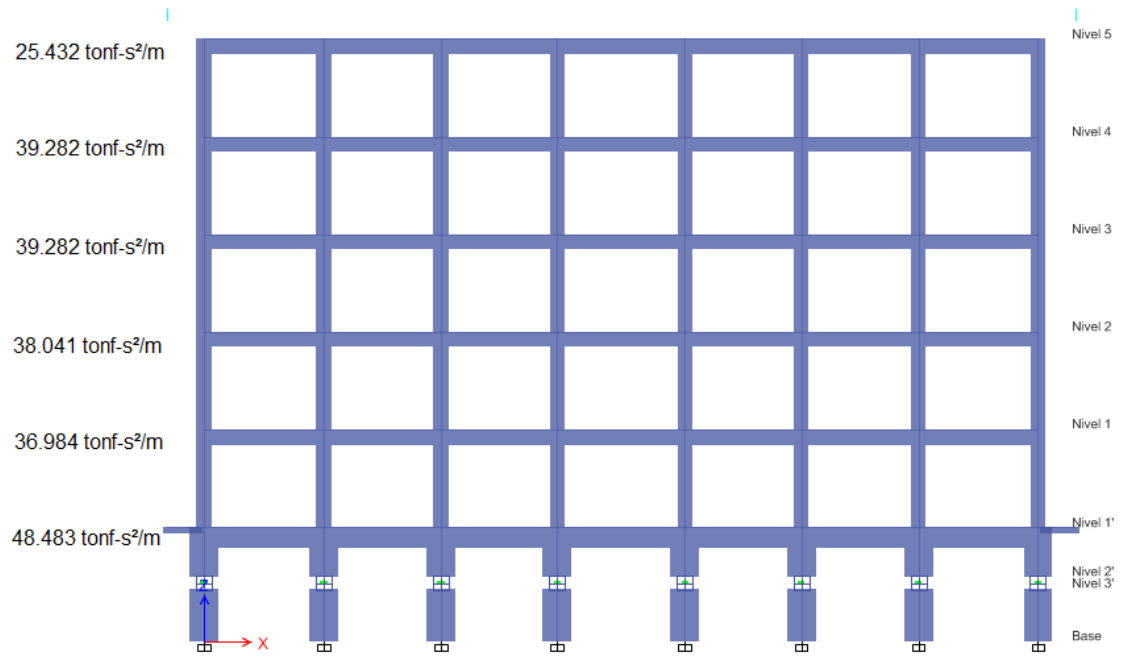


Figura 84. *Peso por nivel en tonf-s²/m, de la edificación con sistema de aisladores sísmicos.*

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

- La distribución vertical de la fuerza en altura se realiza para el límite inferior (Lower Bound) y límite superior (Upper Bound), como se muestra.

$$\begin{aligned}
 k_{\max} &= 1.76 \\
 k_{\min} &= 1.17 \\
 V_{S,\max} &= 4569.67 \text{ kN} \\
 V_{S,\min} &= 3002.51 \text{ kN} \\
 F_{1,\max} &= 575.50 \text{ kN} \\
 F_{1,\min} &= 519.42 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Upper

	Peso Tn	Altura hx (m)	$w_x h^k$	Coficiente C_{vx}	Fuerza KN
Story5	249.40	20.05	49125.11	0.2779	1269.87
Story4	385.23	16.8	55562.66	0.3143	1436.28
Story3	385.23	13.55	38041.68	0.2152	983.37
Story2	373.06	10.3	22722.26	0.1285	587.37
Story1	362.68	7.05	11326.29	0.0641	292.78
Total			176778.00		4569.67
Nivel Base					575.50

Lower

	Peso Tn	Altura hx (m)	$w_x h^k$	Coficiente C_{vx}	Fuerza KN
Story5	249.40	20.05	8227.04	0.2297	689.81
Story4	385.23	16.8	10339.49	0.2887	866.93
Story3	385.23	13.55	8046.82	0.2247	674.70
Story2	373.06	10.3	5659.80	0.1581	474.55
Story1	362.68	7.05	3536.45	0.0988	296.52
Total			35809.59		3002.51
Nivel Base					519.42

Tabla 33. Distribución vertical de la fuerza en altura, para la edificación con sistema de aisladores sísmicos, para el límite inferior (Lower Bound) y límite superior (Upper Bound).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LA FUERZA EN ALTURA (UPPER BOUND)

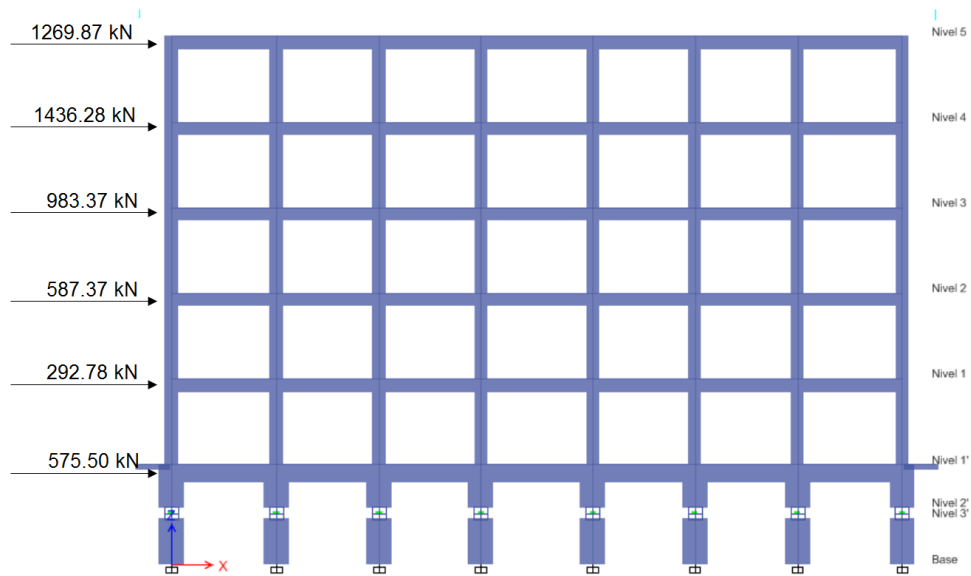


Figura 85. Fuerza en altura por nivel en kN, asignadas a un centro de masa, en la edificación con sistema de aisladores sísmicos, (Upper Bound).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LA FUERZA EN ALTURA (LOWER BOUND)

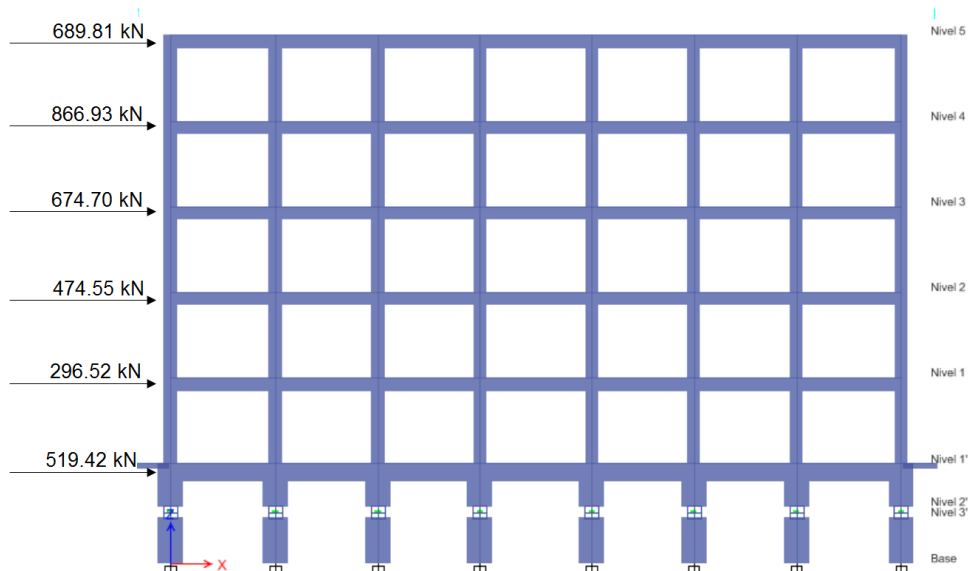


Figura 86. Fuerza en altura por nivel en kN, asignadas a un centro de masa, en la edificación con sistema de aisladores sísmicos, (Lower Bound).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

- Asignación de fuerzas laterales aplicadas a los diafragmas del análisis (en el programa de cómputo Etabs V16), resultantes del método de la fuerza lateral equivalente, en el límite inferior (Lower Bound).

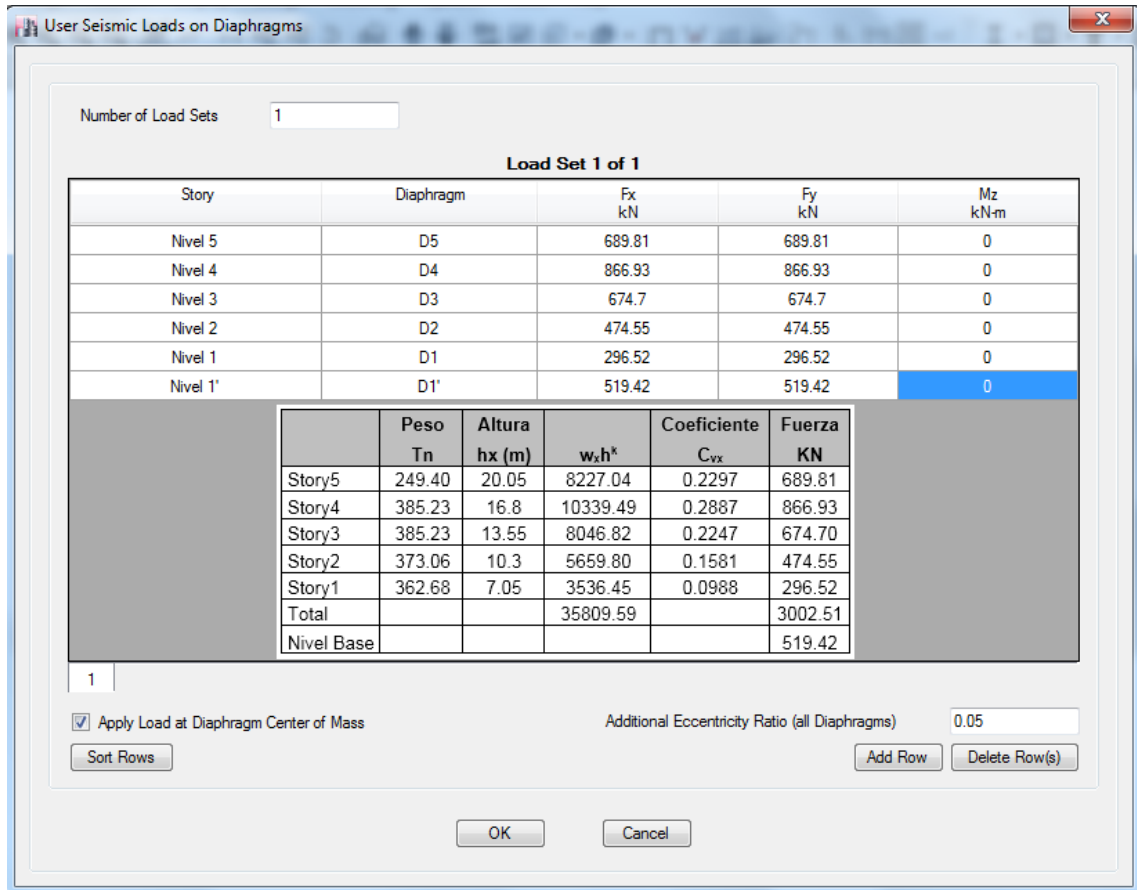


Figura 87. Asignación de fuerzas laterales aplicadas a los diafragmas del análisis en el programa de cómputo Etabs V16, para el límite inferior (Lower Bound).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

- Asignación de fuerzas laterales aplicadas a los diafragmas del análisis (en el programa de cómputo Etabs V16), resultantes del método de la fuerza lateral equivalente, en el límite superior (Upper Bound).

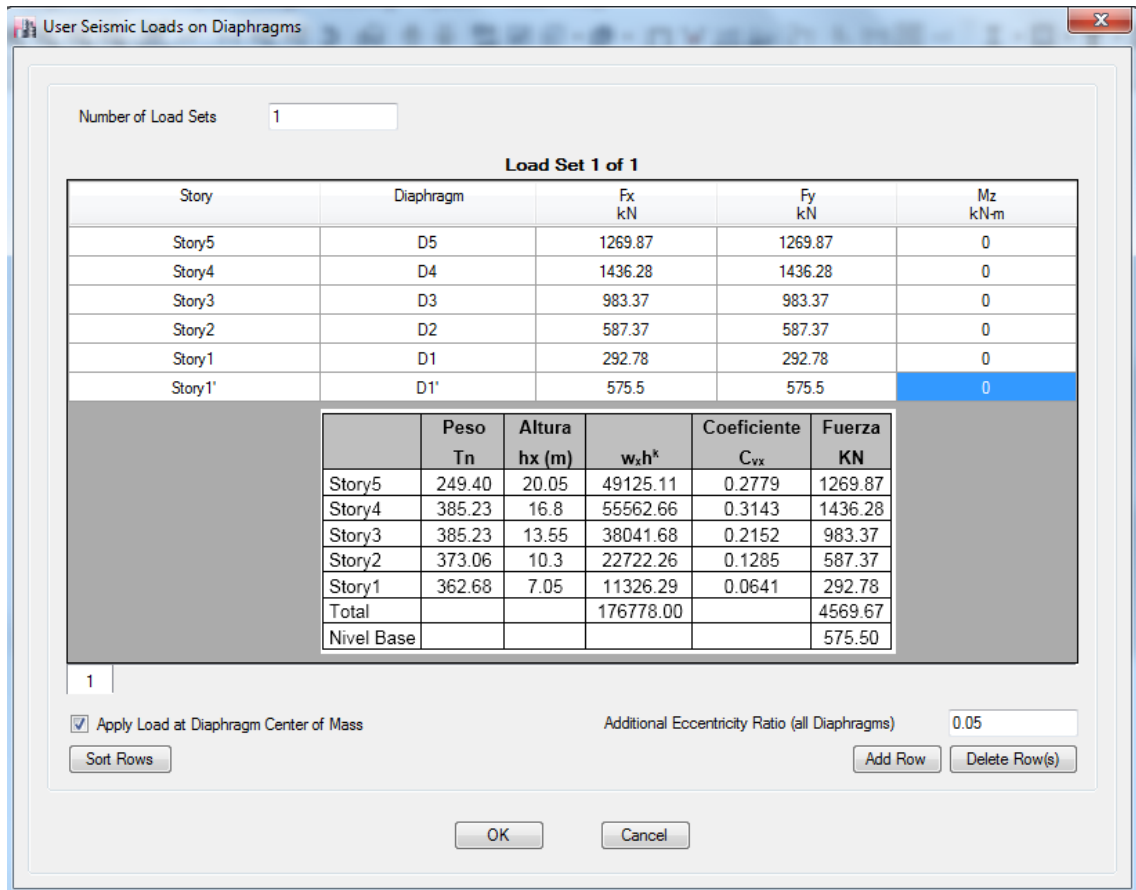


Figura 88. Asignación de fuerzas laterales aplicadas a los diafragmas del análisis en el programa de cómputo Etabs V16, para el límite superior (Upper Bound).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

3.2.13.4 PARÁMETROS DEL AISLADOR A UTILIZAR EN EL PROGRAMA DE COMPUTO ETABS V16

- $W_{aislador} = 8.20kN$: Peso del aislador, *dato de catálogo*.
- $M_{aislador} = 8.20/9.84 = 0.836 Tn$: Masa del aislador.
- $K_{eq,min} = 681.78 kN/m$: Rigidez equivalente al corte, límite inferior, (rigidez efectiva U2, U3, análisis lineal).
- $K_{eq,max} = 1951.50 kN/m$: Rigidez equivalente al corte, límite superior, (rigidez efectiva U2, U3, análisis lineal).
- $\xi_{min} = 45.05 kN - seg/m$: Amortiguamiento, límite inferior, (amortiguamiento efectivo U2, U3, análisis lineal).
- $\xi_{max} = 138.44 kN - seg/m$: Amortiguamiento, límite superior, (amortiguamiento efectivo U2, U3, análisis lineal).
- $K_V = 2245139.11 kN/m$: Rigidez a compresión vertical, (Rigidez efectiva vertical U1, análisis lineal y análisis no lineal).

- Parámetros asignados $W_{aislador}$, $M_{aislador}$, $K_{eq,min}$, ξ_{min} y K_V , en el programa de cómputo Etabs V16, en **Define Link Properties**, para el modelamiento del aislador seleccionado de la marca **Bridgestone**, del tipo **LH070G4-C**, para un análisis lineal en el límite inferior.

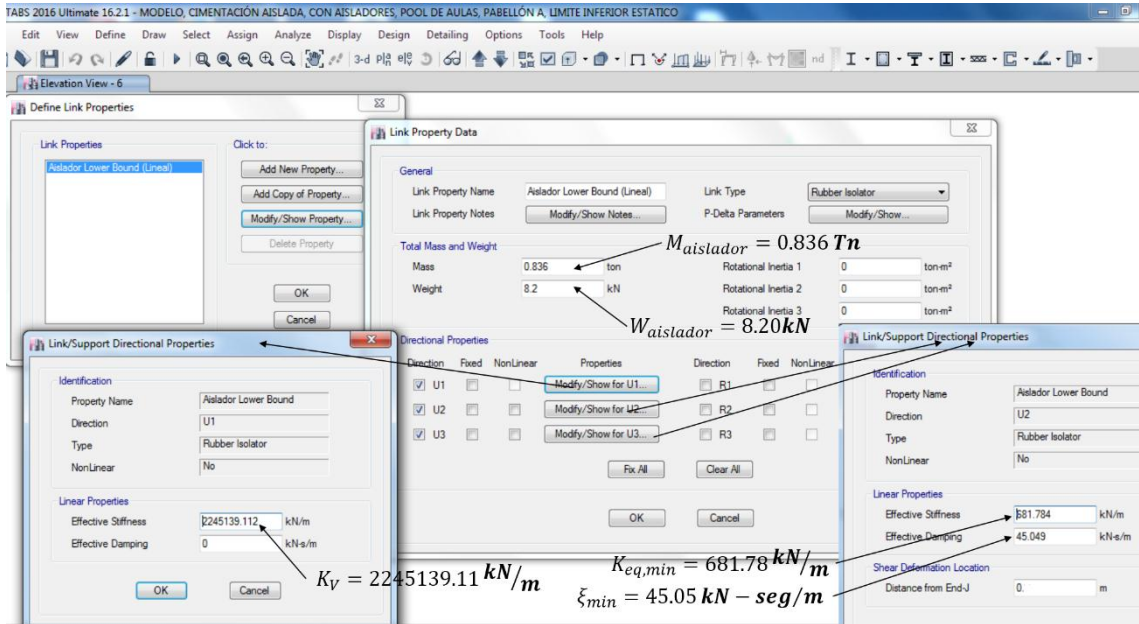


Figura 89. Parámetros asignados, para el modelamiento del aislador en el programa de cómputo, para un análisis lineal en el límite inferior, (Lower Bound).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

- Parámetros asignados $W_{aislador}$, $M_{aislador}$, $K_{eq,max}$, ξ_{max} y K_V , en el programa de cómputo Etabs V16, en **Define Link Properties**, para el modelamiento del aislador seleccionado de la marca **Bridgestone**, del tipo **LH070G4-C**, para un análisis lineal en el límite superior.

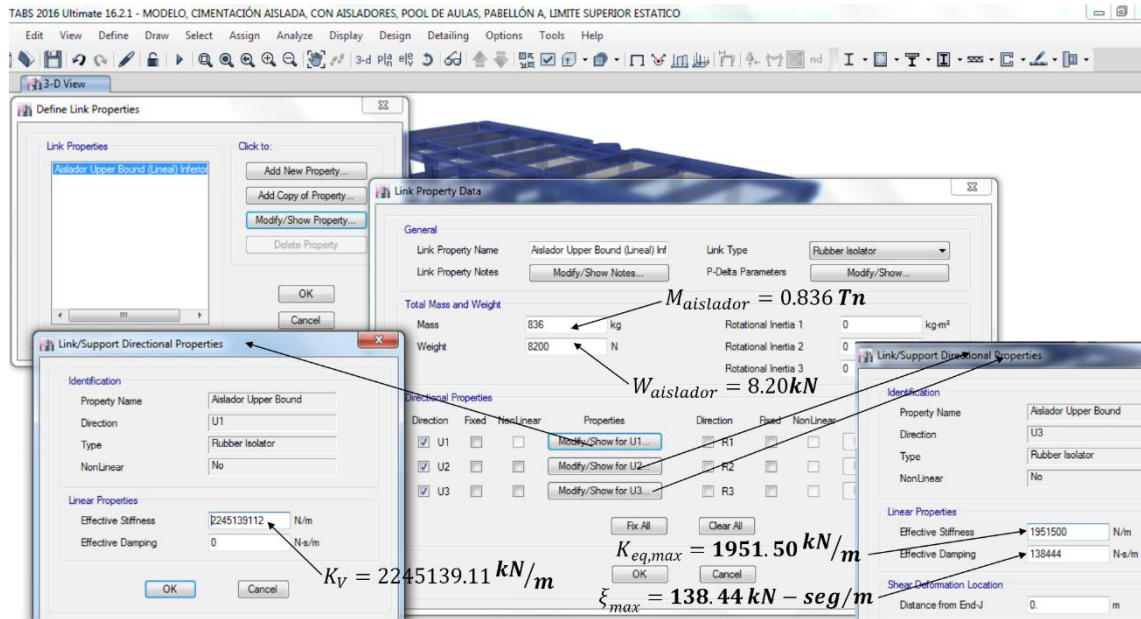


Figura 90. Parámetros asignados, para el modelamiento del aislador en el programa de cómputo, para un análisis lineal en el límite superior, (Upper Bound).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

3.2.14 RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS LINEAL PARA LA EDIFICACIÓN Y LAS UNIDADES DE AISLACIÓN

- Los resultados para la edificación y las unidades de aislación (aisladores), se obtuvieron de modelos matemáticos en el programa de cómputo Etabs V16, con los parámetros y demandas antes calculadas; estos resultados se manifiestan y verifican para el límite inferior (Lower Bound) y límite superior (Upper Bound) como lo estipula el código del ASCE/SEI 7-16.

Edificación “POOL DE AULAS – POOL A”, Cimentación Aislada.

VISTA 3D

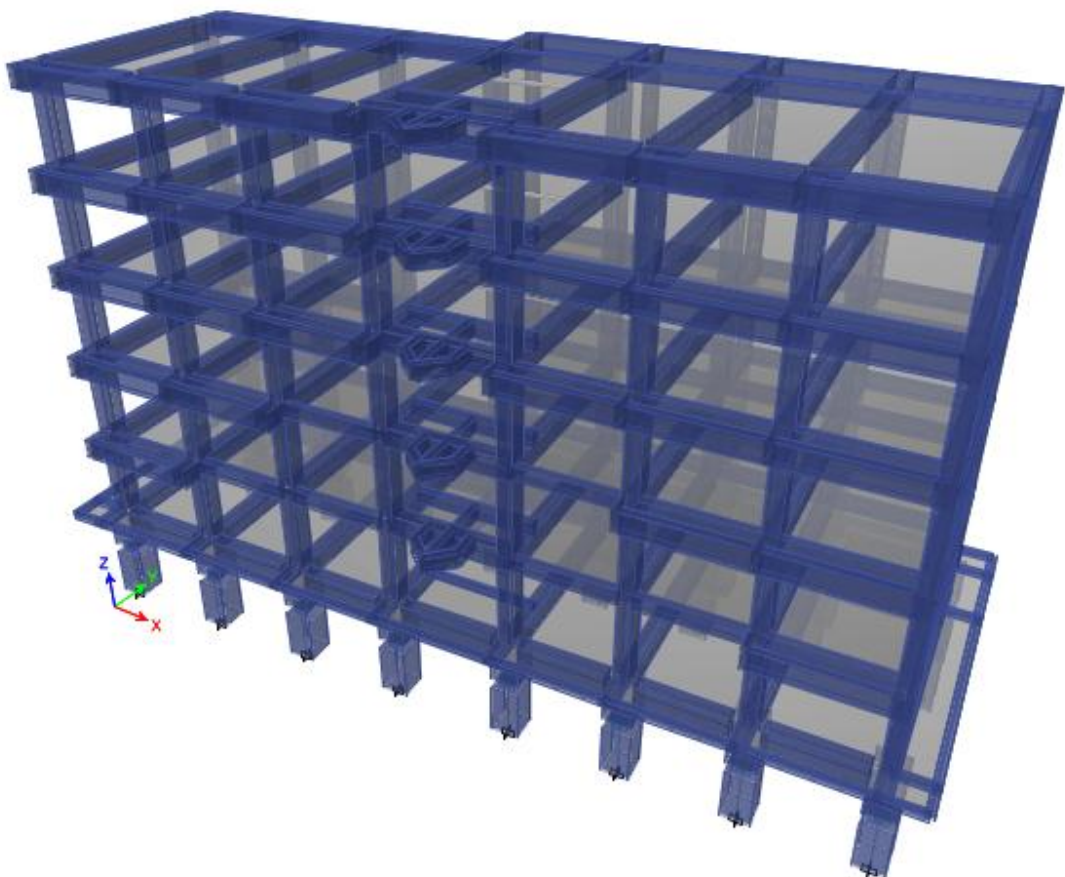


Figura 91. Vista 3D, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

VISTA EN PLANTA, NIVEL POR ENCIMA DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

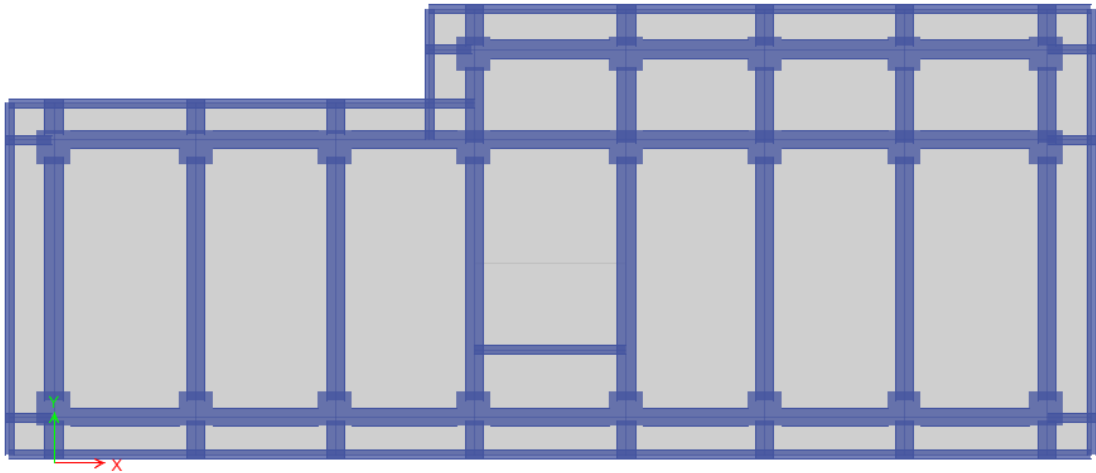


Figura 92. Vista en planta, nivel inmediato por encima del sistema de aislación, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

VISTA ELEVACIÓN FRONTAL

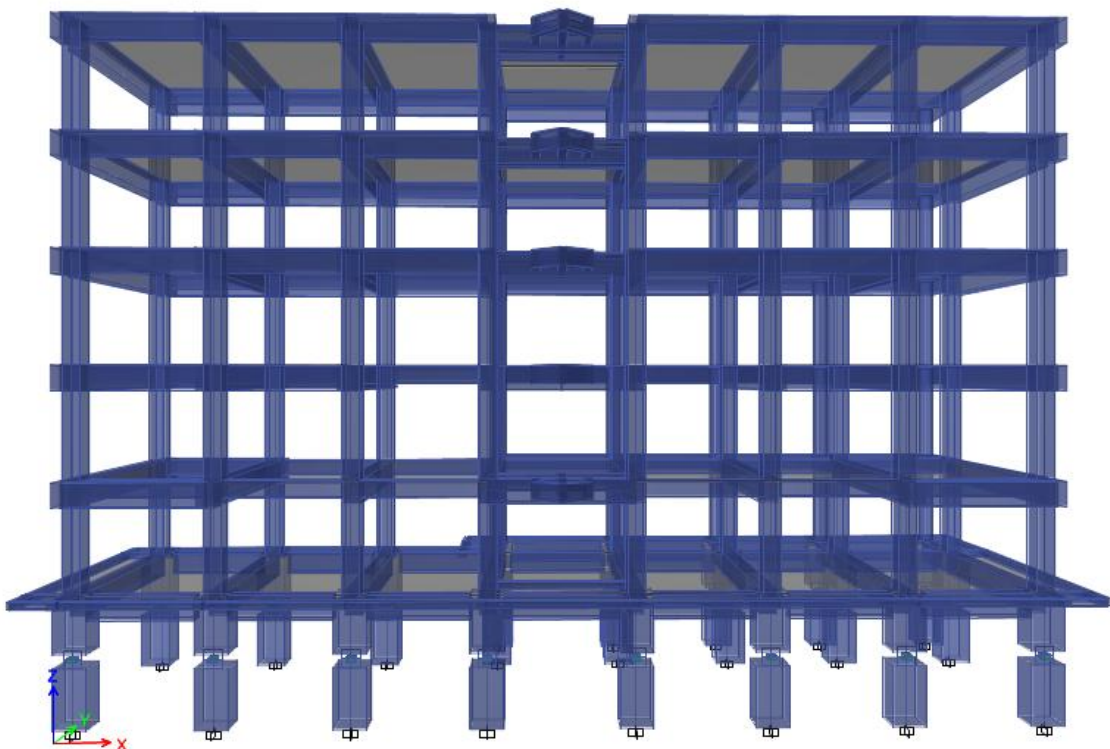


Figura 93. Vista elevación frontal principal, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

3.2.14.1 MODOS DE VIBRACIÓN

En un modelo matemático con base aislada, se deberá cumplir que los 3 primeros modos de vibrar deberán tener periodos bastante mayores con respecto a los demás periodos. El primer periodo del modelo matemático deberá ser igual a los periodos $T_{min} = 2.48seg$ y $T_{max} = 1.47seg$, para el límite inferior y límite superior, descritos en el ítem 3.2.13.2.1; en nuestro caso no se cumple del todo esta afirmación, por la sencilla razón de que en nuestro modelo matemático, en el programa de cómputo, por debajo de cada aislador también se modelo una columna (pedestal), para realizar el cálculo posterior de la cimentación y también obtener un ciclo histórico para cada aislador.

3.2.14.1.1 Modos de Vibración, Límite Inferior (Lower Bound)

- **Periodos y Frecuencias:**

TABLA: Periodos Modales y Frecuencias					
Caso	Modo	Periodo sec	Frecuencia cyc/sec	Frecuencia Circular rad/sec	Eigenvalores rad ² /sec ²
Modal	1	2.711	0.369	2.3176	5.3712
Modal	2	2.563	0.39	2.4515	6.0099
Modal	3	2.349	0.426	2.6753	7.1572
Modal	4	0.356	2.811	17.6603	311.8852
Modal	5	0.338	2.96	18.5969	345.8446
Modal	6	0.309	3.239	20.3522	414.2118
Modal	7	0.163	6.146	38.6154	1491.1465
Modal	8	0.148	6.778	42.5851	1813.4883
Modal	9	0.134	7.489	47.0549	2214.1641
Modal	10	0.099	10.118	63.5745	4041.7132
Modal	11	0.086	11.582	72.7698	5295.4385
Modal	12	0.08	12.528	78.713	6195.7399
Modal	13	0.069	14.392	90.4299	8177.5744
Modal	14	0.058	17.351	109.0185	11885.0267
Modal	15	0.056	17.989	113.028	12775.3294

Tabla 34. Tabla de periodos modales y frecuencias (Límite Inferior)

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

▪ **Porcentaje de Participación Modal**

TABLE: Participación de Masa Modal								
Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	2.711	0.3603	0.2697	0.3603	0.2697	0.3529	0.3529
Modal	2	2.563	0.419	0.5595	0.7793	0.8292	0	0.3529
Modal	3	2.349	0.1991	0.1494	0.9784	0.9785	0.624	0.9769
Modal	4	0.356	0.0007	1.10E-05	0.9791	0.9785	0	0.9769
Modal	5	0.338	2.59E-05	0.0004	0.9791	0.9789	0.0002	0.9771
Modal	6	0.309	3.42E-06	0.0002	0.9791	0.9791	0.0004	0.9774
Modal	7	0.163	1.93E-05	0	0.9791	0.9791	0.00E+00	0.9774
Modal	8	0.148	0	1.17E-05	0.9791	0.9791	8.78E-06	0.9774
Modal	9	0.134	0	6.23E-06	0.9791	0.9791	8.34E-06	0.9774
Modal	10	0.099	1.98E-06	0	0.9791	0.9791	0	0.9774
Modal	11	0.086	0	1.41E-06	0.9791	0.9791	9.22E-07	0.9774
Modal	12	0.08	0	5.96E-07	0.9791	0.9791	9.47E-07	0.9774
Modal	13	0.069	0	0	0.9791	0.9791	0	0.9774
Modal	14	0.058	0	0	0.9791	0.9791	0.00E+00	0.9774
Modal	15	0.056	0	0.00E+00	0.9791	0.9791	0	0.9774

Tabla 35. Tabla de porcentaje de participación modal (límite inferior)

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

MODO 1

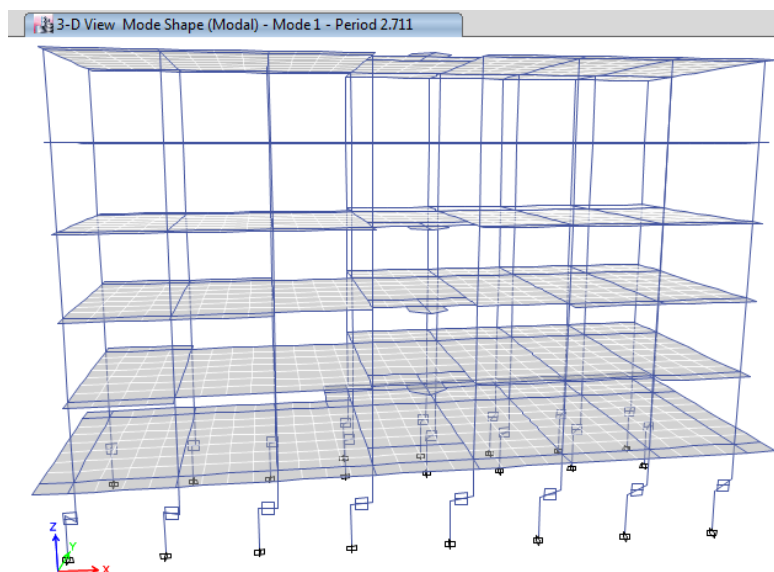


Figura 94. Modo 1, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A” (Límite Inferior).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

MODO 2

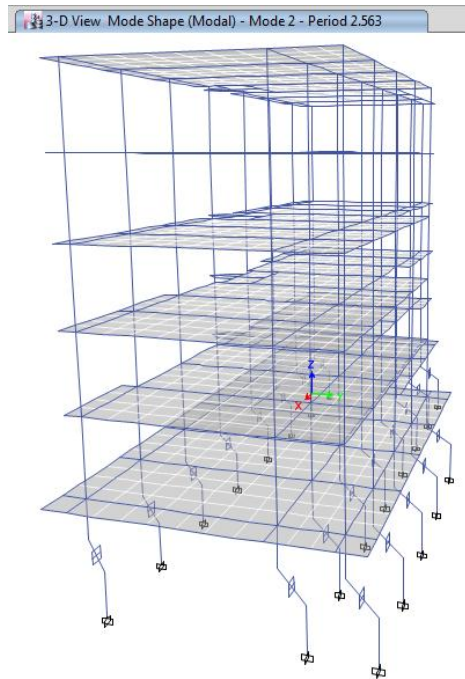


Figura 95. Modo 2, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A” (Límite Inferior).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

MODO 3

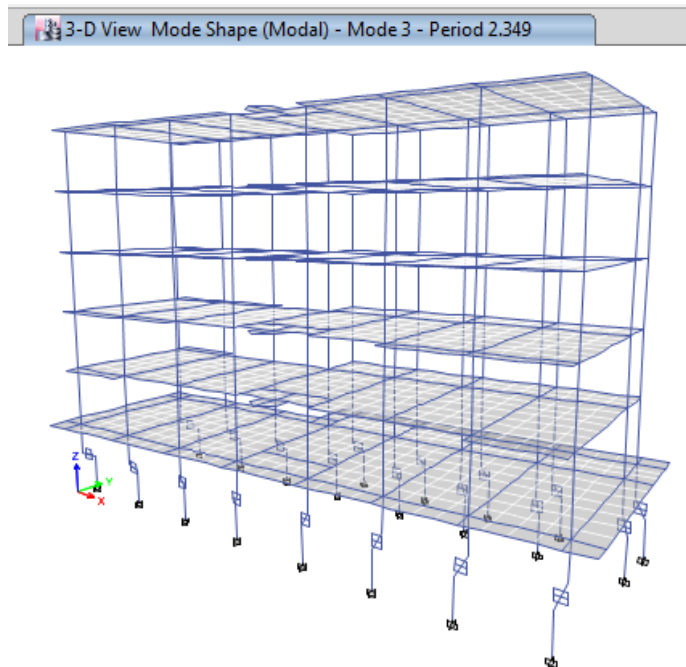


Figura 96. Modo 3, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A” (Límite Inferior).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

3.2.14.1.2 Modos de Vibración, Límite Superior (Upper Bound)

- **Periodos y Frecuencias:**

TABLA: Periodos Modales y Frecuencias					
Caso	Modo	Periodo sec	Frecuencia cyc/sec	Frecuencia Circular rad/sec	Eigenvalores rad ² /sec ²
Modal	1	1.67	0.599	3.7631	14.1608
Modal	2	1.578	0.634	3.9819	15.8554
Modal	3	1.444	0.693	4.3517	18.9369
Modal	4	0.345	2.9	18.2241	332.117
Modal	5	0.328	3.053	19.1826	367.9709
Modal	6	0.3	3.33	20.9229	437.7692
Modal	7	0.162	6.173	38.7863	1504.3775
Modal	8	0.147	6.818	42.8371	1835.0175
Modal	9	0.133	7.522	47.2603	2233.5372
Modal	10	0.099	10.13	63.6515	4051.514
Modal	11	0.086	11.605	72.9136	5316.3975
Modal	12	0.08	12.544	78.8192	6212.4718
Modal	13	0.069	14.399	90.469	8184.6314
Modal	14	0.058	17.365	109.1061	11904.1369
Modal	15	0.056	17.992	113.0443	12779.0116

Tabla 36. Tabla de periodos modales y frecuencias (Límite Superior).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

▪ **Porcentaje de Participación Modal**

TABLE: Participación de Masa Modal								
Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	1.67	0.3336	0.2994	0.3336	0.2994	0.3462	0.3462
Modal	2	1.578	0.4632	0.5113	0.7968	0.8108	7.904E-06	0.3462
Modal	3	1.444	0.1771	0.1642	0.9739	0.975	0.6272	0.9734
Modal	4	0.345	0.0048	0.0001	0.9788	0.9751	6.219E-06	0.9734
Modal	5	0.328	0.0002	0.0028	0.979	0.9779	0.0012	0.9747
Modal	6	0.3	3.384E-05	0.0011	0.979	0.979	0.0027	0.9774
Modal	7	0.162	0.0002	0	0.9792	0.979	0	0.9774
Modal	8	0.147	1.948E-06	0.0001	0.9792	0.9791	0.0001	0.9775
Modal	9	0.133	6.036E-07	0.0001	0.9792	0.9792	0.0001	0.9775
Modal	10	0.099	0.0000163	0	0.9792	0.9792	0	0.9775
Modal	11	0.086	0	0.0000115	0.9792	0.9792	7.51E-06	0.9775
Modal	12	0.08	0	4.867E-06	0.9792	0.9792	7.733E-06	0.9775
Modal	13	0.069	2.895E-06	0	0.9792	0.9792	0	0.9775
Modal	14	0.058	0	2.326E-06	0.9792	0.9792	1.12E-06	0.9775
Modal	15	0.056	6.154E-07	0	0.9792	0.9792	0	0.9775

Tabla 37. Tabla de porcentaje de participación modal (límite Superior)

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

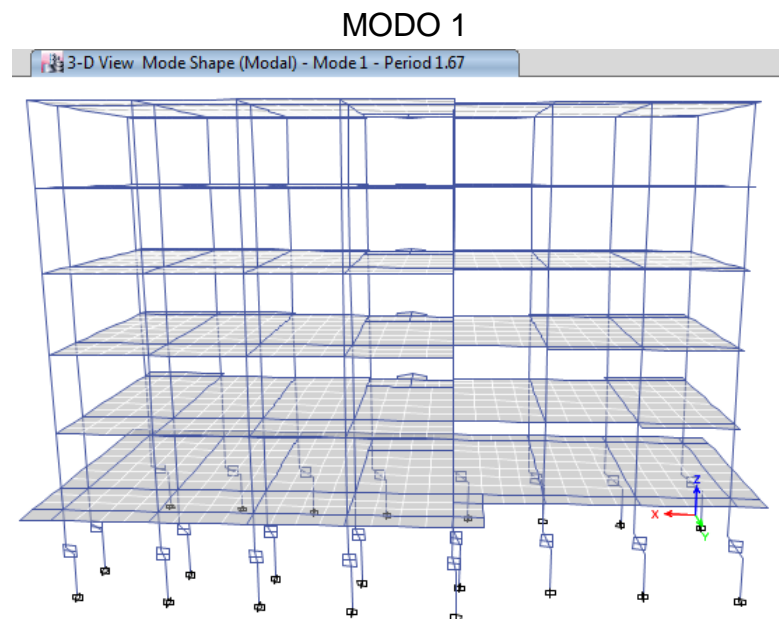


Figura 97. Modo 1, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A” (Límite Superior).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

MODO 2

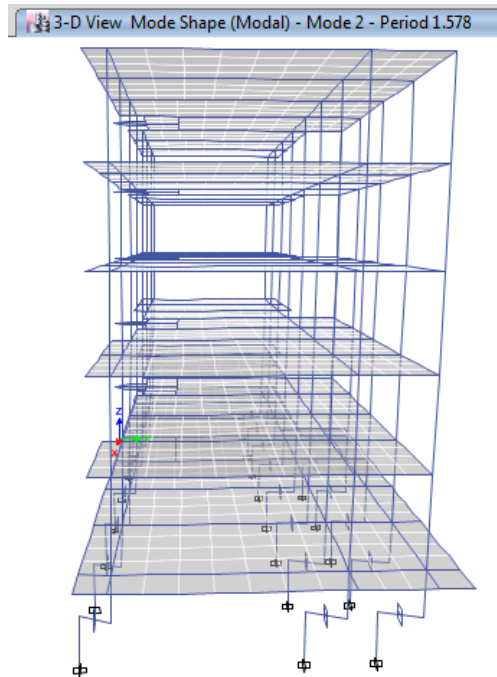


Figura 98. Modo 2, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A” (Límite Superior).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

MODO 3

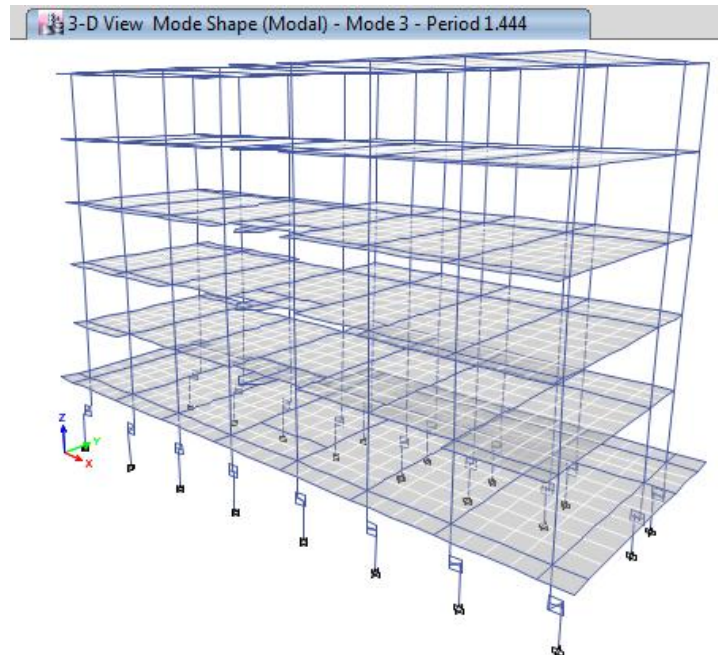


Figura 99. Modo 3, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A” (Límite Superior).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

3.2.14.2 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO Y DERIVAS

Se analiza los desplazamientos relativos, y las derivas o drifts en la edificación en el modelo matemático con base aislada, para cada dirección de análisis, con la demanda sísmica obtenida del método de las fuerzas laterales equivalentes. Las derivas deberán ser menores a 0.007, (amplificados por el factor de reducción $R_{ASCE,aislado} = 2$, para conseguir los desplazamientos elásticos), según norma E.030.

3.2.14.2.1 Desplazamientos Máximos y Derivas Permisibles, Límite Inferior (Lower Bound)

- **Dirección X:**

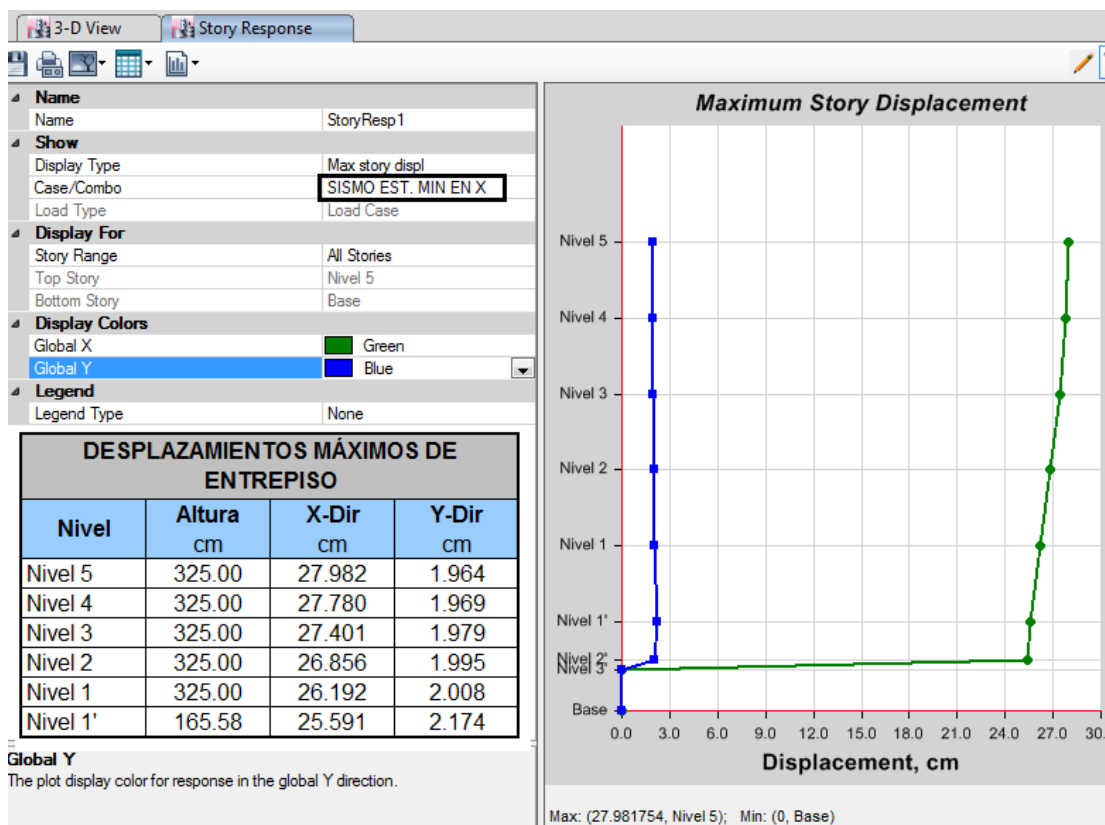


Figura 100. Desplazamientos máximos de entrepiso en dirección X, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X-X					
PISO	Altura cm	Desp. Max cm	Desp. Relat. cm	Deriva	Deriva * 2
Piso 5	325.00	27.982	0.202	0.0006	0.0012
Piso 4	325.00	27.780	0.379	0.0012	0.0023
Piso 3	325.00	27.401	0.545	0.0017	0.0034
Piso 2	325.00	26.856	0.664	0.0020	0.0041
Piso 1	325.00	26.192	0.601	0.0018	0.0037
Piso 1'	165.58	25.591			

Deriva*2, menor a 0.007 **OK**

Tabla 38. Tabla de desplazamientos máximos y derivas de entrepiso permisibles en dirección X, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

DESPLAZAMIENTO EN X

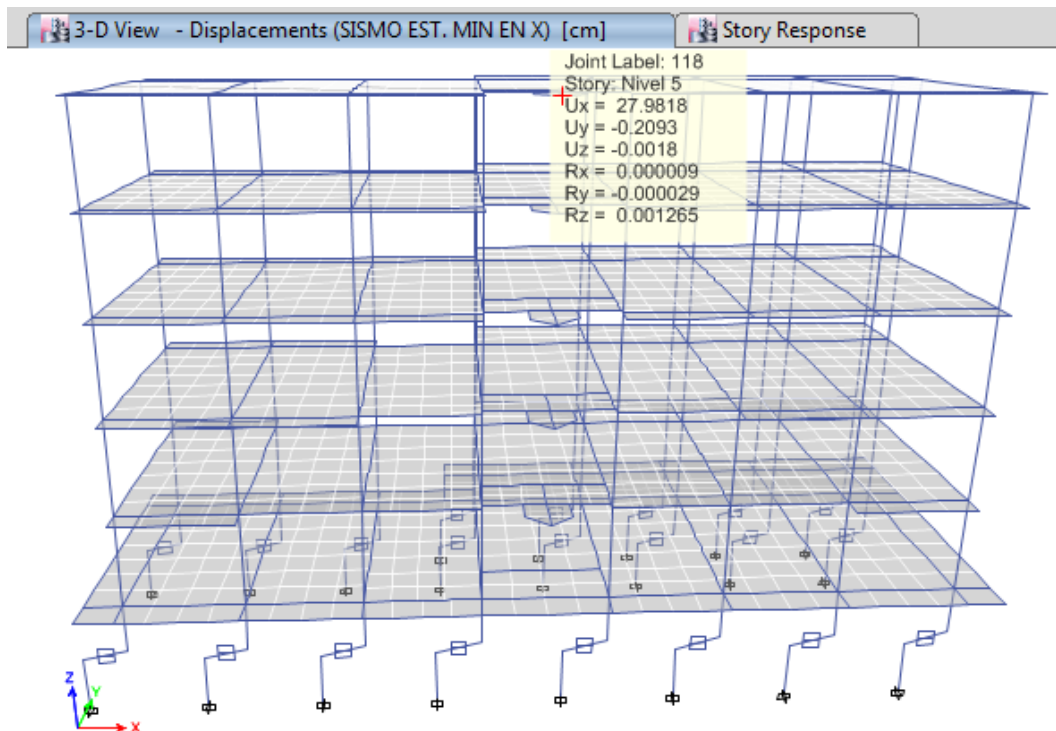


Figura 101. Máximo desplazamiento de entrepiso en dirección X, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

• **Dirección Y:**

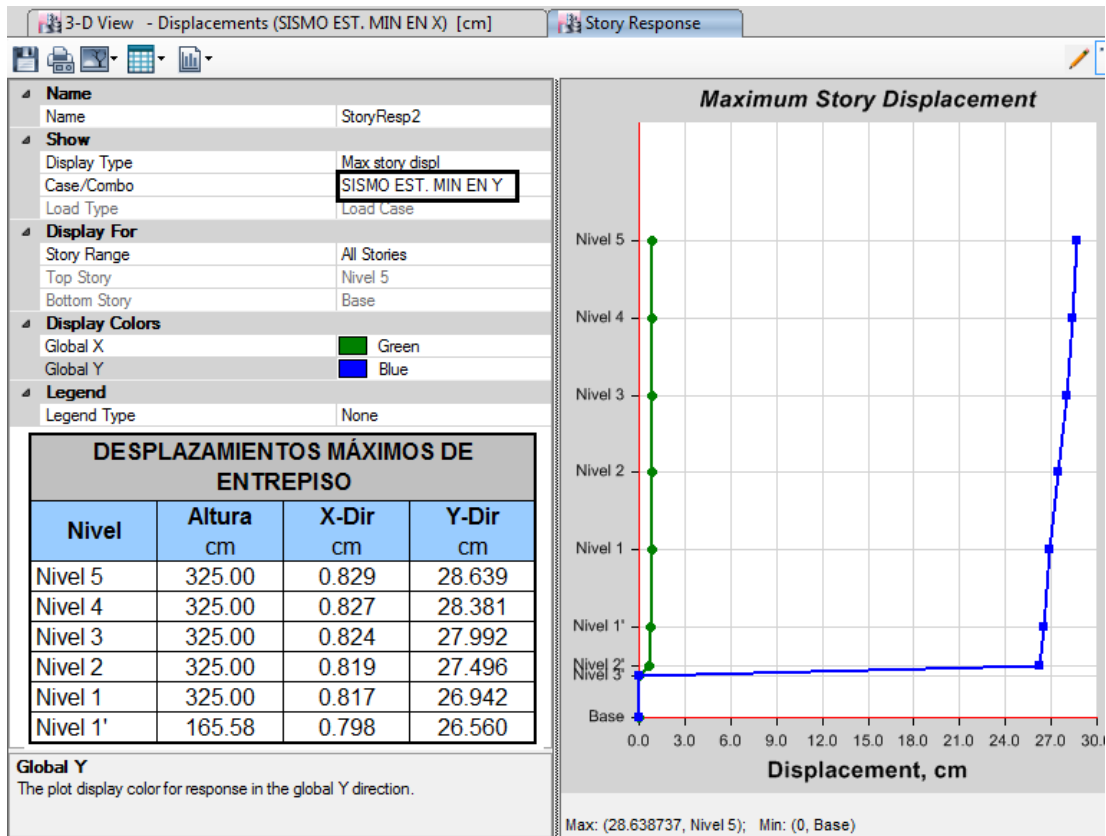


Figura 102. Desplazamientos máximos de entrepiso en dirección Y, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN Y-Y					
PISO	Altura cm	Desp. Max cm	Desp. Relat. cm	Deriva	Deriva * 2
Piso 5	325.00	28.639	0.258	0.0008	0.0016
Piso 4	325.00	28.381	0.389	0.0012	0.0024
Piso 3	325.00	27.992	0.496	0.0015	0.0031
Piso 2	325.00	27.496	0.554	0.0017	0.0034
Piso 1	325.00	26.942	0.382	0.0012	0.0024
Piso 1'	165.58	26.560			

Deriva*2, menor a 0.007 **OK**

Tabla 39. Tabla de desplazamientos máximos y derivas de entrepiso permisibles en dirección Y, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

DESPLAZAMIENTO EN Y

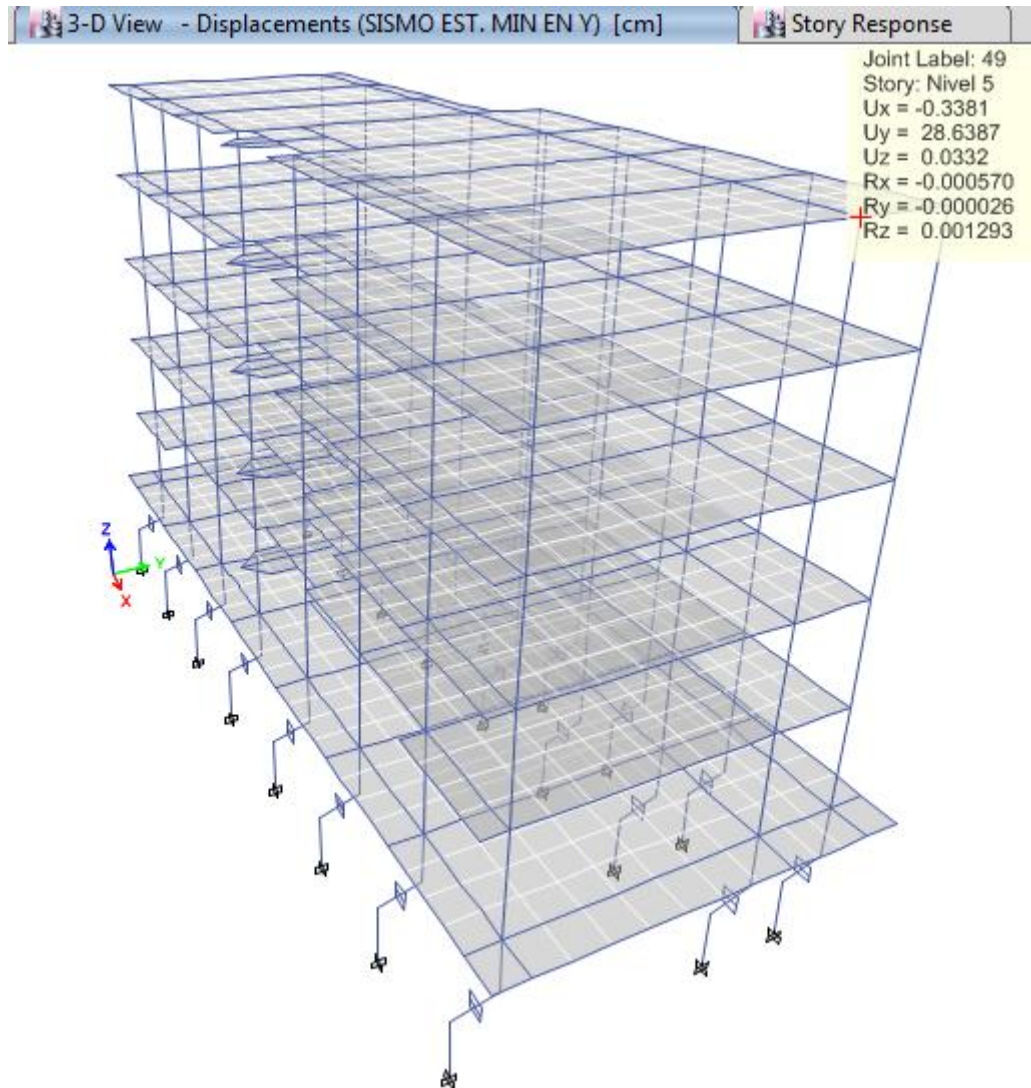


Figura 103. Máximo desplazamiento de entrepiso en dirección Y, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

3.2.14.2.2 Desplazamientos Máximos y Derivas Permisibles, Límite Superior
(Upper Bound)

- **Dirección X:**

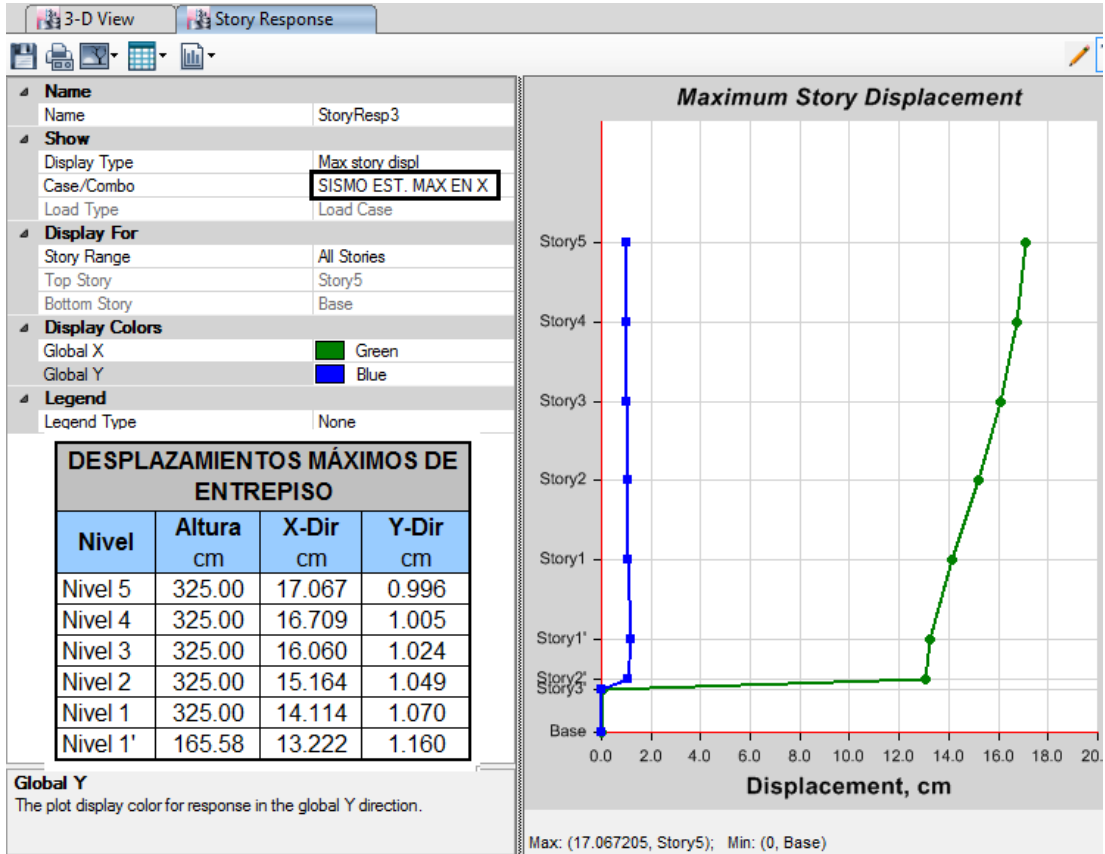


Figura 104. Desplazamientos máximos de entrepiso en dirección X, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.
Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X-X					
PISO	Altura cm	Desp. Max cm	Desp. Relat. cm	Deriva	Deriva * 2
Piso 5	325.00	17.067	0.358	0.0011	0.0022
Piso 4	325.00	16.709	0.649	0.0020	0.0040
Piso 3	325.00	16.060	0.896	0.0028	0.0055
Piso 2	325.00	15.164	1.050	0.0032	0.0065
Piso 1	325.00	14.114	0.892	0.0027	0.0055
Piso 1'	165.58	13.222			

Deriva*2, menor a 0.007 **OK**

Tabla 40. Tabla de desplazamientos máximos y derivas de entrepiso permisibles en dirección X, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

DESPLAZAMIENTO EN X

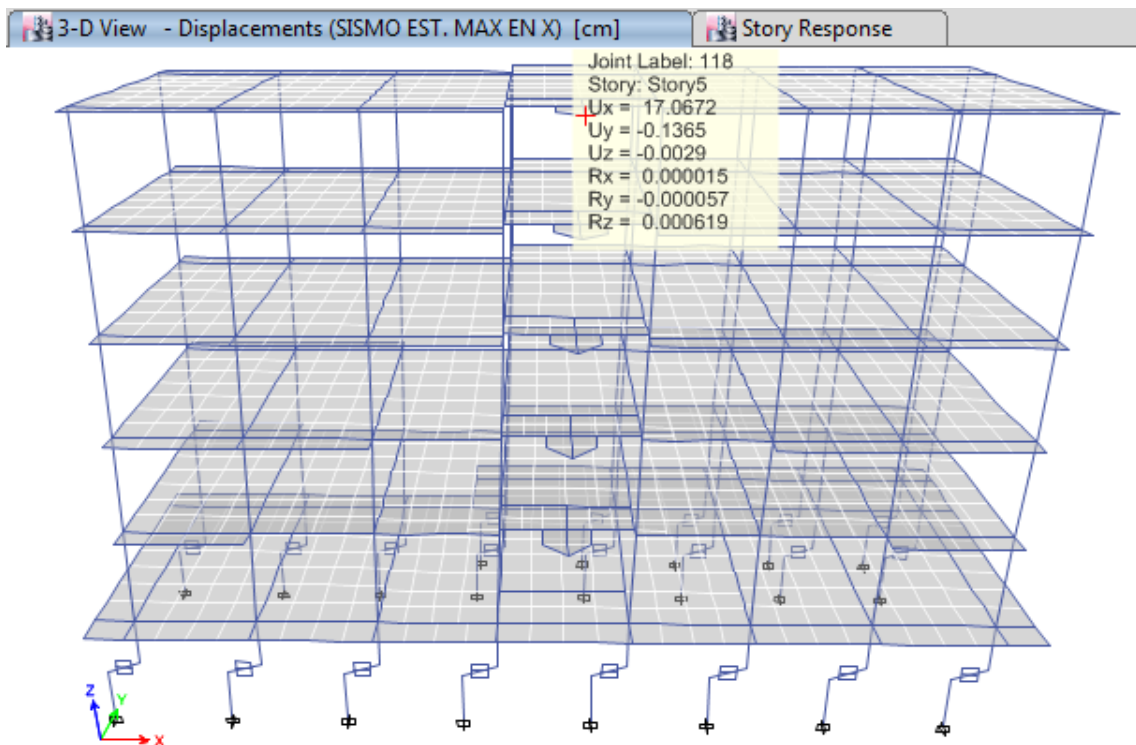


Figura 105. Máximo desplazamiento de entrepiso en dirección X, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

• **Dirección Y:**

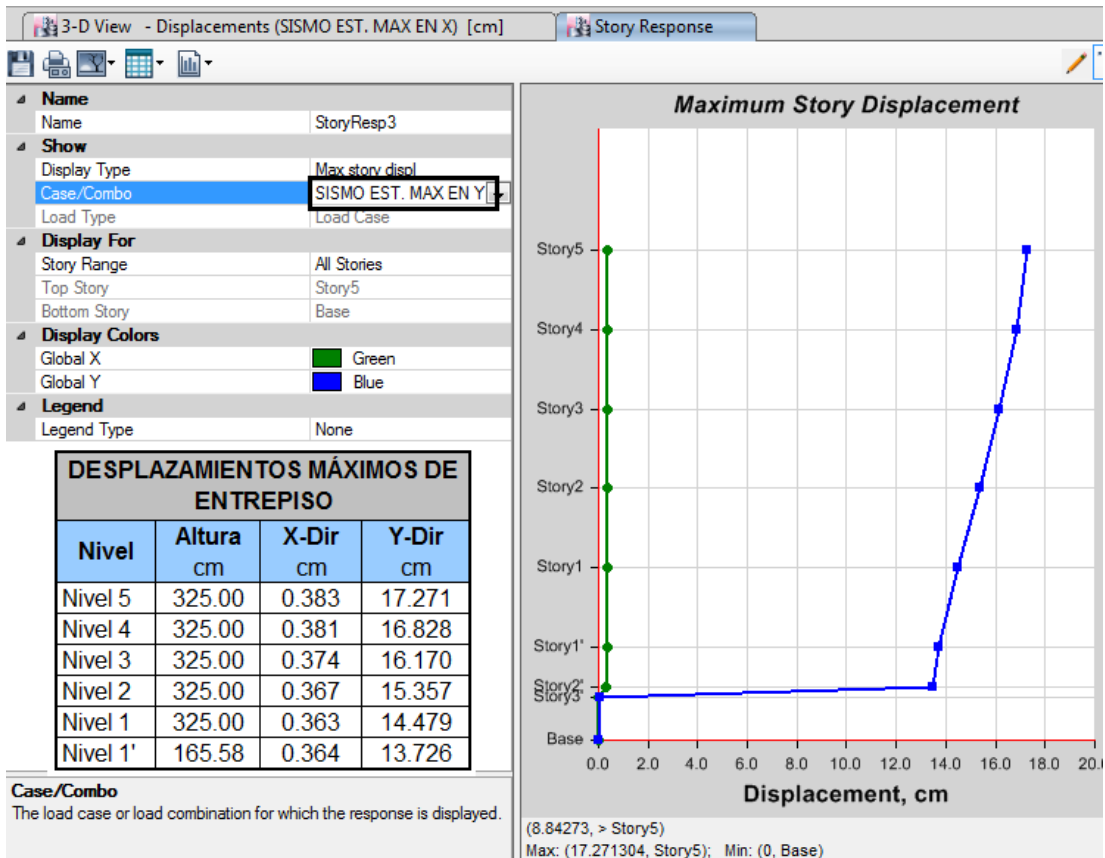


Figura 106. Desplazamientos máximos de entrepiso en dirección Y, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN Y-Y					
PISO	Altura cm	Desp. Max cm	Desp. Relat. cm	Deriva	Deriva * 2
Piso 5	325.00	17.271	0.444	0.0014	0.0027
Piso 4	325.00	16.828	0.658	0.0020	0.0040
Piso 3	325.00	16.170	0.813	0.0025	0.0050
Piso 2	325.00	15.357	0.878	0.0027	0.0054
Piso 1	325.00	14.479	0.753	0.0023	0.0046
Piso 1'	165.58	13.726			

Deriva*2, menor a 0.007 **OK**

Tabla 41. Tabla de desplazamientos máximos y derivas de entrepiso permisibles en dirección Y, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

DESPLAZAMIENTO EN Y

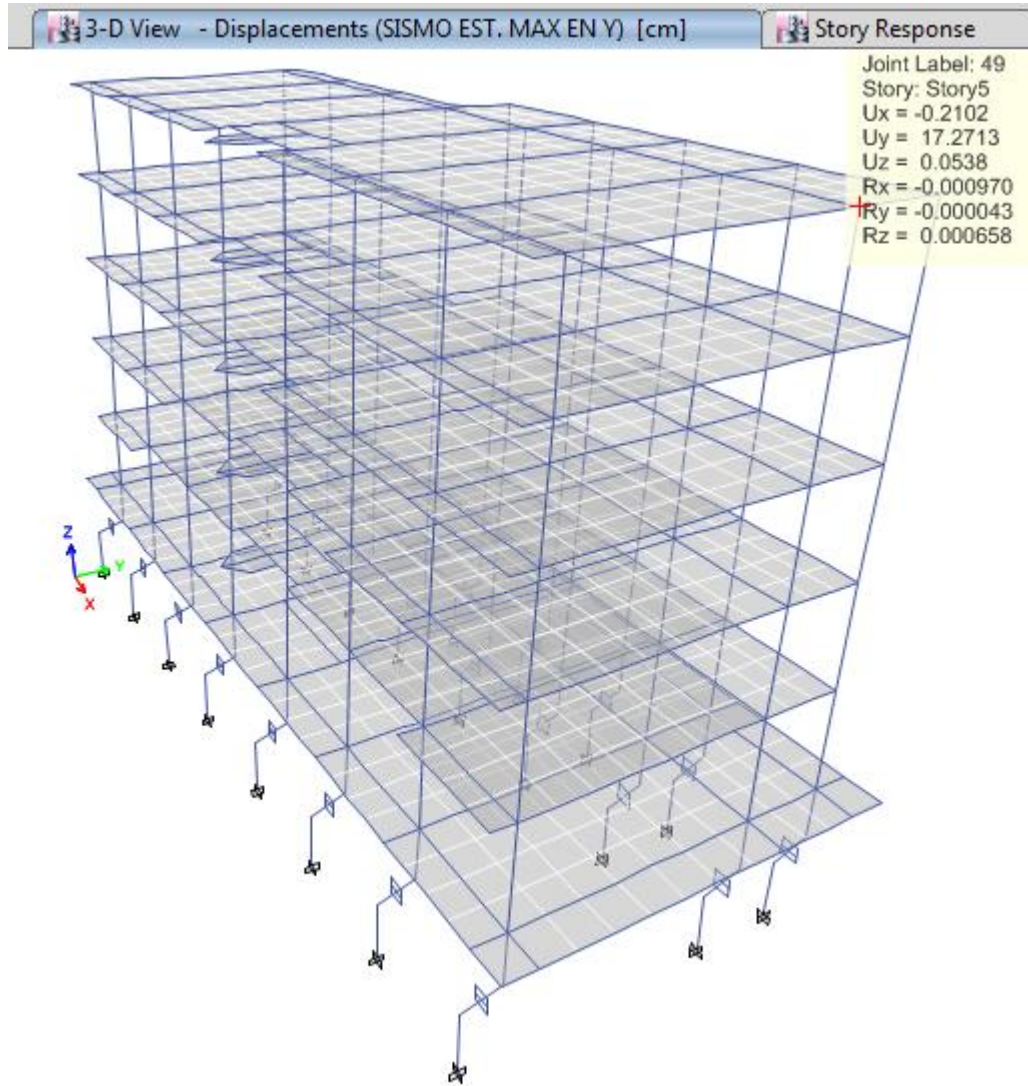


Figura 107. Máximo desplazamiento de entrepiso en dirección Y, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

3.2.14.3 DEFORMACIONES (DESPLAZAMIENTOS) EN AISLADORES

Las deformaciones (desplazamientos) del aislador en la dirección X e Y deberán ser menores a $D_{TMmin} = 0.663m$, para el límite inferior y a $D_{TMmax} = 0.338m$, para el límite superior, (en relación a los valores calculados en el ítem 3.2.13.2.2).

La deformación por corte para una altura total de goma de $h_r = 202.00mm$, por cada deformación de aislador, deberá ser menor a $Y_{DM,min} = 243.43\%$, para el límite inferior y a $Y_{DM,max} = 124.24\%$, para el límite superior, (en relación a los valores calculados en el ítem 3.2.13.2.4).

Las deformaciones en el aislador se verifica con la demanda sísmica total del sismo considerado máximo S_{MCE} , sin considerar el factor de reducción $R_{ASCE,aislado}$, por lo tanto los desplazamientos (deformaciones) obtenidos debido a las fuerzas distribuidas en altura calculadas en el ítem 3.2.13.3, serán amplificados, multiplicándolos por el $R_{ASCE,aislado}$, que en nuestro caso es **2**.

- A continuación de muestra la nomenclatura utilizada para cada aislador, según el modelo matemático en el programa de cómputo.

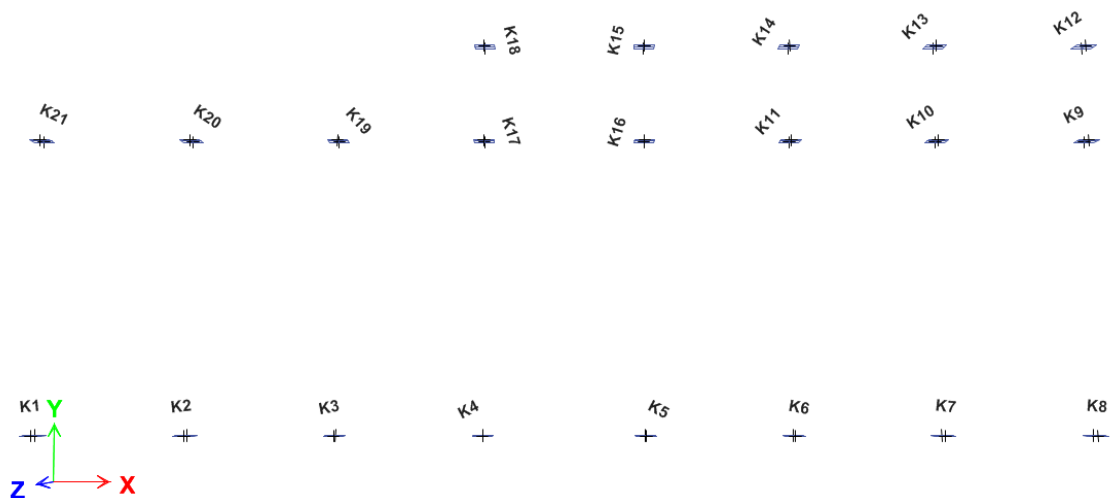


Figura 108. Nomenclatura utilizada para cada aislador, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

3.2.14.3.1 Deformaciones Máximas en Aisladores Límite Inferior (Lower Bound)

AISLADOR	Desp. Etabs		Desp. Real (D_{TMmin})		Desp. Real (D_{Mmin})		Deformación por corte	
	UX (m.)	UY (m.)	Desp. Etabs * $R_{ASCE,aislado}$		Desp. Real (D_{TMmin})* (D_{Mmin}/D_{TMmin})		(Desp. Real (D_{Mmin}))/ h_r	
	UX (m.)	UY (m.)	UX (m.)	UY (m.)	UX (m.)	UY (m.)	Y_{DMmin} en UX (%)	Y_{DMmin} en UY (%)
K1	0.252	0.226	0.504	0.453	0.374	0.336	185.26%	166.33%
K2	0.253	0.231	0.507	0.463	0.376	0.343	186.16%	169.93%
K3	0.253	0.236	0.507	0.472	0.376	0.350	186.12%	173.46%
K4	0.253	0.241	0.506	0.481	0.376	0.357	186.05%	176.88%
K5	0.253	0.246	0.506	0.492	0.376	0.365	186.05%	180.71%
K6	0.253	0.251	0.507	0.501	0.376	0.372	186.12%	184.20%
K7	0.253	0.256	0.507	0.511	0.376	0.379	186.16%	187.75%
K8	0.252	0.260	0.504	0.521	0.374	0.387	185.26%	191.37%
K9	0.242	0.262	0.484	0.525	0.359	0.389	177.91%	192.69%
K10	0.243	0.257	0.487	0.515	0.361	0.382	178.75%	189.07%
K11	0.243	0.253	0.486	0.505	0.361	0.375	178.63%	185.52%
K12	0.239	0.262	0.478	0.525	0.355	0.389	175.61%	192.73%
K13	0.240	0.257	0.480	0.515	0.356	0.382	176.48%	189.12%
K14	0.240	0.253	0.480	0.505	0.356	0.375	176.29%	185.59%
K15	0.240	0.248	0.480	0.496	0.356	0.368	176.46%	182.08%
K16	0.243	0.248	0.486	0.495	0.361	0.368	178.64%	182.00%
K17	0.243	0.242	0.486	0.485	0.361	0.360	178.59%	178.03%
K18	0.239	0.242	0.478	0.485	0.355	0.360	175.68%	178.15%
K19	0.243	0.236	0.486	0.472	0.361	0.351	178.67%	173.57%
K20	0.243	0.231	0.486	0.463	0.361	0.343	178.72%	169.94%
K21	0.242	0.226	0.484	0.453	0.359	0.336	177.82%	166.33%
Máximos	0.253	0.262	0.507	0.525	0.376	0.389	186.16%	192.73%
Mínimos	0.239	0.226	0.478	0.453	0.355	0.336	175.61%	166.33%
DT_{Mmin} (m.) ítem 4.13.2.2			0.663	0.663				
D_{TMmin} (m.) > Desp. Real (D_{TMmin})			OK	OK				
Y_{DMmin} (%) ítem 4.13.2.4							243.43%	243.43%
Y_{DMmin} (%) > Y_{DMmin} (%) en UX y UY							OK	OK

Tabla 42. Tabla de deformaciones máximas en los dispositivos de aislación, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

DEFORMACIÓN EN X

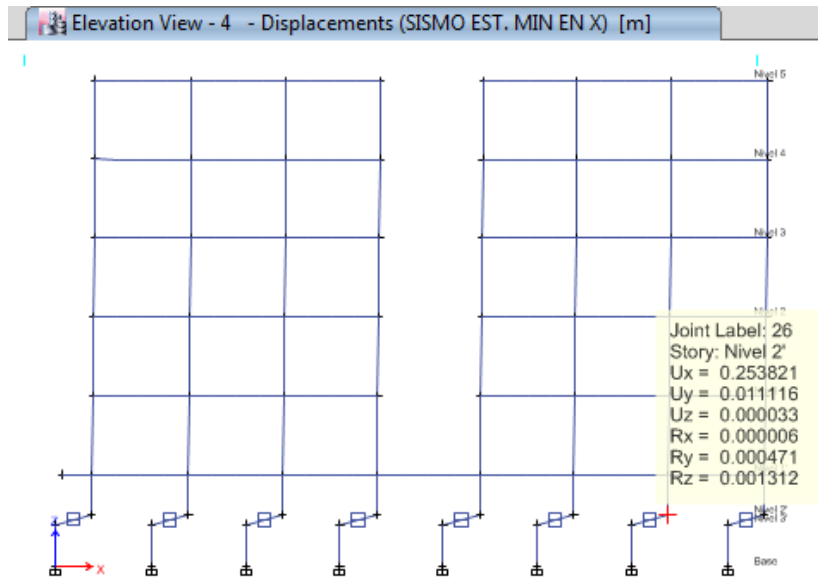


Figura 109. Máximo desplazamiento en dirección X para el aislador, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

DEFORMACIÓN EN Y

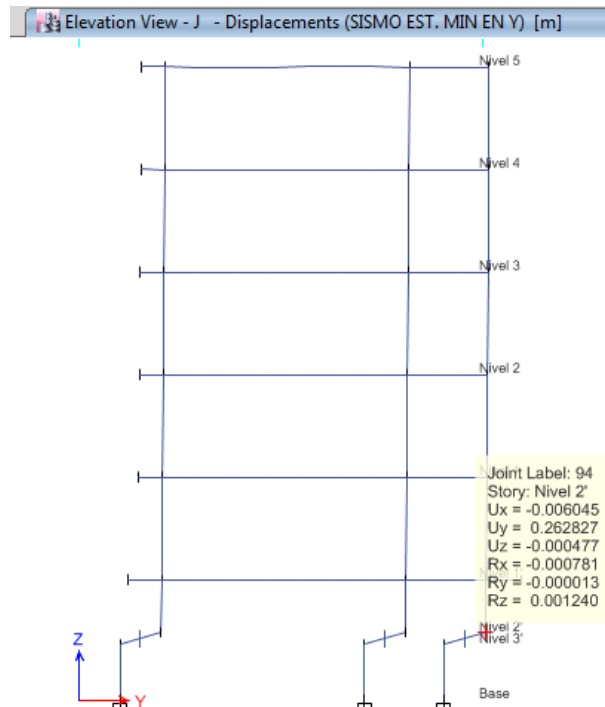


Figura 110. Máximo desplazamiento en dirección Y para el aislador, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

3.2.14.3.2 Deformaciones Máximas en Aisladores Límite Superior (Upper Bound)

AISLADOR	Desp. Etabs		Desp. Real (D _{TMmax}) Desp. Etabs * R _{ASCE,aislado}		Desp. Real (D _{Mmax}) Desp. Real (D _{TMmax})* (D _{Mmax} /D _{TMmax})		Deformación por corte (Desp. Real (D _{Mmax}))/h _r	
	UX (m.)	UY (m.)	UX (m.)	UY (m.)	UX (m.)	UY (m.)	Y _{DMmax} en UX (%)	Y _{DMmax} en UY (%)
K1	0.128	0.116	0.256	0.232	0.190	0.172	94.06%	85.20%
K2	0.130	0.118	0.260	0.236	0.193	0.175	95.40%	86.84%
K3	0.130	0.120	0.259	0.241	0.193	0.179	95.36%	88.43%
K4	0.130	0.122	0.259	0.245	0.192	0.182	95.25%	89.91%
K5	0.130	0.125	0.259	0.249	0.192	0.185	95.25%	91.62%
K6	0.130	0.127	0.259	0.253	0.193	0.188	95.35%	93.19%
K7	0.130	0.129	0.260	0.258	0.193	0.192	95.40%	94.81%
K8	0.128	0.131	0.256	0.262	0.190	0.195	94.07%	96.48%
K9	0.123	0.134	0.246	0.268	0.182	0.199	90.27%	98.41%
K10	0.124	0.132	0.249	0.263	0.185	0.195	91.52%	96.75%
K11	0.124	0.129	0.248	0.259	0.185	0.192	91.34%	95.13%
K12	0.121	0.134	0.243	0.268	0.180	0.199	89.19%	98.48%
K13	0.123	0.132	0.246	0.263	0.183	0.196	90.47%	96.84%
K14	0.123	0.130	0.245	0.259	0.182	0.192	90.20%	95.24%
K15	0.123	0.127	0.246	0.255	0.183	0.189	90.44%	93.65%
K16	0.124	0.127	0.248	0.254	0.185	0.189	91.35%	93.52%
K17	0.124	0.125	0.248	0.249	0.184	0.185	91.29%	91.59%
K18	0.121	0.125	0.243	0.250	0.180	0.185	89.30%	91.77%
K19	0.124	0.121	0.249	0.241	0.185	0.179	91.41%	88.60%
K20	0.124	0.118	0.249	0.236	0.185	0.175	91.46%	86.85%
K21	0.123	0.116	0.245	0.232	0.182	0.172	90.13%	85.20%
Máximos	0.130	0.134	0.260	0.268	0.193	0.199	95.40%	98.48%
Mínimos	0.121	0.116	0.243	0.232	0.180	0.172	89.19%	85.20%
DT _{Mmax} (m.) ítem 4.13.2.2			0.338	0.338				
D _{TMmax} (m.) > Desp. Real (D _{TMmax})			OK	OK				
Y _{DMmax} (%) ítem 4.13.2.4							124.24%	124.24%
Y _{DMmax} (%) > Y _{DMmax} (%) en UX y UY							OK	OK

Tabla 43. Tabla de deformaciones máximas en los dispositivos de aislación, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

DEFORMACIÓN EN X

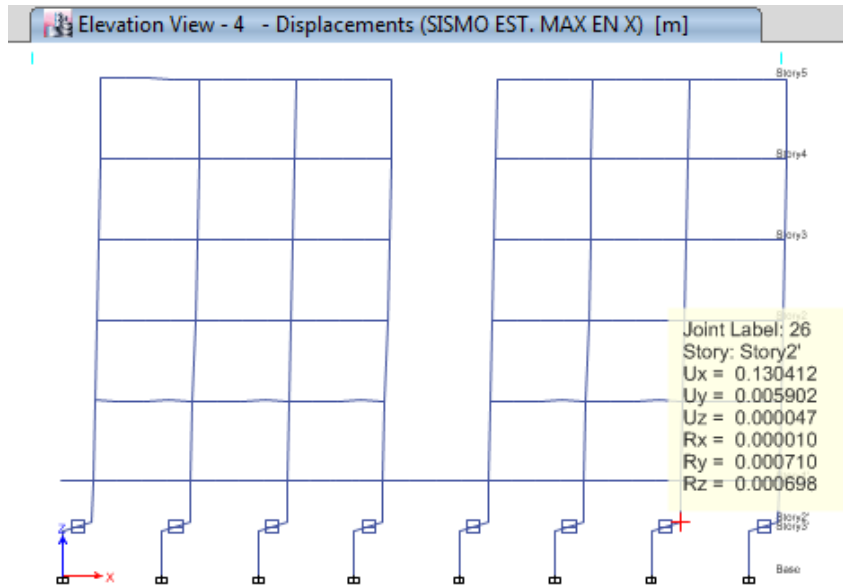


Figura 111. Máximo desplazamiento en dirección X para el aislador, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

DEFORMACIÓN EN Y

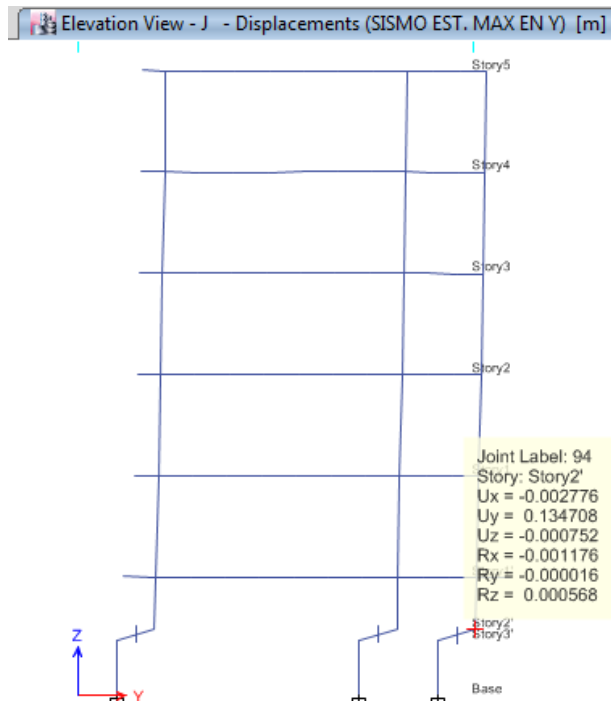


Figura 112. Máximo desplazamiento en dirección Y para el aislador, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

3.2.14.4 ESFUERZOS Y DEFORMACIONES AXIALES EN AISLADORES

- En este punto se presenta las fuerzas (esfuerzos axiales en el aislador) hacia abajo, de la edificación, que actúan en cada unidad de aislación sísmica (en cada aislador), estas fuerzas estarán supeditadas a la combinación de cargas:

$$\textit{Combinación fuerza hacia abajo} = 1.5CM + 1CV + S_{MCE}$$

Donde **CM**, es la carga muerta de la edificación, **CV**, la carga viva y **S_{MCE}** es el sismo considerado máximo, para la dirección X e Y.

- Señalaremos también las deformaciones axiales que sufren los aisladores, a las cuales se les denomina “**levantamiento**”, cuyo valor debería ser mínimo, casi despreciable, para cumplir con los estándares de seguridad de cada unidad de aislación, este efecto dependerá de la siguiente combinación.

$$\textit{Combinación para el levantamiento} = 0.8CM - S_{MCE}$$

Donde **CM**, es la carga muerta de la edificación, y **S_{MCE}** es el sismo considerado máximo, para la dirección X e Y.

- La demanda sísmica total del sismo considerado máximo **S_{MCE}**, son las fuerzas distribuidas en altura calculadas en el ítem 3.2.13.3, pero sin ser afectadas por el coeficiente de reducción sísmica **R_{ASCE,aislado}**, es por ello que para utilizar el total de la demanda del sismo considerado máximo **S_{MCE}**, a estas fuerzas calculadas deberemos amplificarlas multiplicándolas por **R_{ASCE,aislado}**, que en nuestro caso es **2**, es por ello que en nuestro modelo matemático se creó una combinación de carga

con estas fuerzas, pero afectadas por un coeficiente de amplificación de 2, verificando esfuerzos (fuerza axial) y deformaciones axiales en el aislador, para el límite inferior y límite superior, los cuales presentamos a continuación.

AISLADOR	FUERZA (KN)		LEVANTAMIENTO (mm)	
	Lower Bound	Upper Bound	Lower Bound	Upper Bound
K1	456.414	1794.352	-1.394	-1.99
K2	-1152.849	-690.3	-0.721	-0.927
K3	-1142.862	-638.389	-0.791	-1.016
K4	-1503.282	-914.192	-0.965	-1.227
K5	-1655.221	-1150.892	-0.902	-1.126
K6	-1061.021	-486.849	-0.84	-1.096
K7	-875.247	-267.388	-0.863	-1.134
K8	-2285.061	-2550.426	-0.18	-0.062
K9	-1903.851	-2075.462	-0.251	-0.175
K10	-842.184	-356.28	-0.764	-0.98
K11	-946.498	-488.73	-0.731	-0.935
K12	-3180.673	-4658.877	1.028	1.686
K13	-2514.999	-3486.156	0.576	1.009
K14	-2604.384	-3607.591	0.61	1.056
K15	-2604.25	-3609.89	0.621	1.069
K16	-918.483	-385.252	-0.805	-1.043
K17	-878.269	-353.115	-0.802	-1.035
K18	-2418.009	-3385.418	0.574	1.005
K19	-2523.432	-2924.881	-0.084	0.095
K20	-2874.908	-3470.382	0.075	0.34
K21	-1268.914	-991.865	-0.595	-0.719
Máximos	456.414	1794.352	1.028	1.686
Mínimos	-3180.673	-4658.877	-1.394	-1.99

Tabla 44. Tabla de fuerzas y desplazamientos axiales en los dispositivos de aislación, en el límite superior y en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

3.2.14.5 FUERZA CORTANTE EN LA BASE

REACCIONES EN LA BASE				
CASO DE CARGA	Lower Bound		Upper Bound	
	FX tonf	FY tonf	FX tonf	FY tonf
SISMO ESTÁTICO. X, CONSIDERANDO $R_{ASCE,aislado}$	-359.137	0.000	-524.661	0.000
SISMO ESTÁTICO. Y, CONSIDERANDO $R_{ASCE,aislado}$	0.000	-359.137	0.000	-524.661
SISMO ESTÁTICO. X, SIN CONSIDERAR $R_{ASCE,aislado}$	-718.274	0.000	-1049.323	0.000
SISMO ESTÁTICO. Y, SIN CONSIDERAR $R_{ASCE,aislado}$	0.000	-718.274	0.000	-1049.323

Tabla 45. Tabla de reacciones en la base, para la demanda sísmica considerando y no considerando $R_{ASCE,aislado}$, para el límite superior y límite inferior, en el modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

La demanda del sismo estático en X e Y, considerando el $R_{ASCE,aislado}$, está conformado por las fuerzas distribuidas en altura mostradas en el ítem 3.2.13.3, para el límite inferior y límite superior; y la demanda del sismo estático en X e Y, sin considerar el $R_{ASCE,aislado}$, la conforman estas mismas fuerzas distribuidas en altura, pero amplificándolas por un factor, $R_{ASCE,aislado}$ que en nuestro caso es **2**.

3.2.15 ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA NO LINEAL RÁPIDO (FNA). PARA LA EDIFICACIÓN Y LAS UNIDADES DE AISLACIÓN

Este análisis **dinámico no lineal rápido (FNA)** se realiza con la finalidad de realizar una verificación final de la edificación y las unidades de aislación, contrastando sus resultados con los obtenidos en el método **estático lineal de las fuerzas laterales equivalentes**. Los resultados obtenidos del análisis lineal en su mayoría deberán ser mayores y/o similares a los resultados obtenidos del análisis no lineal.

3.2.15.1 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA

El análisis historia de respuesta deberá desarrollarse para 7 pares o 3 pares como mínimo, de movimientos del terreno, cada uno de los cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales, (registro de aceleraciones del terreno debido a un evento sísmico en dirección EW y NS), seleccionados y escalados o ajustados adecuadamente. Si se usan 3 pares de movimientos de terreno, las respuestas (parámetros de respuesta de interés como las fuerzas de diseño, las deformaciones en los elementos y las distorsiones de entrepiso) que deberán tomarse serán evaluadas a partir de los máximos valores obtenidos de todos los análisis en cada uno de los 3 pares; si se utilizan 7 pares, las respuestas (parámetros de respuesta de interés como las fuerzas de diseño, las deformaciones en los elementos y las distorsiones de entrepiso) se tomarán a partir de los promedios de los correspondientes resultados máximos obtenidos en los distintos análisis por cada uno de los 7 pares. Cada par de componentes (X e Y o EW y NS, respectivamente), de los movimientos del terreno deberán ser aplicados de forma simultánea al modelo. El desplazamiento máximo del sistema de aislación (desplazamientos máximos

en aisladores), por cada par de movimiento del terreno, será el desplazamiento mayor de cada componente ortogonal en cada paso de tiempo.

Para el análisis historia de respuesta no lineal rápido (FNA), se utiliza un modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histérico de los elementos, pero solo de los elementos de aislación (aisladores), mas no de los elementos de concreto armado por encima del sistema de aislación (columnas, vigas, etc.), determinándose la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio.

3.2.15.2 MOVIMIENTOS DEL TERRENO

Para el análisis historia de respuesta se trabajarán con registros de aceleraciones pertenecientes al territorio peruano, los cuales se seleccionaron principalmente tomando en cuenta su intensidad. Según la metodología de la norma E.030, ítem 4.7, utilizamos como mínimo 3 pares de movimientos del terreno **apropiadamente ajustados** (no se utilizó el método del escalado para cada registro de aceleraciones, como indica la Norma E.030 en el ítem 4.7.1. Lo que empleamos para nuestro análisis fue el **ajuste espectral en el dominio de las frecuencias** para cada registro de aceleraciones). En la Tabla 46 se presenta la lista de las señales de los movimientos del terreno que se utilizaron en los análisis historia de respuesta, en total se eligieron 6 registros (3 pares de movimientos del terreno, cada uno con registros de aceleración en su componte EW (Este – Oeste) y NS (Norte – Sur)). Los movimientos de terreno escogidos cuentan con las componentes, EW y NS, las cuales están filtradas y corregidas por línea base, según los métodos de tratamientos de señales

sísmicas. En los modelos matemáticos se utilizaron un total de 250 modos naturales para tratar de capturar la masa efectiva sísmica.

Se definió un espectro objetivo, para la dirección horizontal, para el sismo considerado máximo MCE (el mismo que se presenta en la Tabla 30, del ítem 3.2.9), para poder realizar un **ajuste espectral en el dominio de las frecuencias** con cada registro de aceleraciones, con la finalidad de no exceder en valores de pseudo - aceleraciones para cada periodo de interés. En los análisis historia de respuesta se utilizó un paso de tiempo, para los resultados, de 0.02 segundos (50 muestras por segundo).

Denominación del Sismo	Fecha	Hora	Latitud	Longitud	Profundidad	Magnitud
Lima 1966	17/10/1966	16:41:00	-10.70	-78.70	24.00 Km	8.1 Mw
Ancash 1970	31/05/1970	15:23:00	-9.36	-78.87	64.00 Km	6.6 Mb
Lima 1974	03/10/1974	09:21:00	-12.50	-77.98	13.00 Km	6.6 Mb

Tabla 46. Lista de señales de los movimientos de terreno, utilizados para el análisis historia de respuesta FNA.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Registros Sísmicos obtenidos de REDACIS - CISMID).

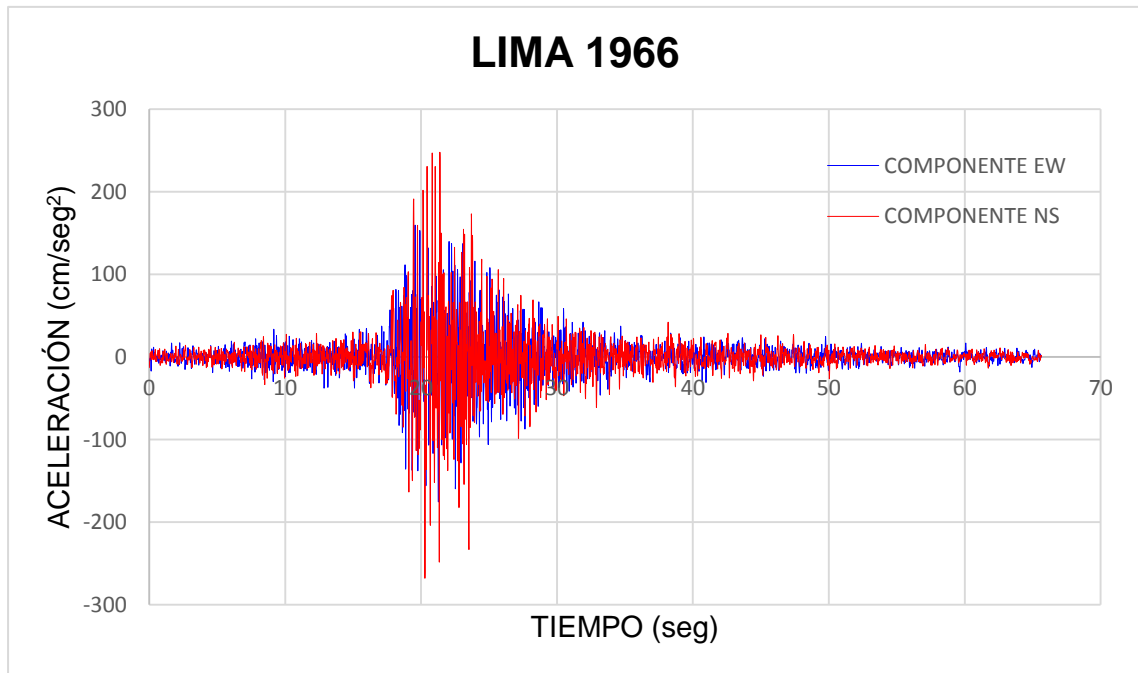


Figura 113. Gráfica del movimiento de terreno debido al sismo de Lima en 1966.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Registros Sísmicos obtenidos de REDACIS - CISMID).

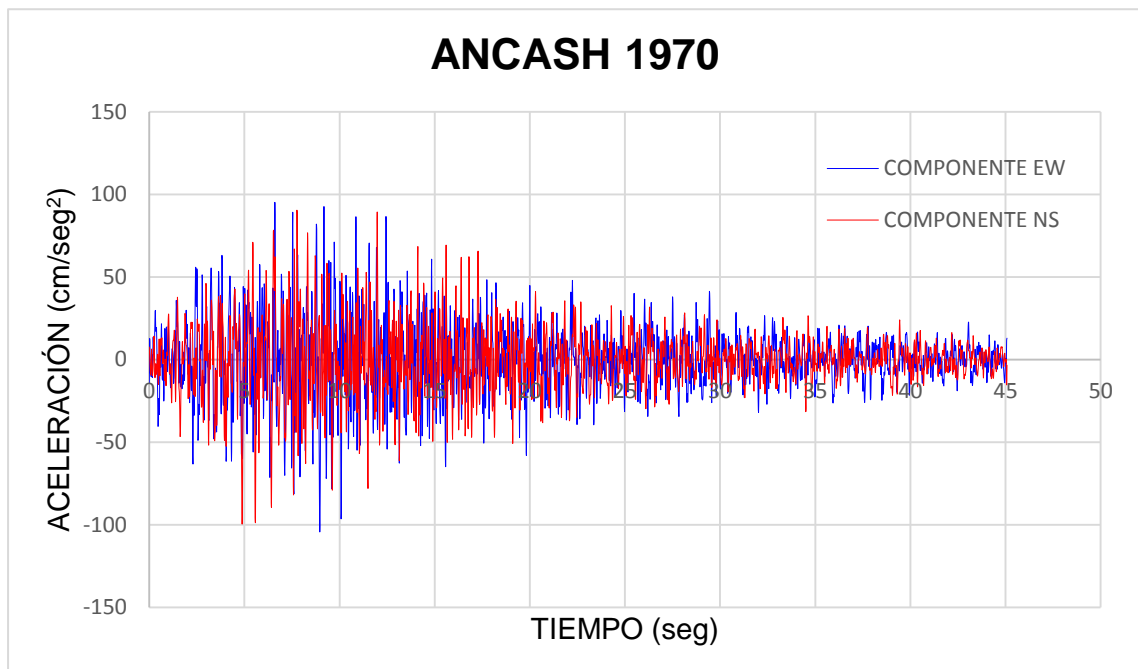


Figura 114. Gráfica del movimiento de terreno debido al sismo de Ancash en 1970.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Registros Sísmicos obtenidos de REDACIS - CISMID).

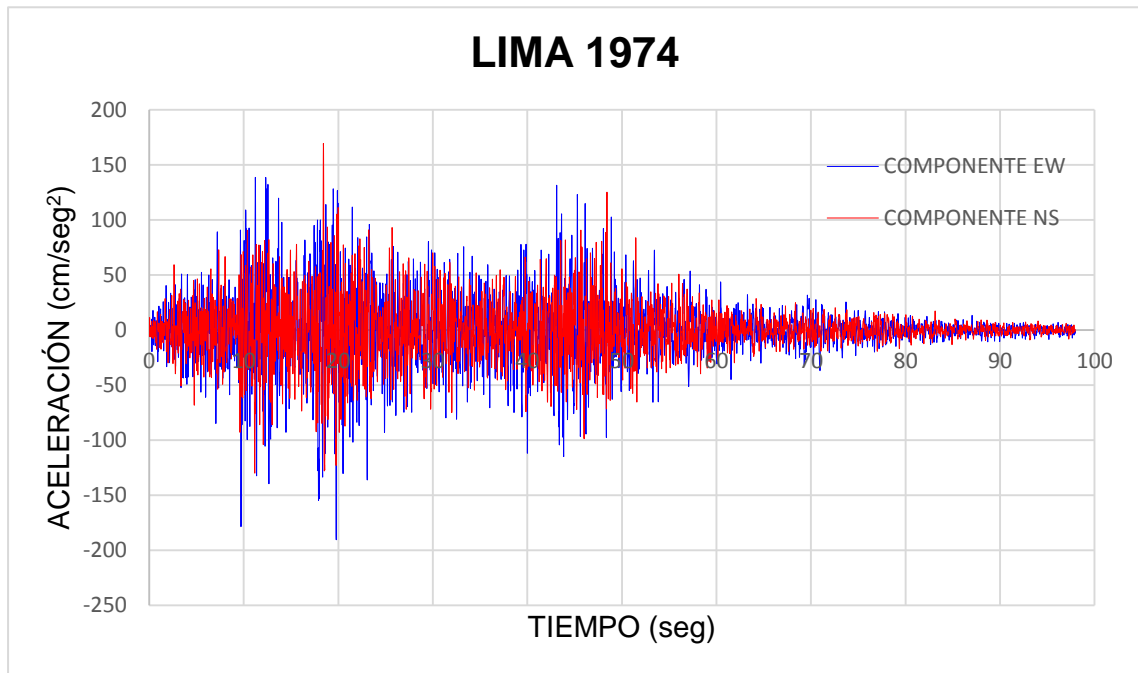


Figura 115. Gráfica del movimiento de terreno debido al sismo de Lima en 1974

Fuente: Elaboración propia, basado en (Registros Sísmicos obtenidos de REDACIS - CISMID).

3.2.15.3 AJUSTE ESPECTRAL PARA CADA COMPONENTE DE LOS MOVIMIENTOS DE TERRENO

El ajuste espectral de un registro de aceleraciones debido al movimiento del terreno, es un método que se asemeja al escalado espectral, con la diferencia que el ajuste espectral va trabajando con cada uno de los valores de aceleración en cada intervalo de tiempo, evitando tener pseudo - aceleraciones muy elevadas en comparación con otras del espectro obtenido; en este método, a partir de la señal sísmica se debe obtener un espectro de pseudo – aceleraciones para una relación de amortiguamiento del 5%, con algún método numérico o apoyado mediante programas de cómputo, para después comparar y/o trabajar este espectro, con un espectro de pseudo - aceleración objetivo que indica algún código o normativa, que para nuestro caso viene a ser el

espectro de pseudo - aceleraciones del sismo considerado máximo MCE (el mismo que se presenta en la Tabla 30, del ítem 3.2.9); la comparación y/o el trabajo del espectro obtenido de la señal sísmica con el espectro objetivo, consiste en ir realizando transformadas de Fourier, para obtener un espectro a base de la señal sísmica casi parecido al espectro objetivo, este ajuste espectral se puede realizar en programas de cómputo, como el Mat Lab, o de una manera más sencilla en el programa Etabs. En esta tesis se realizó el ajuste espectral para cada componente de cada señal sísmica, mediante el programa de cómputo Etabs V16, (ajuste espectral para 6 registros sísmicos, utilizados en el análisis historia de respuesta).

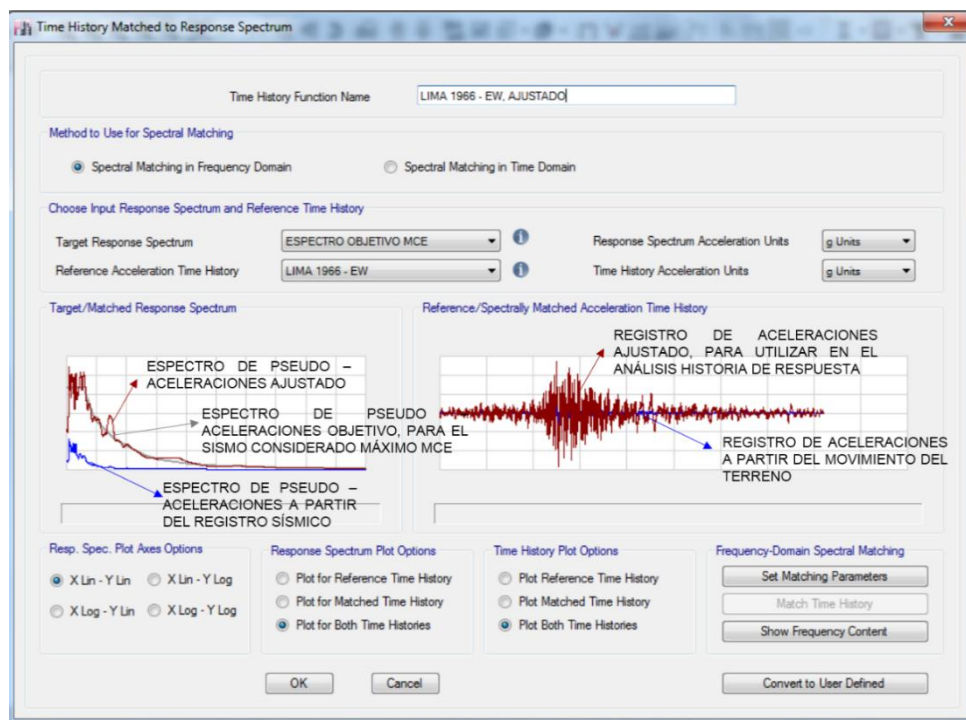


Figura 116. Grafica del ajuste espectral, en el programa Etabs V16 del movimiento de terreno debido al sismo de Lima en 1966, componente Este – Oeste (E-W).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

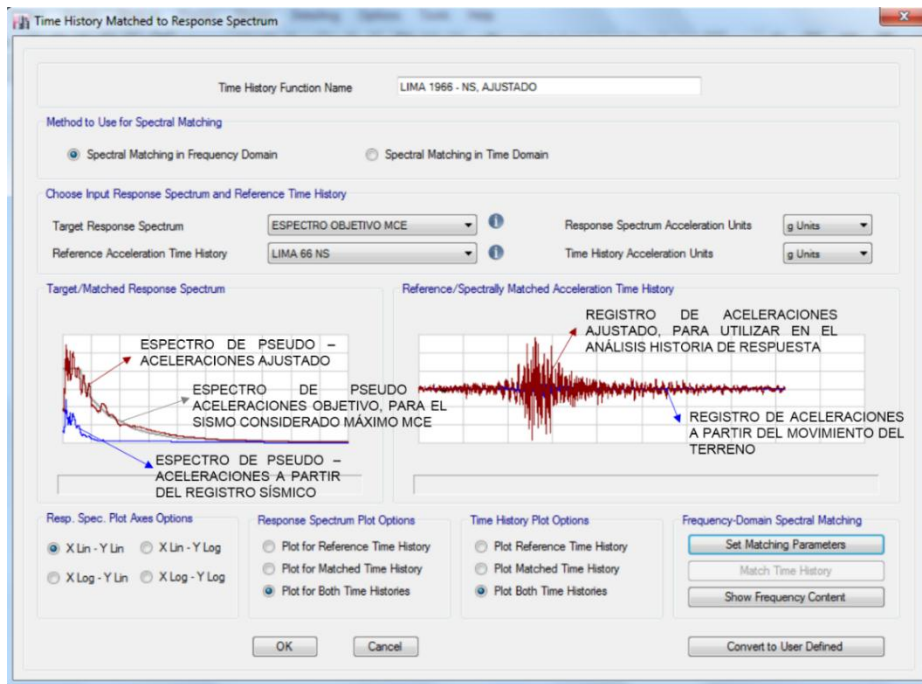


Figura 117. Grafica del ajuste espectral, en el programa Etabs V16 del movimiento de terreno debido al sismo de Lima en 1966, componente Norte – Sur (N-S).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

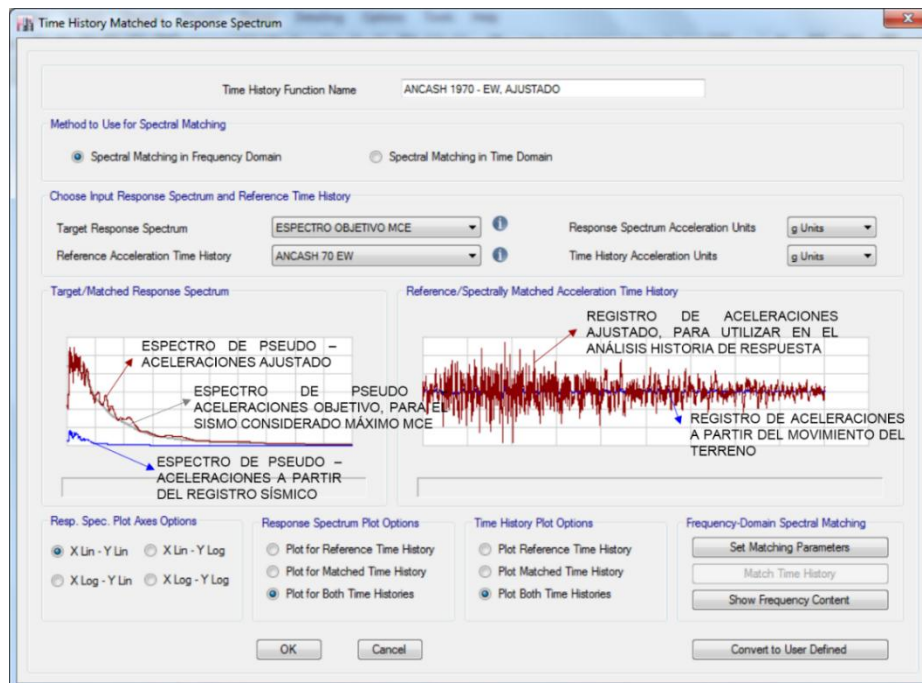


Figura 118. Grafica del ajuste espectral, en el programa Etabs V16 del movimiento de terreno debido al sismo de Ancash en 1970, componente Este – Oeste (E-W).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

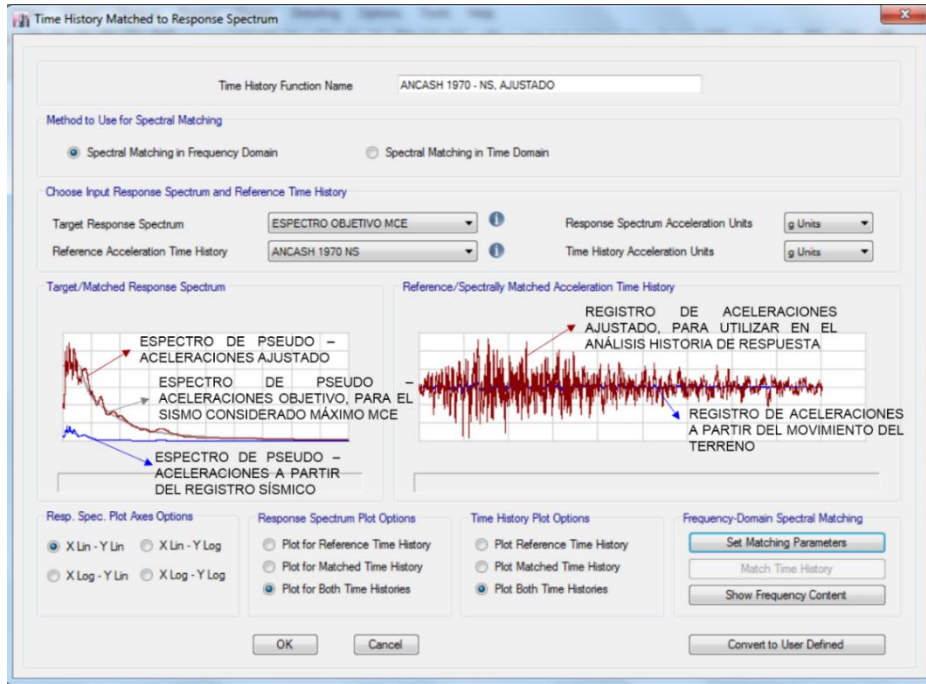


Figura 119. Gráfica del ajuste espectral, en el programa Etabs V16 del movimiento de terreno debido al sismo de Ancash en 1970, componente Norte – Sur (N-S).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

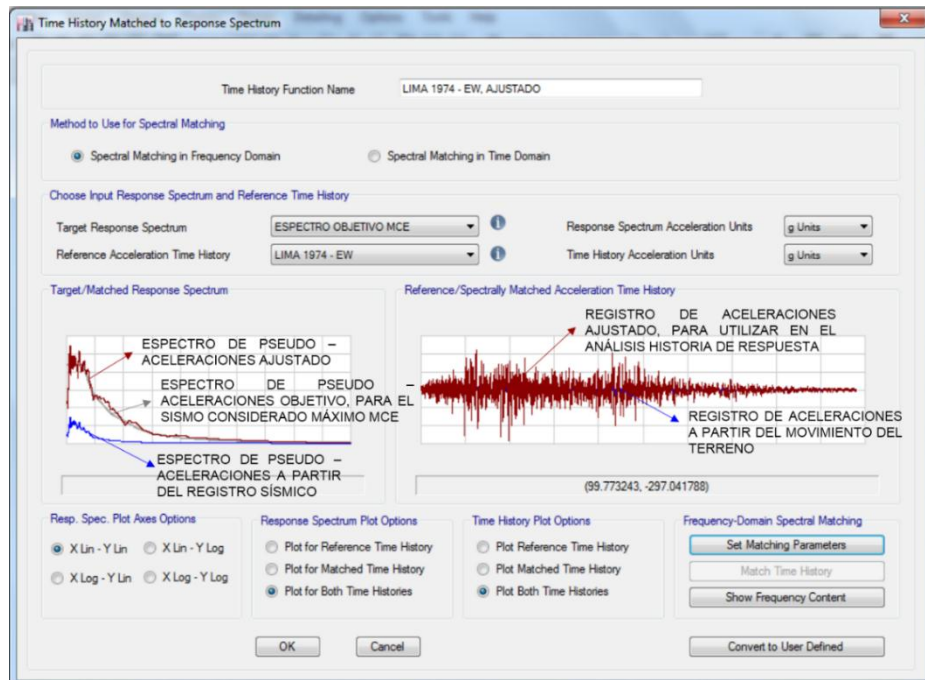


Figura 120. Gráfica del ajuste espectral, en el programa Etabs V16 del movimiento de terreno debido al sismo de Lima en 1974, componente Este – Oeste (E-W).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

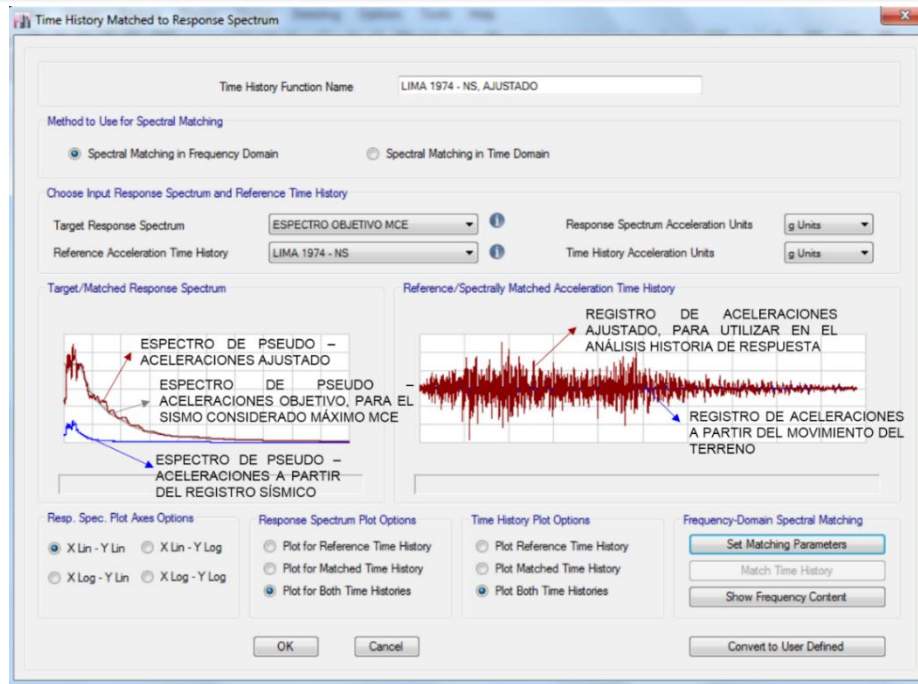


Figura 121. Gráfica del ajuste espectral, en el programa Etabs V16 del movimiento de terreno debido al sismo de Lima en 1974, componente Norte – Sur (N-S).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

3.2.15.4 CASOS DE CARGA EN EL PROGRAMA ETABS V16, PARA EL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA.

Los casos de carga para el análisis Historia de Respuesta, en el programa Etabs V16, fueron del tipo **Historia de Respuesta No Lineal modal (FNA)**, para cada par de movimientos del terreno se realizó un caso de carga, como se muestra en la Figura 124; la componente Este - Oeste (EW) fue una carga aplicada del tipo aceleración en el eje X, o dirección U1, mientras que la otra componente Norte – Sur (NS), se aplicó, también como carga del tipo aceleración en el eje Y, o dirección U2, ambas componentes se aplicaron simultáneamente al caso de carga, cabe recalcar que la aceleración asignada como carga en la dirección U1 o U2, fueron los registros sísmicos ya ajustados, los que se muestran en el ítem 3.2.15.3. Para el caso de carga se le asignó una



relación de amortiguamiento de 0 a los 3 primeros modos de la estructura, mientras que para los siguientes modos se le asignó una relación de amortiguamiento del 2%, como se muestra en la Figura 125.

En una edificación, antes de que la carga sísmica empiece a generar algún tipo de vibración y por ende deformaciones, ya presenta esfuerzos debido a cargas gravitacionales, entonces siempre para el análisis el paso inicial será una carga gravitacional, por lo tanto se definió esta carga antes del análisis Historia de Respuesta, denominada **TH – Gravedad**, tal como se muestra en la figura 123. El caso de carga gravitacional fue también del tipo **Historia de Respuesta No Lineal modal (FNA)**, al cual se le asignó una relación de amortiguamiento de 99%, a todos los modos. En este caso de carga gravitacional se aplicó una carga del tipo patrón de cargas, para la carga muerta, el peso propio y la carga viva, con un factor de participación, de cada patrón, para el peso sísmico, como se indica en el ítem 3.1.12.1, afectados por una función del tipo seno, denominada **Rampa – Gravedad (Ramp TH)**, para un periodo de tiempo desde 0 hasta 20seg, con valores de 0 a 1 respectivamente, como se muestra en la figura 122.

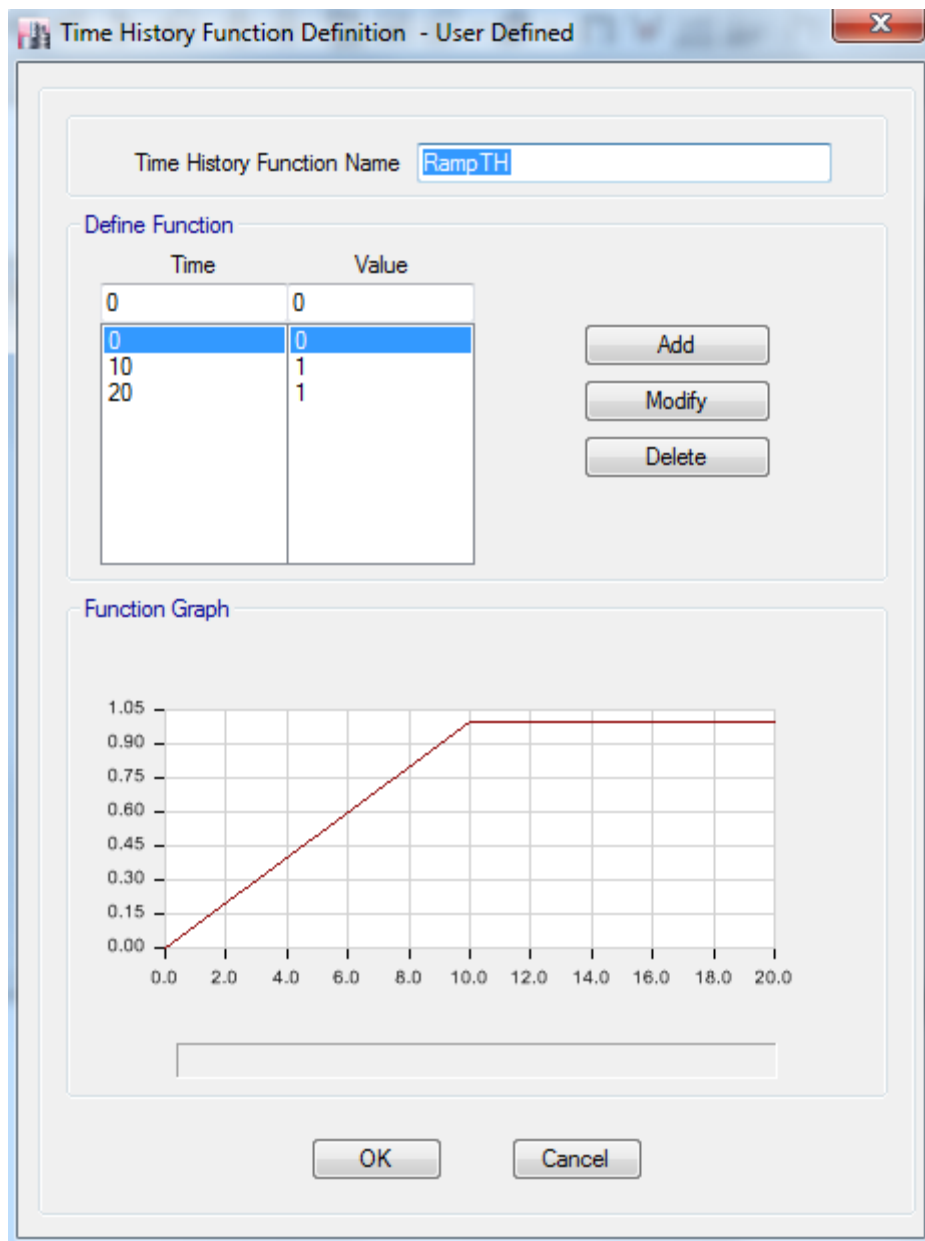


Figura 122. Grafica de la función seno, denominada función Rampa – Gravedad (Ramp TH).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

Load Case Data

General

Load Case Name: TH - Gravedad [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History Nonlinear Modal (FNA) [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	CARGA MUERTA	RampTH	1
Load Pattern	PESO PROPIO	RampTH	1
Load Pattern	CARGA VIVA	RampTH	0.5
Load Pattern	CARGA VIVA DE	RampTH	0.25

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 20

Output Time Step Size: 1 sec

Modal Damping: Constant at 0.99 [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 123. Caso de carga Gravitacional, denominada TH - Gravedad
Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

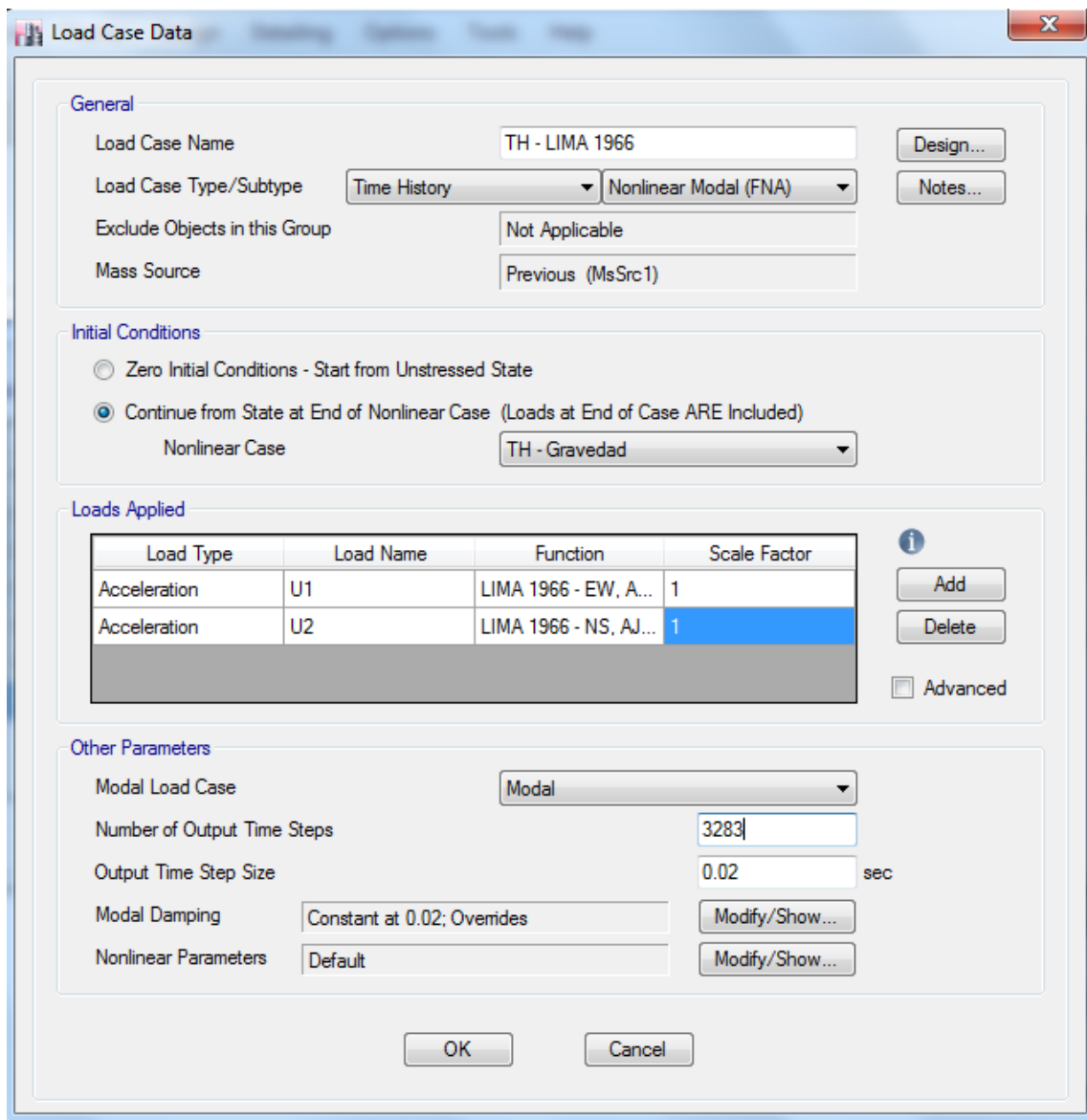


Figura 124. Caso de carga para cada par de movimientos del terreno.
Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

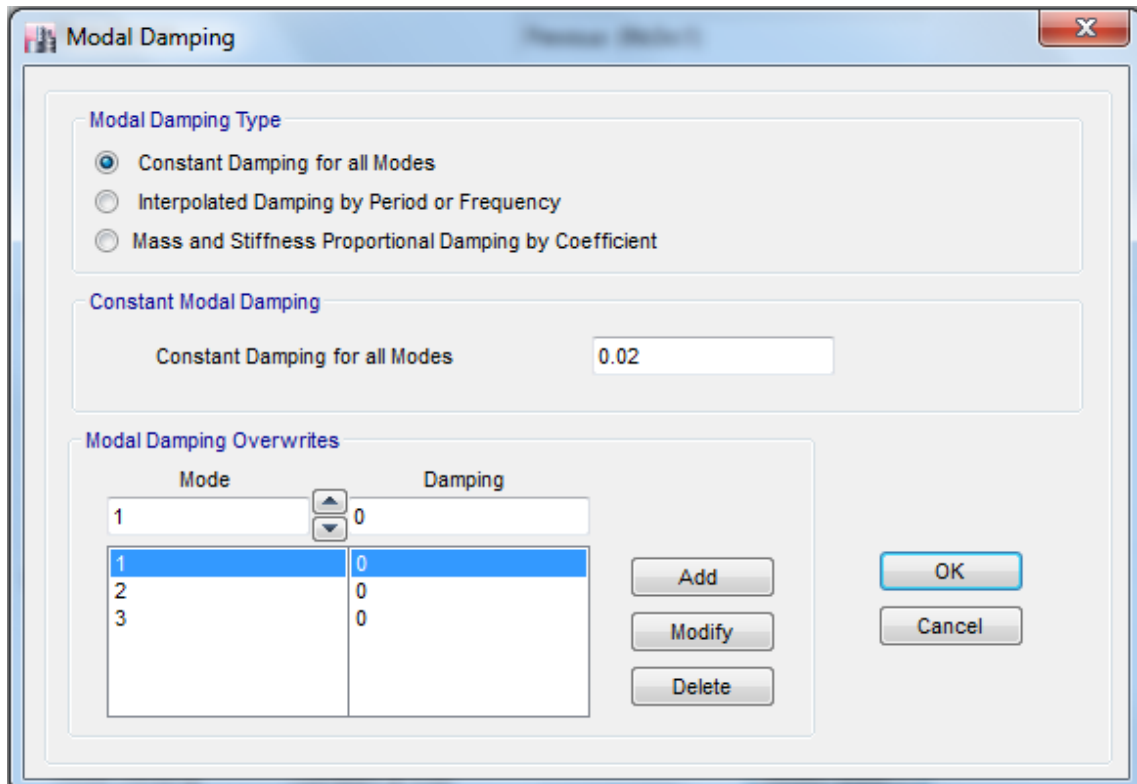


Figura 125. Relación de amortiguamiento para cada modo de vibración, en el caso de carga para cada par de movimiento de terreno.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

Nota: Lo expuesto en las Figuras 124 y 125, se realizará para cada par de movimientos del terreno, para los registros ajustados del sismo de Lima, 1966, Ancash, 1970 y Lima, 1974.

3.2.15.5 PARÁMETROS NO LINEALES DEL AISLADOR A UTILIZAR EN EL PROGRAMA DE COMPUTO ETABS V16

- $W_{aislador} = 8.20kN$: Peso del aislador, *dato de catálogo*.
- $M_{aislador} = 8.20/9.84 = 0.836 Tn$: Masa del aislador.
- $K_{1,min} = 6958.46 kN/m$: Rigidez inicial, límite inferior, (Rigidez U2, U3, análisis no lineal).
- $K_{1,max} = 16972.57 kN/m$: Rigidez inicial, límite superior, (Rigidez U2, U3, análisis no lineal).
- $F_{y,min} = 78.09kN$: Fuerza de fluencia, límite inferior, (Resistencia a la fluencia U2, U3, análisis no lineal).
- $F_{y,max} = 175.70kN$: Fuerza de fluencia, límite superior, (Resistencia a la fluencia U2,U3, análisis no lineal)
- $\rho_{min} = K_{2,min}/K_{1,max} = 535.27/6958.46 = 0.077$: Relación de la rigidez post-fluencia, límite inferior, (U2, U3, análisis no lineal).
- $\rho_{max} = K_{2,max}/K_{1,max} = 1305.587/16972.57 = 0.077$: Relación de la rigidez post-fluencia, límite superior, (U2, U3, análisis no lineal).
- $K_V = 2245139.11 kN/m$: Rigidez a compresión vertical, (Rigidez efectiva vertical U1, análisis lineal y análisis no lineal).

- Parámetros asignados $W_{aislador}$, $M_{aislador}$, $K_{1,min}$, $F_{y,min}$, ρ_{min} y K_V , en el programa de cómputo Etabs V16, en **Define Link Properties**, para el modelamiento del aislador seleccionado de la marca **Bridgestone**, del tipo **LH070G4-C**, para un análisis no lineal en el límite inferior.

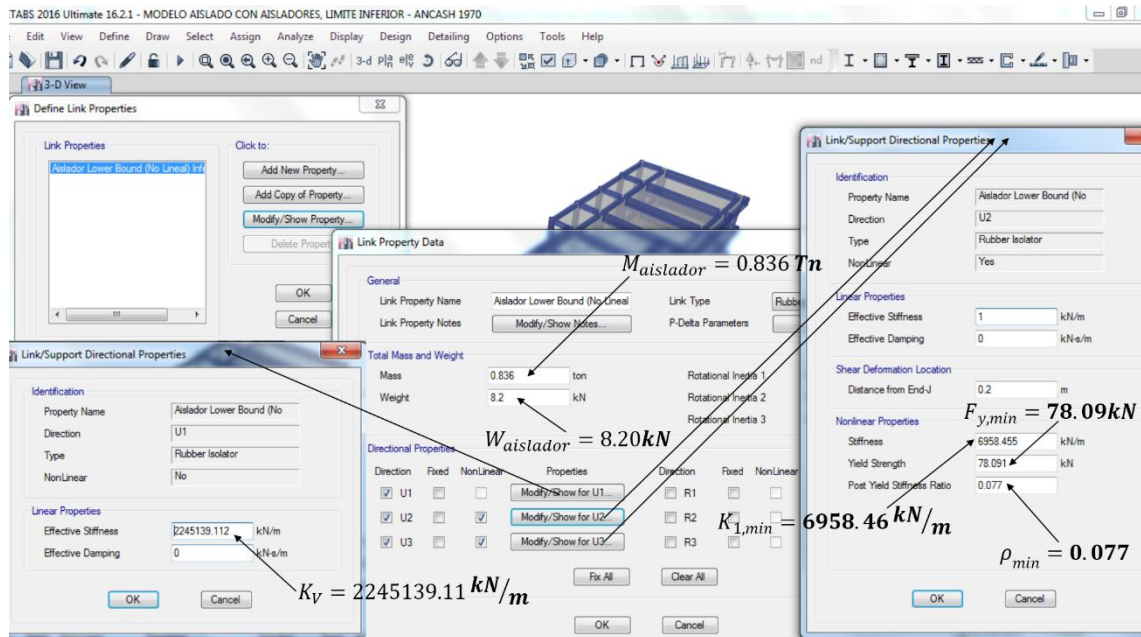


Figura 126. Parámetros asignados, para el modelamiento del aislador en el programa de cómputo, para un análisis no lineal en el límite inferior, (Lower Bound).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

- Parámetros asignados $W_{aislador}$, $M_{aislador}$, $K_{1,max}$, $F_{y,max}$, ρ_{max} y K_V , en el programa de cómputo Etabs V16, en **Define Link Properties**, para el modelamiento del aislador seleccionado de la marca **Bridgestone**, del tipo **LH070G4-C**, para un análisis no lineal en el límite superior.

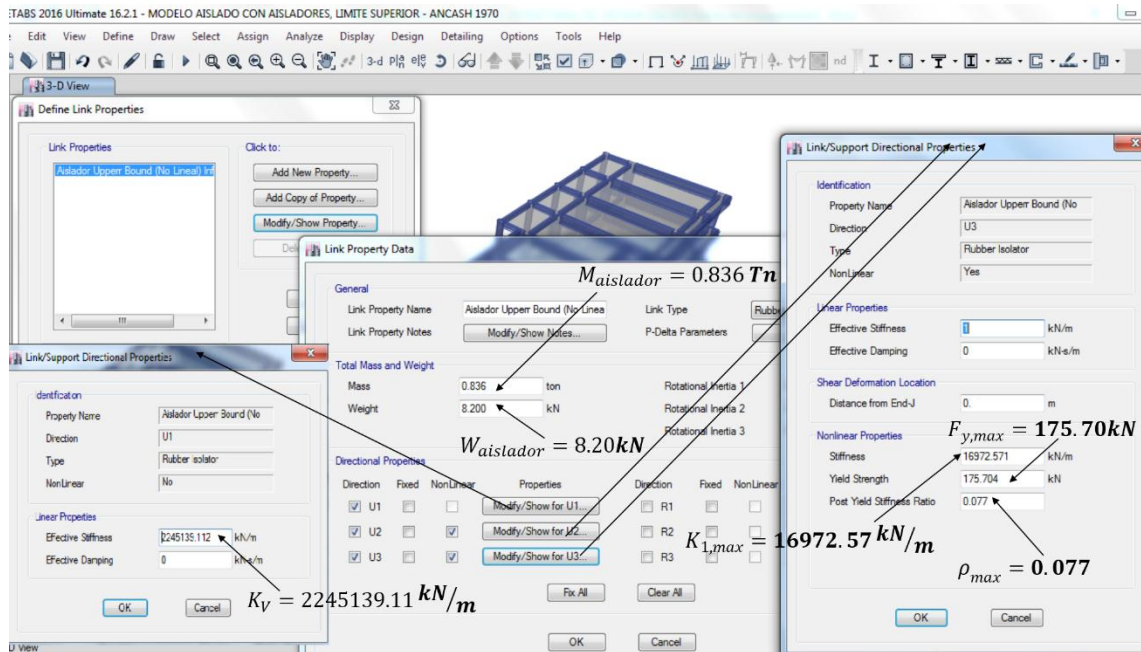


Figura 127. Parámetros asignados, para el modelamiento del aislador en el programa de cómputo, para un análisis no lineal en el límite superior, (Upper Bound).

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

3.2.16 RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL PARA LA EDIFICACIÓN Y LAS UNIDADES DE AISLACIÓN

3.2.16.1 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO Y DERIVAS

Se analiza los desplazamientos relativos, y las derivas o drifts en la edificación en el modelo con base aislada, para cada dirección de análisis, para cada uno de los movimientos del terreno, tomando los valores máximos de los 3 pares de registros en cada componente (con los registros sísmicos ajustados). Las derivas deberán ser menores a 0.007, según norma E.030.

3.2.16.1.1 Desplazamientos Máximos y Derivas Permisibles, Límite Inferior (Lower Bound)

DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS MÁXIMOS DE ENTREPISO, LÍMITE INFERIOR								
SISMO	LIMA 1966		ANCASH 1970		LIMA 1974		MÁXIMOS	
Nivel	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Nivel 5	34.006	53.352	34.034	33.168	39.109	32.384	39.109	53.352
Nivel 4	33.908	53.135	33.813	33.020	38.958	32.239	38.958	53.135
Nivel 3	33.700	52.779	33.396	32.753	38.681	32.001	38.681	52.779
Nivel 2	33.342	52.263	32.788	32.353	38.226	31.652	38.226	52.263
Nivel 1	32.827	51.573	32.034	31.849	37.588	31.203	37.588	51.573
Nivel 1'	32.467	51.065	31.712	31.592	36.829	30.929	36.829	51.065

Tabla 47. Desplazamientos absolutos máximos de entrepiso en dirección X e Y, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

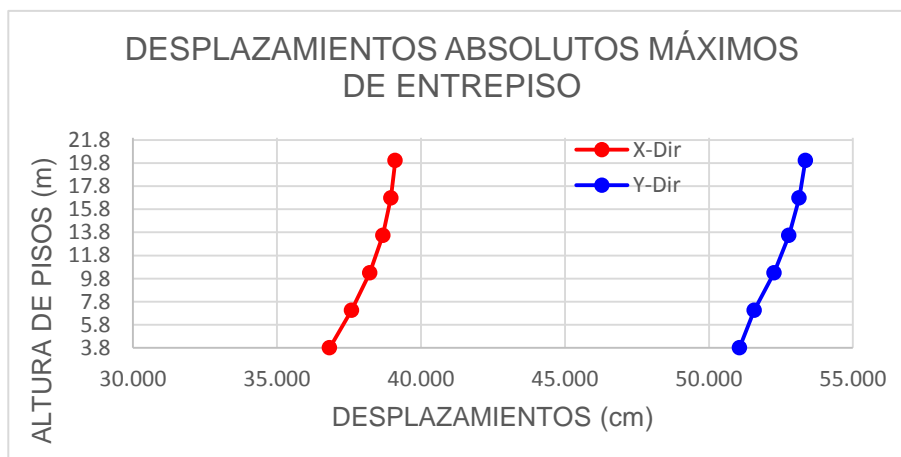


Figura 128. Desplazamientos absolutos máximos de entrepiso en dirección X e Y, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de Modelo matemático en Etabs V16).

ANÁLISIS DE DERIVAS EN LA DIRECCIÓN X-X				
PISO	Altura	Desp. Max	Desp. Relat.	Deriva
	cm	cm	cm	
Piso 5	325.00	39.109	0.151	0.0005
Piso 4	325.00	38.958	0.277	0.0009
Piso 3	325.00	38.681	0.455	0.0014
Piso 2	325.00	38.226	0.638	0.0020
Piso 1	325.00	37.588	0.759	0.0023
Piso 1'	165.58	36.829		

Deriva, menor a 0.007 **OK**

ANÁLISIS DE DERIVAS EN LA DIRECCIÓN Y-Y				
PISO	Altura	Desp. Max	Desp. Relat.	Deriva
	cm	cm	cm	
Piso 5	325.00	53.352	0.218	0.0007
Piso 4	325.00	53.135	0.356	0.0011
Piso 3	325.00	52.779	0.516	0.0016
Piso 2	325.00	52.263	0.689	0.0021
Piso 1	325.00	51.573	0.508	0.0016
Piso 1'	165.58	51.065		

Tabla 48. Análisis de derivas en dirección X e Y, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

3.2.16.1.2 Desplazamientos Máximos y Derivas Permisibles, Límite Superior
(Upper Bound)

DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS MÁXIMOS DE ENTREPISO, LÍMITE SUPERIOR								
SISMO	LIMA 1966		ANCASH 1970		LIMA 1974		MÁXIMOS	
	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
Nivel	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Nivel 5	24.492	30.690	22.798	32.490	30.417	30.203	30.417	32.490
Nivel 4	24.085	30.256	22.478	32.036	30.138	29.770	30.138	32.036
Nivel 3	23.291	29.514	21.828	31.314	29.615	29.184	29.615	31.314
Nivel 2	22.216	28.457	20.827	30.345	28.928	28.368	28.928	30.345
Nivel 1	21.070	27.205	19.639	29.110	28.124	27.345	28.124	29.110
Nivel 1'	20.089	26.408	18.570	27.889	27.223	26.332	27.223	27.889

Tabla 49. Desplazamientos absolutos máximos de entrepiso en dirección X e Y, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

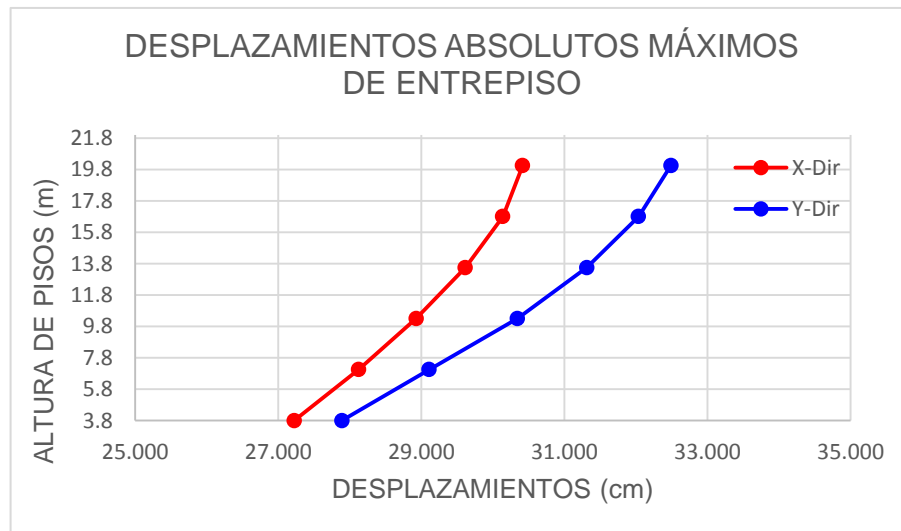


Figura 129. Desplazamientos absolutos máximos de entrepiso en dirección X e Y, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de Modelo matemático en Etabs V16).

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X-X				
PISO	Altura	Desp. Max	Desp. Relat.	Deriva
	cm	cm	cm	
Piso 5	325.00	30.417	0.278	0.0009
Piso 4	325.00	30.138	0.523	0.0016
Piso 3	325.00	29.615	0.688	0.0021
Piso 2	325.00	28.928	0.804	0.0025
Piso 1	325.00	28.124	0.901	0.0028
Piso 1'	165.58	27.223		

Deriva, menor a 0.007 **OK**

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN Y-Y				
PISO	Altura	Desp. Max	Desp. Relat.	Deriva
	cm	cm	cm	
Piso 5	325.00	32.490	0.454	0.0014
Piso 4	325.00	32.036	0.722	0.0022
Piso 3	325.00	31.314	0.969	0.0030
Piso 2	325.00	30.345	1.235	0.0038
Piso 1	325.00	29.110	1.220	0.0038
Piso 1'	165.58	27.889		

Deriva, menor a 0.007 **OK**

Tabla 50. Análisis de derivas en dirección X e Y, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

3.2.16.2 DEFORMACIONES (DESPLAZAMIENTOS) EN AISLADORES

Las deformaciones (desplazamientos) del aislador en la dirección X e Y deberán ser menores a $D_{TMmin} = 0.663m$, para el límite inferior y a $D_{TMmax} = 0.338m$, para el límite superior, (en relación a los valores calculados en el ítem 3.2.13.2.2).

La deformación por corte para una altura total de goma de $h_r = 202.00mm$, por cada deformación de aislador deberá ser menor a $Y_{DM,min} = 243.43\%$, para el límite inferior y a $Y_{DM,max} = 124.24\%$, para el límite superior, (en relación a los valores calculados en el ítem 3.2.13.2.4).

Las deformaciones en el aislador se verifican para cada uno de los pares de movimientos del terreno, tomando de los tres el valor máximo en cada aislador.

- La nomenclatura utilizada para cada aislador, según el modelo matemático en el programa de cómputo, se puede revisar en la Figura 108.

3.2.16.2.1 Deformaciones Máximas en Aisladores Límite Inferior (Lower Bound)

DEFORMACIONES MÁXIMAS ABSOLUTAS EN AISLADORES, LÍMITE INFERIOR								
SISMO	LIMA 1966		ANCASH 1970		LIMA 1974		MÁXIMOS ABSOLUTOS	
AISLADOR	Desp. Etabs	Desp. Etabs	Desp. Etabs	Desp. Etabs	Desp. Etabs	Desp. Etabs	Desp. Etabs	Desp. Etabs
	UX (m.)	UY (m.)	UX (m.)	UY (m.)	UX (m.)	UY (m.)	UX (m.)	UY (m.)
K1	30.856	50.098	29.766	25.374	35.875	-26.276	35.875	50.098
K2	30.948	-46.898	29.866	26.211	36.038	-26.799	36.038	46.898
K3	30.945	-44.135	29.865	26.994	36.028	-27.353	36.028	44.135
K4	30.928	-41.402	29.851	27.738	36.022	-27.894	36.022	41.402
K5	30.951	-38.406	29.875	28.585	36.025	-28.499	36.025	38.406
K6	30.949	-35.689	29.875	29.374	36.037	-29.124	36.037	35.689
K7	30.964	-32.998	29.889	30.149	36.049	-29.755	36.049	32.998
K8	30.824	-30.328	29.756	30.902	35.908	-30.401	35.908	30.902
K9	31.767	-30.345	30.359	31.235	-33.103	-30.567	33.103	31.235
K10	31.891	-33.108	30.504	30.408	-33.254	-29.921	33.254	33.108
K11	31.870	-35.834	30.482	29.625	-33.227	-29.288	33.227	35.834
K12	32.127	-30.403	31.152	31.178	-32.905	-30.573	32.905	31.178
K13	32.236	-33.138	31.282	30.385	-33.060	-29.927	33.060	33.138
K14	32.207	-35.866	31.252	29.604	-33.021	-29.293	33.021	35.866
K15	32.232	-38.585	31.279	28.827	-33.052	-28.664	33.052	38.585
K16	31.873	-38.541	30.488	28.856	-33.228	-28.659	33.228	38.541
K17	31.864	-41.543	30.474	27.991	-33.220	-28.026	33.220	41.543
K18	32.119	-41.598	31.152	27.974	-32.903	-28.033	32.903	41.598
K19	31.876	-44.101	30.488	27.079	-33.237	-27.365	33.237	44.101
K20	31.877	-46.825	30.493	26.305	-33.250	-26.796	33.250	46.825
K21	31.784	50.299	30.382	25.570	-33.097	-26.279	33.097	50.299
Máximos							36.049	50.299
DTMmin (cm.) ítem 4.13.2.2							66.317	66.317
DTMmin (cm.) > Deformación máxima absoluta							OK	OK

Tabla 51. Tabla de deformaciones máximas absolutas en los dispositivos de aislación, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

DEFORMACIONES MÁXIMAS ABSOLUTAS POR CORTE EN AISLADORES, LÍMITE INFERIOR						
AISLADOR	Desp. Real (DTMmin)		Desp. Real (DMmin)		Deformación por corte	
	MÁXIMOS ABSOLUTOS		Desp. Etabs *		(Desp. Real (DMmin))/hr	
			(DMmin/DTMmin)			
	Desp. Etabs	Desp. Etabs	UX (m.)	UY (m.)	YDMmin en UX (%)	YDMmin en UY (%)
K1	35.875	50.098	26.622	37.177	131.79%	184.05%
K2	36.038	46.898	26.743	34.802	132.39%	172.29%
K3	36.028	44.135	26.736	32.752	132.35%	162.14%
K4	36.022	41.402	26.731	30.724	132.33%	152.10%
K5	36.025	38.406	26.733	28.501	132.34%	141.09%
K6	36.037	35.689	26.742	26.484	132.39%	131.11%
K7	36.049	32.998	26.752	24.487	132.43%	121.22%
K8	35.908	30.902	26.647	22.932	131.91%	113.52%
K9	33.103	31.235	24.565	23.179	121.61%	114.75%
K10	33.254	33.108	24.677	24.569	122.16%	121.63%
K11	33.227	35.834	24.657	26.592	122.06%	131.64%
K12	32.905	31.178	24.418	23.136	120.88%	114.54%
K13	33.060	33.138	24.533	24.591	121.45%	121.74%
K14	33.021	35.866	24.504	26.616	121.31%	131.76%
K15	33.052	38.585	24.527	28.633	121.42%	141.75%
K16	33.228	38.541	24.658	28.600	122.07%	141.59%
K17	33.220	41.543	24.652	30.828	122.04%	152.61%
K18	32.903	41.598	24.416	30.869	120.87%	152.82%
K19	33.237	44.101	24.665	32.726	122.10%	162.01%
K20	33.250	46.825	24.674	34.748	122.15%	172.02%
K21	33.097	50.299	24.561	37.326	121.59%	184.78%
Máximos	36.049	50.299	26.752	37.326	132.43%	184.78%
YDMmin (%) ítem 4.13.2.4					243.43%	243.43%
YDMmin (%) > YDMmin (%) en UX y UY					OK	OK

Tabla 52. Tabla de deformaciones máximas absolutas por corte en los dispositivos de aislación, en el límite inferior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

3.2.16.2.2 Deformaciones Máximas en Aisladores Límite Superior (Upper Bound)

DEFORMACIONES MÁXIMAS ABSOLUTAS EN AISLADORES, LÍMITE SUPERIOR								
SISMO	LIMA 1966		ANCASH 1970		LIMA 1974		MÁXIMOS ABSOLUTOS	
AISLADOR	Desp. Etabs	Desp. Etabs	Desp. Etabs	Desp. Etabs	Desp. Etabs	Desp. Etabs	Desp. Etabs	Desp. Etabs
	UX (m.)	UY (m.)	UX (m.)	UY (m.)	UX (m.)	UY (m.)	UX (m.)	UY (m.)
K1	19.206	-25.243	-17.955	-26.690	26.412	22.640	26.412	26.690
K2	19.431	-23.538	-18.165	-25.625	26.638	22.941	26.638	25.625
K3	19.417	-21.958	-18.149	-24.621	26.615	23.280	26.615	24.621
K4	19.396	-20.393	-18.135	-23.708	26.604	23.589	26.604	23.708
K5	19.424	-18.689	-18.107	-22.744	26.601	23.999	26.601	23.999
K6	19.438	-17.152	-18.116	-21.899	26.614	24.395	26.614	24.395
K7	19.467	15.920	-18.118	-21.186	26.637	24.819	26.637	24.819
K8	19.219	15.505	-17.897	-20.573	26.409	25.299	26.409	25.299
K9	19.311	15.878	-16.600	-20.816	23.747	25.763	23.747	25.763
K10	19.504	16.257	-16.803	-21.536	23.966	25.275	23.966	25.275
K11	19.475	-17.347	-16.779	-22.278	23.931	24.854	23.931	24.854
K12	19.617	15.816	-16.249	-20.896	22.922	25.760	22.922	25.760
K13	19.816	16.240	-16.476	-21.596	23.152	25.279	23.152	25.279
K14	19.769	-17.394	-16.436	-22.337	23.098	24.864	23.098	24.864
K15	19.811	-18.898	-16.475	-23.181	23.146	24.462	23.146	24.462
K16	19.480	-18.847	-16.794	-23.107	23.927	24.448	23.927	24.448
K17	19.469	-20.576	-16.763	-24.041	23.941	23.996	23.941	24.041
K18	19.626	-20.649	-16.308	-24.121	22.956	24.034	22.956	24.121
K19	19.488	-21.922	-16.772	-24.631	23.966	23.305	23.966	24.631
K20	19.492	-23.475	-16.823	-25.572	23.958	22.929	23.958	25.572
K21	19.334	-25.040	-16.607	-26.521	23.739	22.611	23.739	26.521
Máximos							26.638	26.690
DTMmax (cm.)	ítem 4.13.2.2						33.847	33.847
DTMmax (cm.) > Deformación máxima absoluta							OK	OK

Tabla 53. Tabla de deformaciones máximas absolutas en los dispositivos de aislación, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

DEFORMACIONES MÁXIMAS ABSOLUTAS POR CORTE EN AISLADORES, LÍMITE SUPERIOR						
AISLADOR	Desp. Real (DTMmax)		Desp. Real (DMmax)		Deformación por corte	
	MÁXIMOS ABSOLUTOS		Desp. Etabs *		(Desp. Real (DMmax))/hr	
	Desp. Etabs	Desp. Etabs	(DMmax/DTMmax)			
	UX (m.)	UY (m.)	UX (m.)	UY (m.)	YDMmax en UX (%)	YDMmax en UY (%)
K1	26.412	26.690	19.613	19.820	97.10%	98.12%
K2	26.638	25.625	19.782	19.029	97.93%	94.20%
K3	26.615	24.621	19.764	18.284	97.84%	90.51%
K4	26.604	23.708	19.756	17.605	97.80%	87.16%
K5	26.601	23.999	19.754	17.821	97.79%	88.22%
K6	26.614	24.395	19.764	18.116	97.84%	89.68%
K7	26.637	24.819	19.780	18.430	97.92%	91.24%
K8	26.409	25.299	19.611	18.787	97.09%	93.00%
K9	23.747	25.763	17.634	19.132	87.30%	94.71%
K10	23.966	25.275	17.798	18.769	88.11%	92.92%
K11	23.931	24.854	17.771	18.457	87.97%	91.37%
K12	22.922	25.760	17.022	19.129	84.27%	94.70%
K13	23.152	25.279	17.193	18.772	85.11%	92.93%
K14	23.098	24.864	17.153	18.464	84.91%	91.40%
K15	23.146	24.462	17.189	18.166	85.09%	89.93%
K16	23.927	24.448	17.769	18.155	87.96%	89.88%
K17	23.941	24.041	17.779	17.853	88.01%	88.38%
K18	22.956	24.121	17.047	17.912	84.39%	88.67%
K19	23.966	24.631	17.797	18.291	88.11%	90.55%
K20	23.958	25.572	17.791	18.990	88.07%	94.01%
K21	23.739	26.521	17.629	19.694	87.27%	97.50%
Máximos	26.638	26.690	19.782	19.820	97.93%	98.12%
YDMmax (%) ítem 4.13.2.4					124.24%	124.24%
YDMmax (%) > YDMmax (%) en UX y UY					OK	OK

Tabla 54. Tabla de deformaciones máximas absolutas por corte en los dispositivos de aislación, en el límite superior, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

3.2.16.3 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE LOS AISLADORES CON MAYORES DEFORMACIONES

A continuación se presenta el comportamiento histerético de los aisladores con mayores deformaciones (desplazamientos), tanto para el límite inferior, como para el límite superior, los cuales se representan mediante una gráfica de desplazamientos vs fuerzas cortantes en el aislador, en cada instante de tiempo, debido a una aceleración propia de un movimiento de terreno (registro sísmico), verificando cómo se comporta el elemento (aislador) en el rango no lineal, para la dirección U2 (X) y U3 (Y), según corresponda.

En relación a la nomenclatura para cada aislador mostrada en la Figura 108, se expone que los aisladores K7 y K21, tienen las deformaciones mayores en dirección U2 y U3, respectivamente, en el límite inferior (Lower Bound), de acuerdo a la Tabla 51; y los aisladores K2 y K1, presentan las mayores deformaciones en la dirección U2 y U3, correspondientemente, en el límite superior (Upper Bound), en contraste con la Tabla 53, por lo tanto se presentará tres lasos histeréticos (un laso por cada par de movimientos de terreno ajustado) para cada uno de estos 4 aisladores, según la dirección con mayor deformación que les corresponda.

Los lasos histeréticos de estos aisladores para cada par de movimientos del terreno, deberán tener la misma tendencia del comportamiento bilineal de los ciclos histeréticos que se construyeron en el ítem 3.2.13.2.6, para el límite inferior y límite superior.

3.2.16.3.1 Comportamiento Histerético de los Aisladores con Mayores Deformaciones, Para el Límite Inferior (Lower Bound)

- **Dirección U2:**

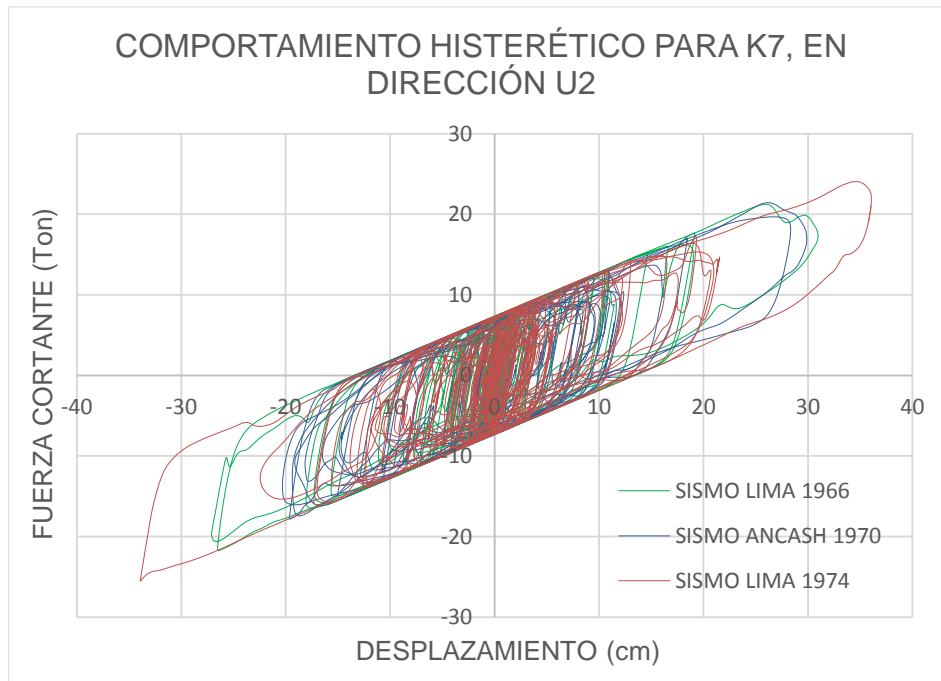


Figura 130. Comportamiento histerético del aislador K7, en la dirección U2, para cada uno de los pares de movimientos de terreno, en el límite inferior.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de Modelo matemático en Etabs V16).

VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS PARA EL DESPLAZAMIENTO Y FUERZA CORTANTE EN EL AISLADOR K7, EN DIRECCIÓN U2, EN EL LÍMITE INFERIOR						
SISMO	LIMA 1966		ANCASH 1970		LIMA 1974	
	Desplaz. (cm)	Fuerza Cortante (Ton)	Desplaz. (cm)	Fuerza Cortante (Ton)	Desplaz. (cm)	Fuerza Cortante (Ton)
Máx.	30.964	21.192	29.889	21.444	36.049	24.035
Mín.	-27.094	-21.733	-20.308	-17.834	-33.925	-25.511

Tabla 55. Valores máximos y mínimos para el desplazamiento y fuerza cortante en el ciclo histerético del aislador K7, en dirección U2, en el límite inferior.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

- **Dirección U3:**

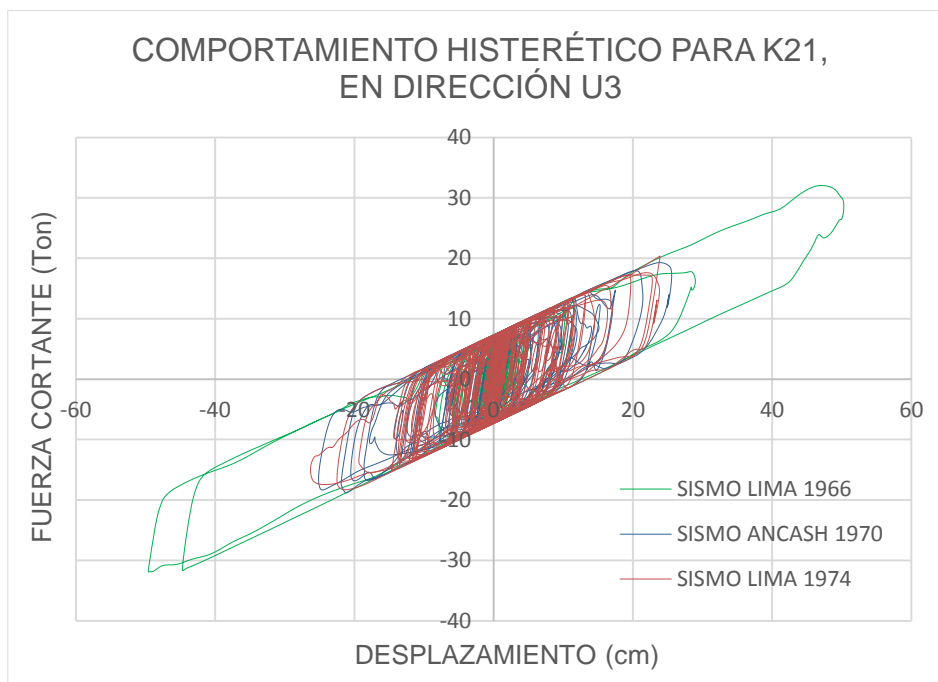


Figura 131. Comportamiento histerético del aislador K21, en la dirección U3, para cada uno de los pares de movimientos de terreno, en el límite inferior.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de Modelo matemático en Etabs V16).

VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS PARA EL DESPLAZAMIENTO Y FUERZA CORTANTE EN EL AISLADOR K21, EN DIRECCIÓN U3, EN EL LÍMITE INFERIOR						
SISMO	LIMA 1966		ANCASH 1970		LIMA 1974	
	Desplaz. (cm)	Fuerza Cortante (Ton)	Desplaz. (cm)	Fuerza Cortante (Ton)	Desplaz. (cm)	Fuerza Cortante (Ton)
Máx.	50.299	32.031	25.570	19.293	23.912	20.367
Mín.	-49.572	-31.875	-25.125	-18.819	-26.279	-18.279

Tabla 56. Valores máximos y mínimos para el desplazamiento y fuerza cortante en el ciclo histerético del aislador K21, en dirección U3, en el límite inferior.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

3.2.16.3.2 Comportamiento Histerético de los Aisladores con Mayores Deformaciones, Para el Límite Superior (Upper Bound)

- **Dirección U2:**

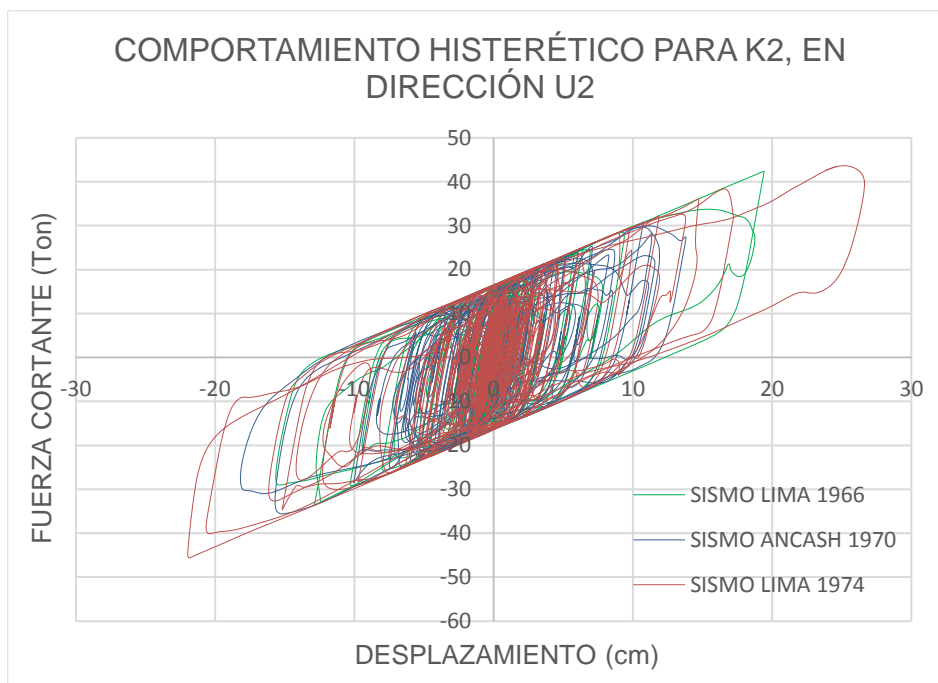


Figura 132. Comportamiento histerético del aislador K2, en la dirección U2, para cada uno de los pares de movimientos de terreno, en el límite superior.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de Modelo matemático en Etabs V16).

VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS PARA EL DESPLAZAMIENTO Y FUERZA CORTANTE EN EL AISLADOR K2, EN DIRECCIÓN U2, EN EL LÍMITE SUPERIOR						
SISMO	LIMA 1966		ANCASH 1970		LIMA 1974	
	Desplaz. (cm)	Fuerza Cortante (Ton)	Desplaz. (cm)	Fuerza Cortante (Ton)	Desplaz. (cm)	Fuerza Cortante (Ton)
Máx.	19.431	42.334	13.813	30.718	26.638	43.616
Mín.	-15.632	-33.593	-18.165	-35.562	-21.962	-45.616

Tabla 57. Valores máximos y mínimos para el desplazamiento y fuerza cortante en el ciclo histerético del aislador K2, en dirección U2, en el límite superior.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

- **Dirección U3:**

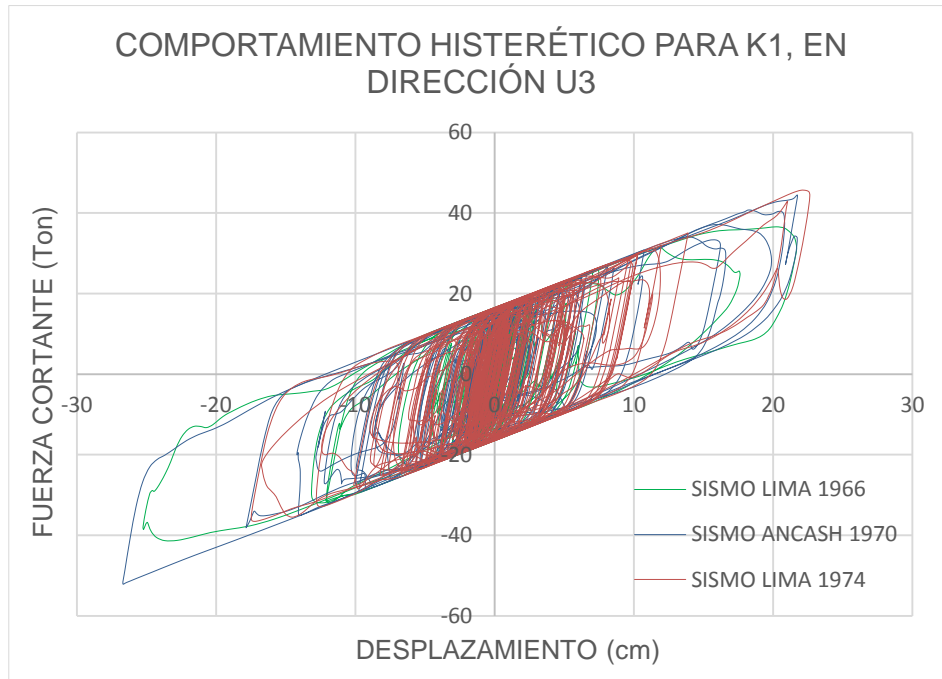


Figura 133. Comportamiento histerético del aislador K1, en la dirección U3, para cada uno de los pares de movimientos de terreno, en el límite superior.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de Modelo matemático en Etabs V16).

VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS PARA EL DESPLAZAMIENTO Y FUERZA CORTANTE EN EL AISLADOR K1, EN DIRECCIÓN U3, EN EL LÍMITE SUPERIOR						
SISMO	LIMA 1966		ANCASH 1970		LIMA 1974	
	Desplaz. (cm)	Fuerza Cortante (Ton)	Desplaz. (cm)	Fuerza Cortante (Ton)	Desplaz. (cm)	Fuerza Cortante (Ton)
Máx.	21.688	36.584	21.746	44.499	22.640	45.650
Mín.	-25.243	-41.339	-26.690	-52.001	-17.453	-36.547

Tabla 58. Valores máximos y mínimos para el desplazamiento y fuerza cortante en el ciclo histerético del aislador K1, en dirección U3, en el límite superior.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

3.2.16.4 ESFUERZOS Y DEFORMACIONES AXIALES EN AISLADORES

- En este punto se presenta las fuerzas (esfuerzos axiales en el aislador) hacia abajo, de la edificación, que actúan en cada unidad de aislación sísmica (en cada aislador), estas fuerzas estarán supeditadas a la combinación de cargas:

$$\textit{Combinación fuerza hacia abajo} = 1.5CM + 1CV + S_{MCE}$$

Donde **CM**, es la carga muerta de la edificación, **CV**, la carga viva y **S_{MCE}** es el sismo considerado máximo.

- Señalaremos también las deformaciones axiales que sufren los aisladores, a las cuales se les denomina “**levantamiento**”, cuyo valor debería ser mínimo, casi despreciable, para cumplir con los estándares de seguridad de cada unidad de aislación, este efecto dependerá de la siguiente combinación.

$$\textit{Combinación para el levantamiento} = 0.8CM - S_{MCE}$$

Donde **CM**, es la carga muerta de la edificación, y **S_{MCE}** es el sismo considerado máximo.

- La demanda sísmica total para el sismo considerado máximo **S_{MCE}**, es la aceleración del suelo, debido a cada par de movimientos del terreno, utilizado en los casos historia de respuesta, tomando como valor de interés para esfuerzos y deformaciones el máximo resultado absoluto obtenido de cada uno de los 3 pares de registros sísmicos, para cada combinación de carga según sea el caso. Estos esfuerzos y deformaciones se verifican para el límite superior y límite inferior.

3.2.16.4.1 Esfuerzos y Deformaciones Axiales en los Aisladores, Para el
Límite Inferior (Lower Bound)

ESFUERZOS AXIALES EN LOS AISLADORES, LÍMITE INFERIOR				
SISMO	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	FUERZA PREDOMINANTE
AISLADOR	FUERZA	FUERZA	FUERZA	KN
	KN	KN	KN	
K1	-2702.782	-2584.392	-2883.225	-2883.225
K2	-2651.106	-2489.796	-2456.009	-2651.106
K3	-2717.546	-2577.425	-2545.211	-2717.546
K4	-3191.757	-3030.402	-3024.524	-3191.757
K5	-3143.530	-3047.687	-2988.648	-3143.530
K6	-2610.525	-2490.623	-2481.516	-2610.525
K7	-2465.586	-2367.076	-2384.822	-2465.586
K8	-2623.559	-2863.929	-2630.311	-2863.929
K9	-2453.848	-2661.100	-2345.782	-2661.100
K10	-2349.887	-2261.482	-2214.711	-2349.887
K11	-2409.072	-2285.943	-2237.814	-2409.072
K12	-1374.163	-1532.402	-1679.512	-1679.512
K13	-1617.794	-1641.918	-1734.036	-1734.036
K14	-1646.617	-1664.701	-1723.837	-1723.837
K15	-1720.215	-1732.044	-1721.072	-1732.044
K16	-2601.125	-2400.414	-2384.104	-2601.125
K17	-2655.703	-2446.655	-2405.905	-2655.703
K18	-1949.396	-2020.211	-1954.793	-2020.211
K19	-2341.077	-2319.573	-2221.074	-2341.077
K20	-2543.228	-2493.868	-2390.244	-2543.228
K21	-2692.769	-2820.483	-2843.076	-2843.076
Máximos	-1374.163	-1532.402	-1679.512	-1679.512
Mínimos	-3191.757	-3047.687	-3024.524	-3191.757

Tabla 59. Esfuerzos axiales (fuerza hacia abajo) en los aisladores, en el límite inferior.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

DEFORMACIONES AXIALES EN LOS AISLADORES, LÍMITE INFERIOR				
SISMO	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	LEVANTAMIENTO PREDOMINANTE
AISLADOR	LEVANT.	LEVANT.	LEVANT.	
	mm	mm	mm	
K1	-0.850	-0.752	-0.842	-0.850
K2	-0.722	-0.702	-0.645	-0.722
K3	-0.688	-0.685	-0.638	-0.688
K4	-0.765	-0.771	-0.743	-0.771
K5	-0.741	-0.759	-0.746	-0.759
K6	-0.616	-0.616	-0.628	-0.628
K7	-0.582	-0.592	-0.614	-0.614
K8	-0.787	-0.804	-0.860	-0.860
K9	-0.662	-0.669	-0.732	-0.732
K10	-0.507	-0.526	-0.549	-0.549
K11	-0.518	-0.526	-0.548	-0.548
K12	-0.673	-0.576	-0.551	-0.673
K13	-0.669	-0.614	-0.557	-0.669
K14	-0.715	-0.610	-0.583	-0.715
K15	-0.758	-0.636	-0.601	-0.758
K16	-0.569	-0.559	-0.582	-0.582
K17	-0.625	-0.599	-0.597	-0.625
K18	-0.876	-0.758	-0.677	-0.876
K19	-0.627	-0.570	-0.573	-0.627
K20	-0.740	-0.655	-0.655	-0.740
K21	-0.755	-0.881	-0.816	-0.881
Máximos	-0.507	-0.526	-0.548	-0.548
Mínimos	-0.876	-0.881	-0.860	-0.881

Tabla 60. Deformaciones axiales (levantamiento) en los aisladores, en el límite inferior.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

3.2.16.4.2 Esfuerzos y Deformaciones Axiales en los Aisladores, Para el Límite Superior (Upper Bound)

ESFUERZOS AXIALES EN LOS AISLADORES, LÍMITE SUPERIOR				
SISMO	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	FUERZA PREDOMINANTE
AISLADOR	FUERZA	FUERZA	FUERZA	KN
	KN	KN	KN	
K1	-3733.614	-3307.270	-3595.555	-3733.614
K2	-2956.082	-3086.058	-3039.007	-3086.058
K3	-3003.543	-3056.160	-3080.286	-3080.286
K4	-3487.648	-3516.218	-3488.789	-3516.218
K5	-3419.664	-3556.103	-3470.646	-3556.103
K6	-3019.287	-3044.245	-2922.165	-3044.245
K7	-2939.174	-2873.097	-2861.424	-2939.174
K8	-3361.335	-3740.885	-3280.765	-3740.885
K9	-2839.415	-3152.351	-2891.207	-3152.351
K10	-2671.277	-2813.371	-2545.398	-2813.371
K11	-2670.080	-2883.509	-2585.909	-2883.509
K12	-2291.806	-2411.875	-3203.740	-3203.740
K13	-2079.472	-2750.505	-2711.902	-2750.505
K14	-2101.364	-2631.221	-2792.733	-2792.733
K15	-2194.436	-2758.719	-2848.498	-2848.498
K16	-2878.035	-3009.953	-2785.123	-3009.953
K17	-2879.772	-3107.690	-2862.271	-3107.690
K18	-2660.903	-3376.194	-3021.433	-3376.194
K19	-2518.872	-2830.456	-2642.383	-2830.456
K20	-2843.509	-3225.261	-3005.998	-3225.261
K21	-3376.186	-3770.830	-4146.825	-4146.825
Máximos	-2079.472	-2411.875	-2545.398	-2750.505
Mínimos	-3733.614	-3770.830	-4146.825	-4146.825

Tabla 61. Esfuerzos axiales (fuerza hacia abajo) en los aisladores, en el límite superior.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

DEFORMACIONES AXIALES EN LOS AISLADORES, LÍMITE SUPERIOR				
SISMO	LIMA 1966	ANCASH 1970	LIMA 1974	LEVANTAMIENTO PREDOMINANTE
AISLADOR	LEVANT.	LEVANT.	LEVANT.	
	mm	mm	mm	
K1	-1.249	-1.203	-1.461	-1.461
K2	-0.795	-1.043	-0.870	-1.043
K3	-0.797	-0.993	-0.884	-0.993
K4	-0.904	-1.037	-1.000	-1.037
K5	-0.845	-0.997	-0.976	-0.997
K6	-0.735	-0.843	-0.861	-0.861
K7	-0.736	-0.840	-0.863	-0.863
K8	-1.041	-1.220	-1.281	-1.281
K9	-0.891	-1.001	-1.032	-1.032
K10	-0.611	-0.733	-0.799	-0.799
K11	-0.622	-0.727	-0.793	-0.793
K12	-1.241	-1.026	-0.985	-1.241
K13	-0.984	-1.113	-0.860	-1.113
K14	-0.987	-1.115	-0.911	-1.115
K15	-0.974	-1.124	-0.962	-1.124
K16	-0.680	-0.765	-0.844	-0.844
K17	-0.715	-0.878	-0.877	-0.878
K18	-1.169	-1.355	-1.175	-1.355
K19	-0.717	-0.730	-0.739	-0.739
K20	-0.867	-0.866	-0.886	-0.886
K21	-1.158	-1.335	-1.199	-1.335
Máximos	-0.611	-0.727	-0.739	-0.739
Mínimos	-1.249	-1.355	-1.461	-1.461

Tabla 62. Deformaciones axiales (levantamiento) en los aisladores, en el límite superior.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

3.2.17 RESUMEN COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS POR EL MÉTODO DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE Y EL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA NO LINEAL RÁPIDO (FNA)

Parámetros de interés	Método de la Fuerza lateral equivalente		Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA)	
	Lower Bound	Upper Bound	Lower Bound	Upper Bound
Desplaz. Máx. Real, en X, Nivel 5 (cm)	55.964	34.134	39.109	30.417
Desplaz. Máx. Real, en X, Nivel 4 (cm)	55.560	33.418	38.958	30.138
Desplaz. Máx. Real, en X, Nivel 3 (cm)	54.802	32.120	38.681	29.615
Desplaz. Máx. Real, en X, Nivel 2 (cm)	53.712	30.328	38.226	28.928
Desplaz. Máx. Real, en X, Nivel 1 (cm)	52.384	28.228	37.588	28.124
Desplaz. Máx. Real, en X, Nivel 1' (cm)	51.182	26.444	36.829	27.223
Desplaz. Máx. Real en Y, Nivel 5 (cm)	57.278	34.542	53.352	32.490
Desplaz. Máx. Real en Y, Nivel 4 (cm)	56.762	33.656	53.135	32.036
Desplaz. Máx. Real en Y, Nivel 3 (cm)	55.984	32.34	52.779	31.314
Desplaz. Máx. Real en Y, Nivel 2 (cm)	54.992	30.714	52.263	30.345
Desplaz. Máx. Real en Y, Nivel 1 (cm)	53.884	28.958	51.573	29.110
Desplaz. Máx. Real en Y, Nivel 1' (cm)	53.120	27.452	51.065	27.889
Deriva. Máx. en X, Nivel 5	0.0012	0.0022	0.0005	0.0009
Deriva. Máx. en X, Nivel 4	0.0023	0.0040	0.0009	0.0016
Deriva. Máx. en X, Nivel 3	0.0034	0.0055	0.0014	0.0021
Deriva. Máx. en X, Nivel 2	0.0041	0.0065	0.0020	0.0025
Deriva. Máx. en X, Nivel 1	0.0037	0.0055	0.0023	0.0028
Deriva. Máx. en Y, Nivel 5	0.0016	0.0027	0.0007	0.0014
Deriva. Máx. en Y, Nivel 4	0.0024	0.0040	0.0011	0.0022
Deriva. Máx. en Y, Nivel 3	0.0031	0.0050	0.0016	0.0030
Deriva. Máx. en Y, Nivel 2	0.0034	0.0054	0.0021	0.0038
Deriva. Máx. en Y, Nivel 1	0.0024	0.0046	0.0016	0.0038

Tabla 63. Tabla comparativa de resultados obtenidos para la edificación, mediante el “Método de la Fuerza lateral equivalente” y el “Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA)”

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

Parámetros de interés	Método de la Fuerza lateral equivalente		Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA)	
	Lower Bound	Upper Bound	Lower Bound	Upper Bound
Deformación Máx. en el aislador, en X (m)	0.507	0.260	0.360	0.266
Deformación Máx. en el aislador, en Y (m)	0.525	0.268	0.503	0.267
Deformación Máx. por Corte en el aislador, en X (%)	186.16%	95.40%	132.43%	97.93%
Deformación Máx. por Corte en el aislador, en Y (%)	192.73%	98.48%	184.78%	98.12%
Esfuerzo Axial Máx. en el aislador (KN)	456.414	1794.352	-1679.512	-2750.505
Esfuerzo Axial Min. en el aislador (KN)	-3180.673	-4658.877	-3191.757	-4146.825
Levantamiento Máx. en el aislador (mm)	1.028	1.686	-0.548	-0.739
Levantamiento Min. en el aislador (mm)	-1.394	-1.990	-0.881	-1.461

Tabla 64. Tabla comparativa de resultados obtenidos para los dispositivos de aislación, mediante el “Método de la Fuerza lateral equivalente” y el “Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA)”

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

3.2.18 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUB ESTRUCTURA

La cimentación de la edificación por estar debajo del sistema de aislación, deberá analizarse y diseñarse a nivel de demanda sísmica, con el sismo considerado máximo SMCE, sin considerar el factor de reducción $R_{ASCE,aislado}$, según lo estipulado en el código ASCE/SEI 7-16. En el ítem 3.2.13.3, se presenta el cálculo de las fuerzas distribuidas en altura para el SMCE, en el límite inferior y límite superior, pero estas fuerzas que conforman la demanda sísmica están afectadas desde el inicio del cálculo por el por $R_{ASCE,aislado}$, que es igual a 2; es por ello que para analizar y diseñar la cimentación y todos los elementos por debajo del sistema de aislación (pedestales), en nuestro modelo matemático se creó una combinación de carga con estas fuerzas, pero afectándolas por un coeficiente de amplificación de 2, tomando como límite más crítico el límite superior (Upper Bound), pues en este límite se obtiene los mayores esfuerzos para ejecutar el diseño de los elementos, de acuerdo a las combinaciones presentadas en la NTP: E.060, (se verifica lo antes mencionado contrastando las fuerzas distribuidas en altura para el límite inferior y límite superior en el ítem 3.2.13.3, en el límite superior se tienen fuerzas distribuidas en altura mayores a las fuerzas distribuidas en altura para el límite inferior).

3.2.18.1 ESTRUCTURACIÓN PARA LA CIMENTACIÓN

En la edificación con sistema de aislación, por debajo de la losa del nivel +0.40, se encuentran los dispositivos de aislación sísmica, a un nivel de -1.66, con una altura de 0.42m, anclados en pedestales de 0.95m x 0.95m; estos dispositivos para su funcionamiento, anclaje, revisión y mantenimiento, necesitan incluir un nivel adicional a la edificación a modo de sótano, cuya altura libre es 2.40m, tomado desde el nivel -2.40, teniendo como referencia el

NTN que es +0.00, entonces para contener la fuerza del empuje del suelo en los límites de todo el perímetro del edificio, se proyectó unos muros de sótano de espesor 0.30m, los cuales se cimentarán en conjunto con todos los elementos de la estructura aislada, a modo de zapatas corridas, se puede revisar los planos estructurales del Anexo 2, para un mejor entendimiento.

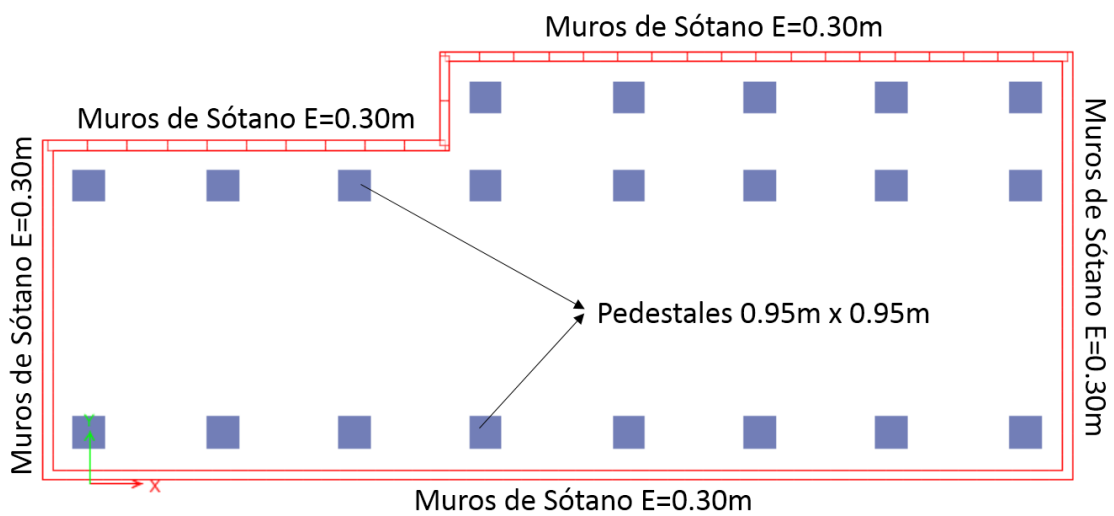


Figura 134. Pedestales y muros de sótano en el modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”, preparado para el análisis de la cimentación.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

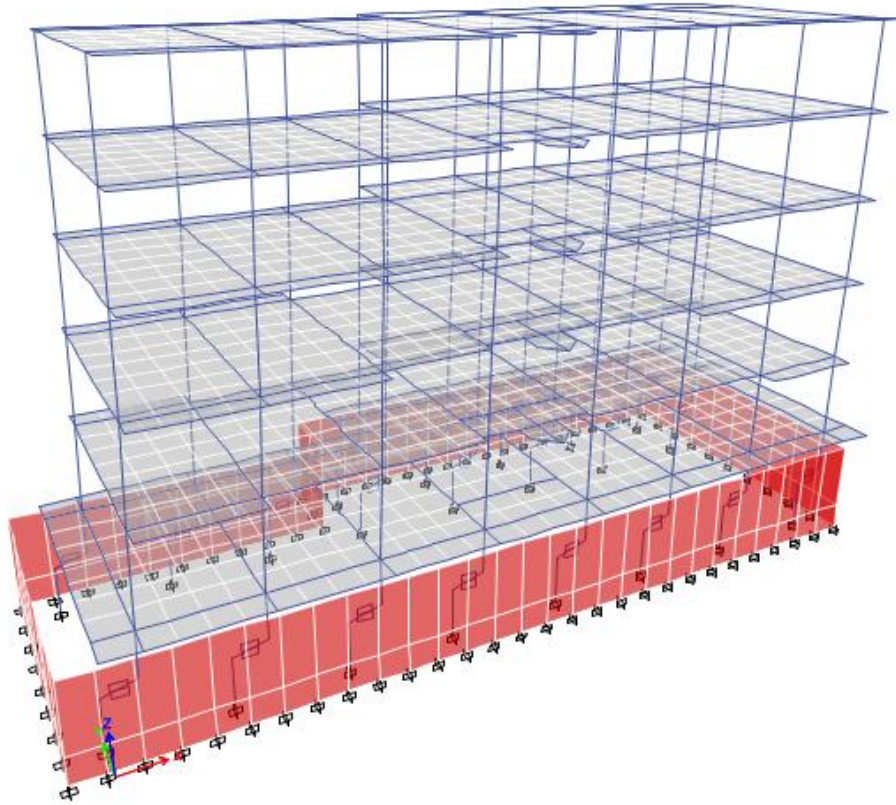


Figura 135. Modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”, preparado para el análisis de la cimentación, con sistemas de protección sísmica en funcionamiento, con parámetros lineales, en el límite superior.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

- Para la cimentación de la estructura, se utilizaron zapatas corridas, zapatas combinadas y zapatas conectadas con vigas de cimentación de 60cm x 90cm. Para la modelación estructural se empleó el Software Safe V. 2016. El método utilizado es el método de elementos finitos. Las Zapatas se analizaron para un peralte de 1.00m en general, todas las zapatas se apoyan directamente en el terreno, con un solado de 0.10m, el fondo de la zapata o altura de desplante está a -4.40, medido desde el 0.00 del nivel de terreno natural.

3.2.18.2 DATOS PARA EL ANÁLISIS

- Altura de Desplante = -4.40m, medidos desde el NTN.
- Capacidad portante del Terreno en general = 2.00kg/cm^2 , para una altura de desplante de 4.40, medido desde el fondo de la zapata.
- Módulo de Balasto para Zapatas (Dato para Safe V. 2016)= 4.00kg/cm^3
- Concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$ para todos los elementos de cimentación.
- Densidad del Terreno = $\gamma 1.60\text{ Tn/m}^3$

3.2.18.3 CARGAS PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

- Para el caso de carga viva y carga muerta se emplearon las mismas cargas señaladas líneas arriba en el ítem, 3.1.7.
- Para el diseño de los elementos estructurales se utilizaran las combinaciones de carga señaladas a continuación, y todo lo estipulado en el ítem 3.1.8.

$$U = 1.4\text{CM} + 1.7\text{CV}$$

$$U = 1.25 (\text{CM}+\text{CV}) \pm \text{CS}$$

$$U = 0.9\text{CM} \pm \text{CS}$$

$$U = 1.4\text{CM} + 1.7\text{CV} + 1.7\text{CE}$$

$$U = 0.9\text{CM} + 1.7\text{CE}$$

Donde CM es la carga muerta, CV la carga viva, CS la carga correspondiente al sismo y CE, la carga debido al empuje del terreno en los muros sótano.

3.2.18.4 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS

- Para el análisis de la cimentación se adicionara como caso de carga, la carga producida por el peso del suelo de relleno, en el interior, obtenido de la multiplicación de la altura de relleno con el peso específico del terreno; teniendo como peso de relleno, encima de la zapata con peralte de 1.00m, una carga distribuida de 1.60Tn/m².
- Se añadirá como caso de carga, el empuje activo y empuje pasivo de los suelos, a modo de carga muerta lateral, que afectan a los muros de sótano; el empuje activo es una carga triangular distribuida con un valor máximo a -3.55m, de 2.84Tn/m², y el empuje pasivo también es una carga distribuida triangular con un valor máximo a -1.00m, de 0.80Tn/m².
- En la edificación, para el análisis se tendrá que realizar 5 combinaciones, con ellas se verifica la presión en el terreno, para concluir si las dimensiones optadas para las zapatas son las adecuadas.

$$\text{VERIFICACIÓN 1} = \text{CM} + \text{CV} + \text{CS} + \text{CE}$$

$$\text{VERIFICACIÓN 2} = \text{CM} + \text{CV} + \text{CS} + \text{CE} + 0.8\text{SX}$$

$$\text{VERIFICACIÓN 3} = \text{CM} + \text{CV} + \text{CS} + \text{CE} - 0.8\text{SX}$$

$$\text{VERIFICACIÓN 4} = \text{CM} + \text{CV} + \text{CS} + \text{CE} + 0.8\text{SY}$$

$$\text{VERIFICACIÓN 5} = \text{CM} + \text{CV} + \text{CS} + \text{CE} - 0.8\text{SY}$$

- Donde, CM es la carga debido al peso propio y las cargas permanentes asignadas, CV es la carga viva, CS es la carga debido al suelo de relleno, CE es la carga debido al empuje lateral de los suelos, empuje

activo y empuje pasivo en la dirección que corresponda, y S es la carga de sismo.

- Las Cargas eventuales debido al sismo S , serán transmitidas a la cimentación, las cuales son la obtenidas mediante el método de las Fuerzas Laterales Equivalentes, en el ítem 3.2.13.3.2, amplificadas por un factor de 2, tal como se describe en el ítem 3.2.18, para el límite superior (con este límite se obtienen esfuerzos mayores en los elementos estructurales, pues para el límite inferior, la demanda sísmica es menor).
- Las Cargas Eventuales S , se reducirán hasta un 80%, y las cargas gravitacionales no presentarán factor de amplificación.

	Peso Tn	Altura hx (m)	$w_x h^k$	Coficiente C_{vx}	Fuerza KN
Story5	249.40	20.05	49125.11	0.2779	1269.87
Story4	385.23	16.8	55562.66	0.3143	1436.28
Story3	385.23	13.55	38041.68	0.2152	983.37
Story2	373.06	10.3	22722.26	0.1285	587.37
Story1	362.68	7.05	11326.29	0.0641	292.78
Total			176778.00		4569.67
Nivel Base					575.50

Tabla 65. Tabla de fuerzas laterales equivalentes, en el límite superior, para la dirección X e Y, en el modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”, utilizadas para el análisis de la cimentación, cuyos valores en el modelo matemático se afectan por un coeficiente de amplificación de 2.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

3.2.18.5 PRESIONES DE VERIFICACIÓN

- La presión ejercida por las zapatas en el terreno, no deberán ser mayores a la capacidad portante del suelo, de lo contrario estas deberán tener mayor dimensión.
- Las cargas de servicio correspondientes a la combinación VERIFICACIÓN 1, se verificarán para no sobrepasar la capacidad portante del suelo.
- Para las cargas eventuales, incluidas en las combinaciones VERIFICACIÓN 2, 3, 4 y 5, se verificarán para no sobrepasar la capacidad portante del suelo aumentado en un 30%. Art. 15.2.4. NTE: E.060.

3.2.18.6 CIMENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

VISTA 3D

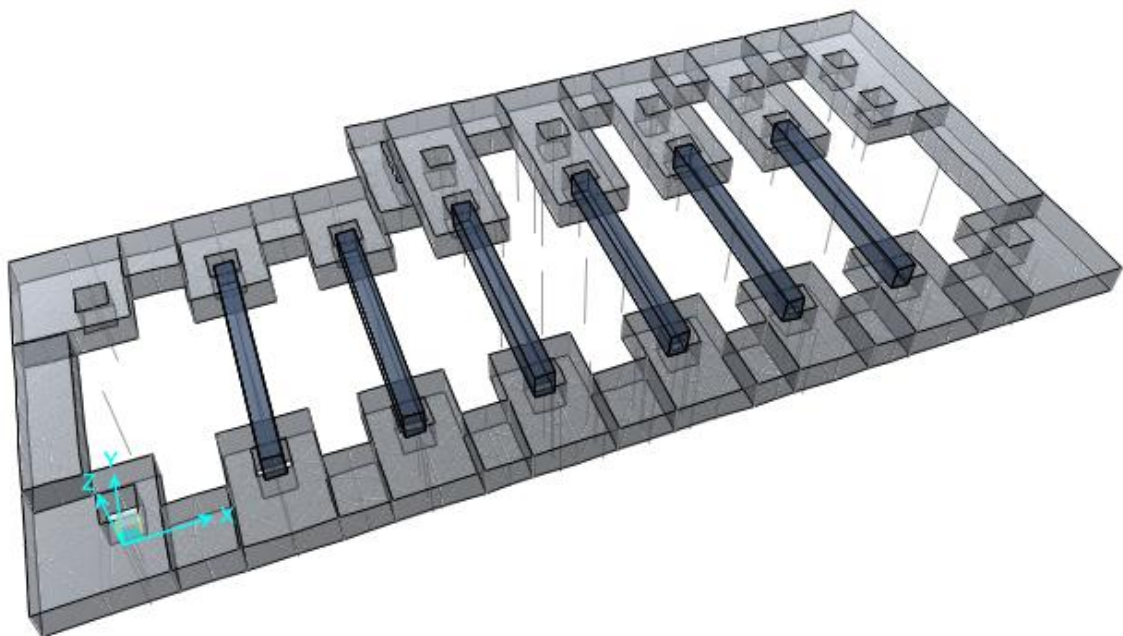


Figura 136. Vista 3D, modelo de la cimentación, del modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

VISTA EN PLANTA

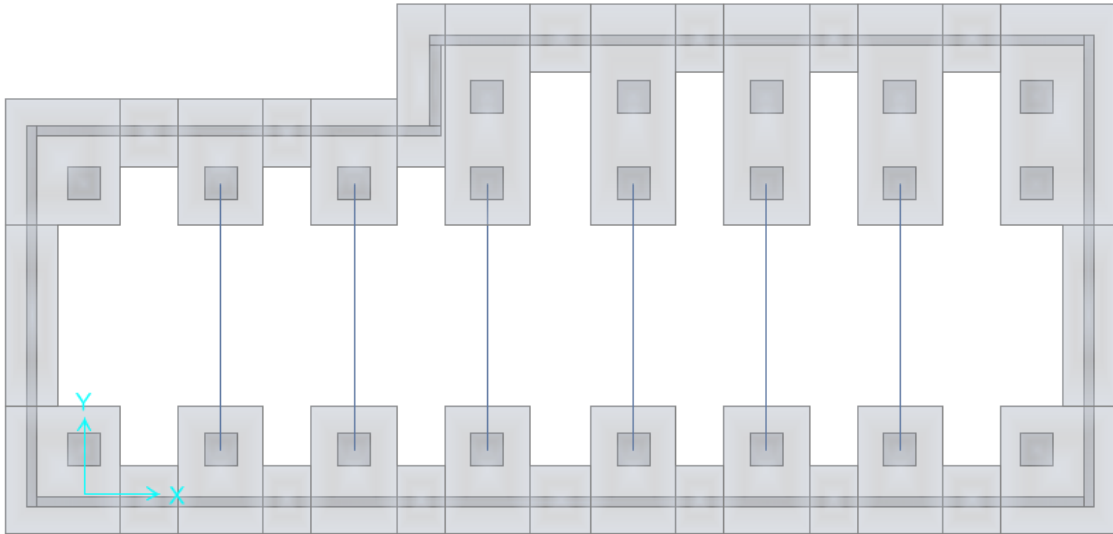


Figura 137. Vista 3D, modelo de la cimentación, del modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

CARGAS MUERTAS IMPUESTAS

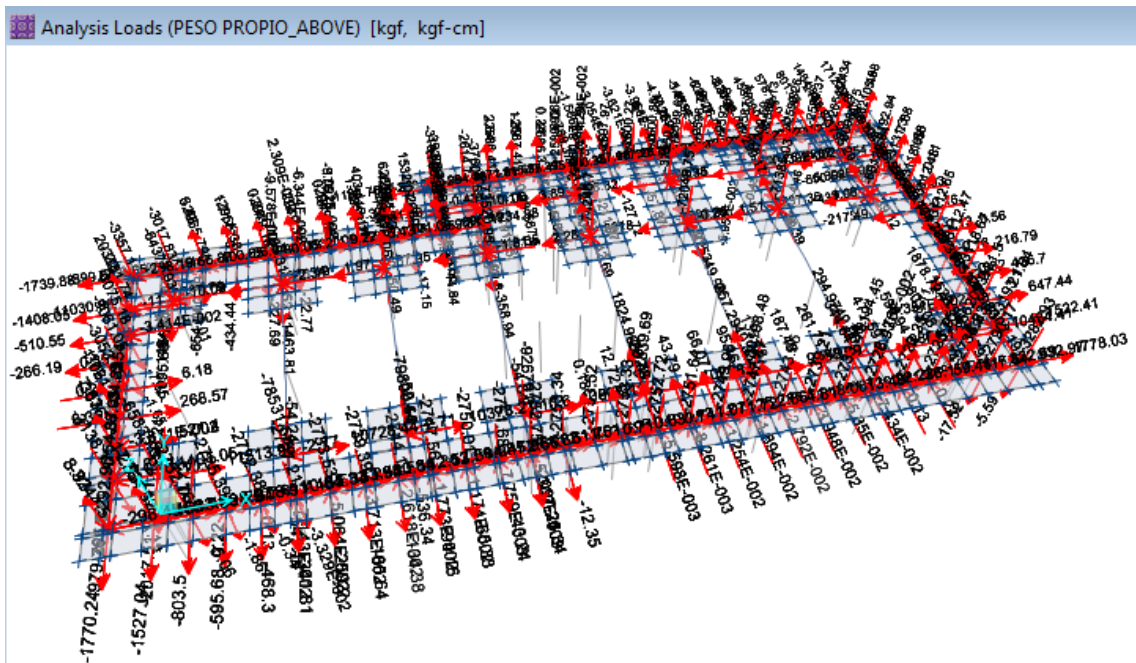


Figura 138. Cargas muertas impuestas al modelo de la cimentación, del modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

CARGAS VIVAS IMPUESTAS

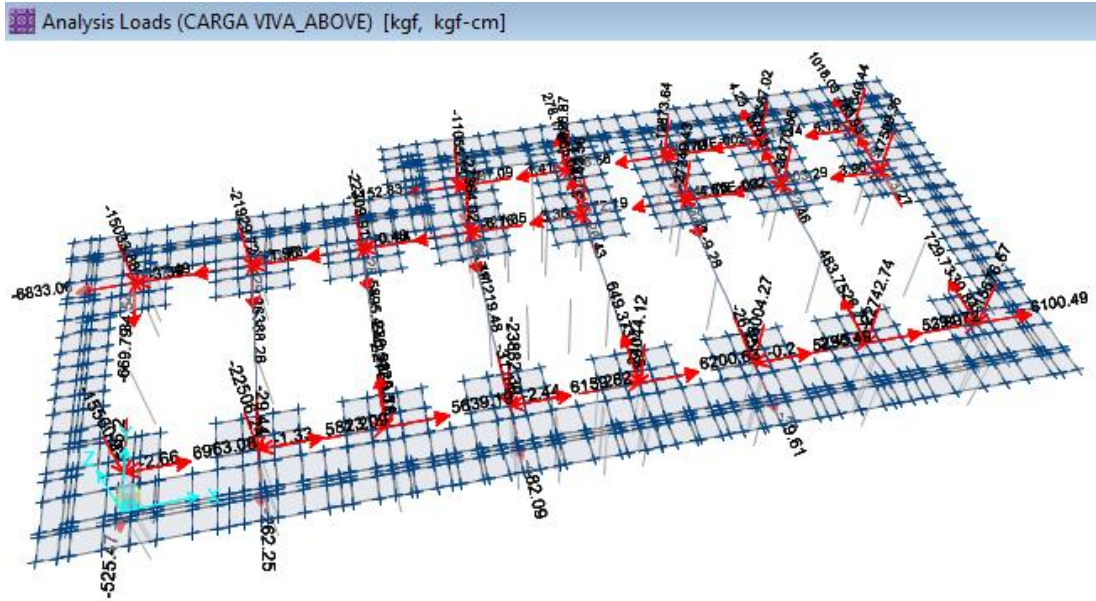


Figura 139. Cargas vivas impuestas al modelo de la cimentación, del modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

3.2.18.7 VERIFICACIÓN DE LA PRESIÓN ADMISIBLE

Las zapatas transmitirán una presión al terreno, ejercida por las cargas impuestas de la estructura, las cuales para cargas de servicio no deberán exceder a 2.00kg/cm², y para combinaciones con cargas eventuales no excederán a 2.60kg/cm².

PRESIONES EN EL TERRENO					
COMBINACIONES DE CARGA	PRESION MÁXIMA (kg/cm ²)	PRESIÓN ADMISIBLE SERVICIO (kg/cm ²)		PRESIÓN ADMISIBLE CARGA EVENTUAL (kg/cm ²)	
VERIFICACIÓN 1	1.759	2.000	OK.		
VERIFICACIÓN 2	2.130			2.600	OK.
VERIFICACIÓN 3	2.023			2.600	OK.
VERIFICACIÓN 4	2.481			2.600	OK.
VERIFICACIÓN 5	2.534			2.600	OK.

Tabla 66. Tabla de presiones ejercidas al terreno, mediante las zapatas del modelo aislado del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Safe V16).

VERIFICACIÓN 1

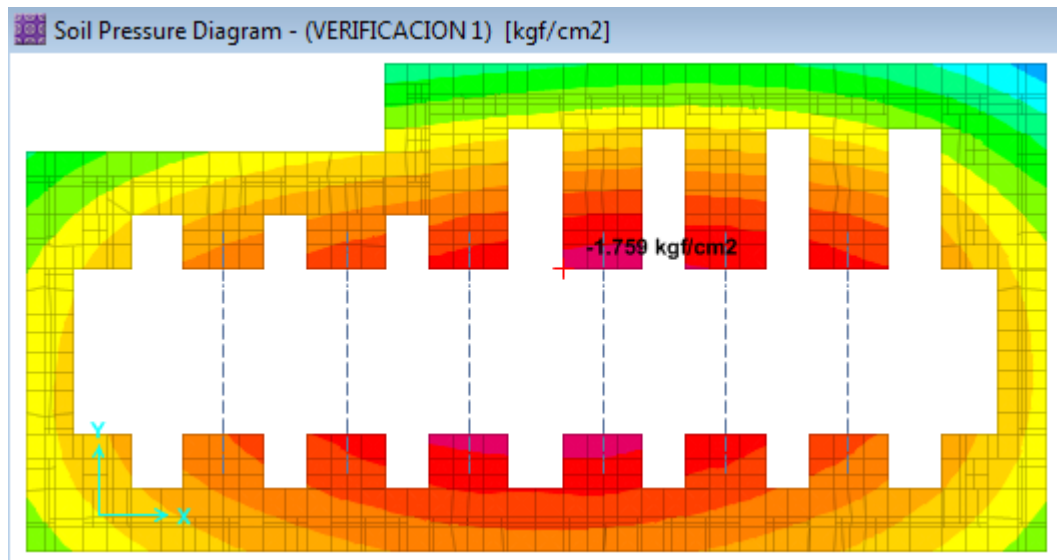


Figura 140. Verificación 1 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo aislado del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

VERIFICACIÓN 2

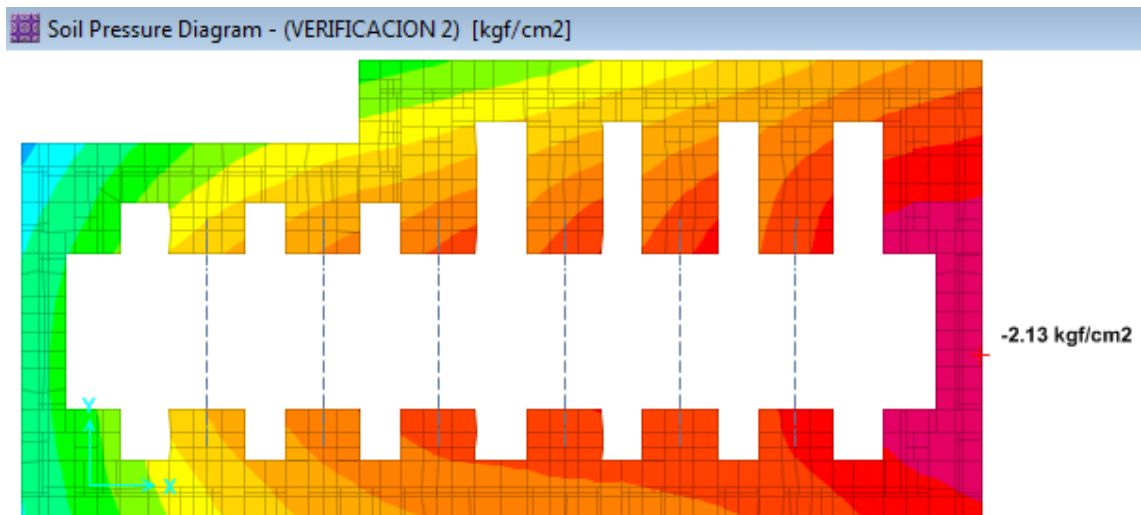


Figura 141. Verificación 2 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo aislado del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

VERIFICACIÓN 3

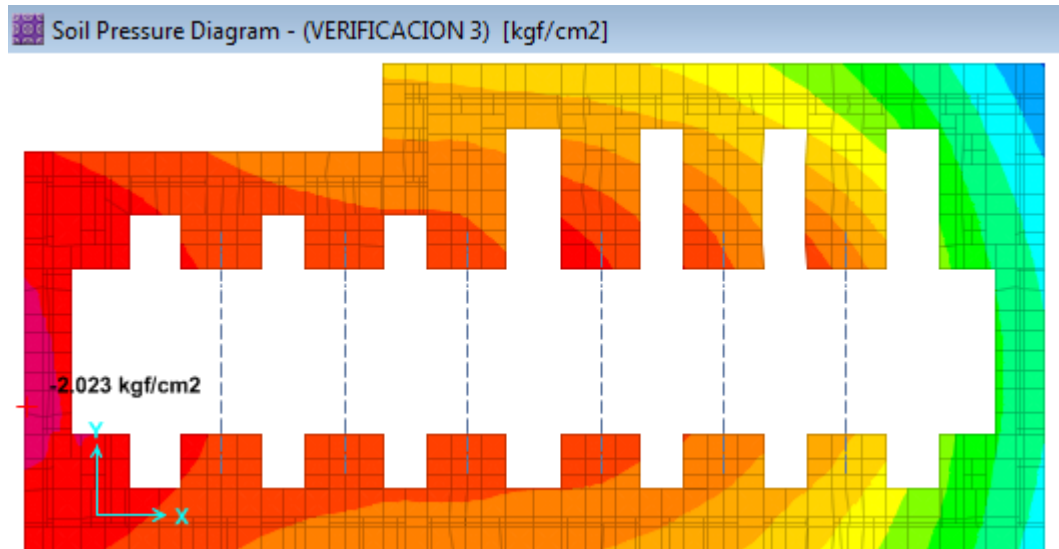


Figura 142. Verificación 3 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo aislado del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

VERIFICACIÓN 4

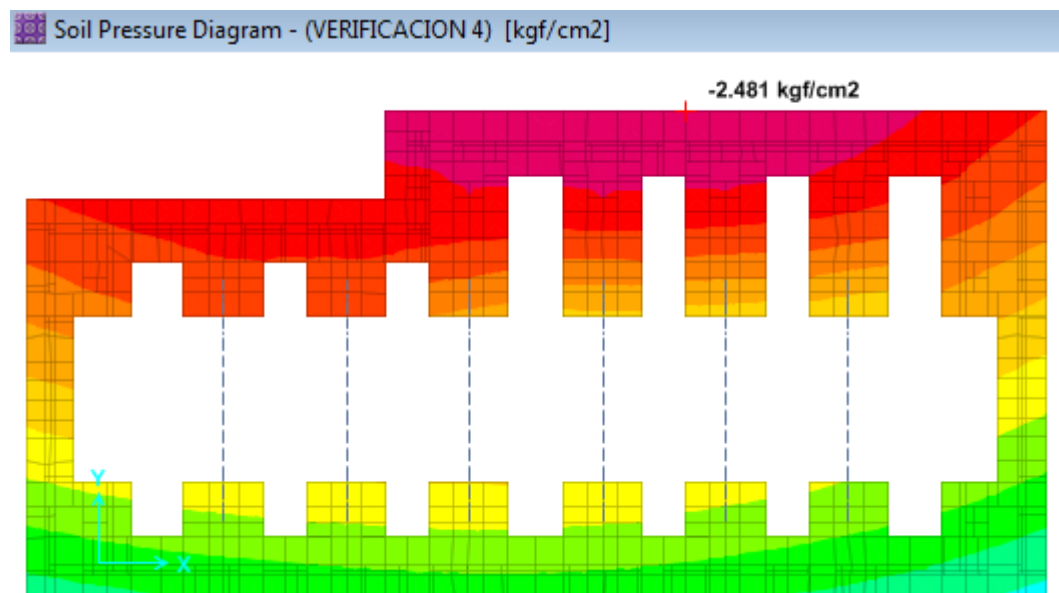


Figura 143. Verificación 4 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo aislado del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

VERIFICACIÓN 5

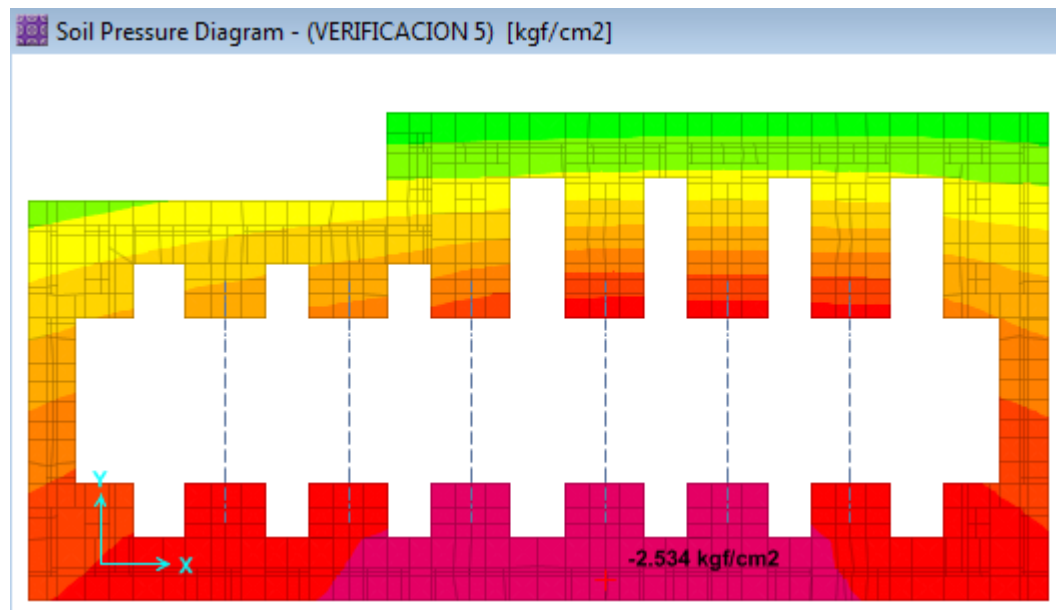


Figura 144. Verificación 5 de la presión admisible, ejercida por las zapatas del modelo aislado del “POOL DE AULAS – POOL A”.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Safe V16).

3.2.19 ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El diseño de los elementos estructurales de concreto armado, para la edificación con cimentación aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”, obedece a la NTP: E0.60, y al código del ACI, con las combinaciones y factores de reducción señalados en el ítem 3.1.8 y 3.2.18.3, tanto para los elementos de la superestructura y subestructura. La demanda sísmica para el diseño de los elementos estructurales por encima del sistema de aislación (columnas, vigas, pedestales superiores, losas), son las fuerzas distribuidas en altura para el límite superior para el sismo considerado máximo SMCE, mostradas en el ítem 3.2.13.3, afectadas desde un inicio por el factor de reducción $R_{ASCE,aislado}$, y la demanda sísmica para el diseño de los elementos estructurales por debajo del sistema de aislación (pedestales inferiores, zapatas, vigas de cimentación) son estas mismas fuerzas distribuidas en altura para el límite superior, pero sin

considerar el factor de reducción $R_{ASCE,aislado}$, entonces a estas fuerzas se les afecta por un coeficiente de amplificación de 2 en el modelo matemático, tal como lo indicado en el ítem 3.2.18; en este punto se muestra el resumen del acero de refuerzo para cada elemento.

3.2.19.1 ACERO DE REFUERZO EN ZAPATAS

ACERO DE REFUERZO EN ZAPATAS				
Elemento	A / B (m)	Peralte (m)	Forma	Armadura, ambas direcciones
Z-1	3.30 / 3.70	1.00		- 1Ø3/4" @0.15m (inferior)
Z-2	2.50 / 3.70	1.00		- 1Ø3/4" @0.15m (inferior)
ZC-1	2.50 / 6.45	1.00		1Ø3/4" @0.15m (superior) 1Ø3/4" @0.15m (inferior)
ZC-2	3.30 / 6.45	1.00		1Ø3/4" @0.15m (superior) 1Ø3/4" @0.15m (inferior)
Zcorrida	2.00 y 1.50	1.00		- 1Ø3/4" @0.15m (inferior)

Tabla 67. Tabla del resumen del acero de refuerzo en zapatas.

Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.060).

3.2.19.2 ACERO DE REFUERZO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN

ACERO DE REFUERZO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN				
Elemento	Armadura Inferior	Armadura medio	Armadura superior	Armadura por Corte
VC 100 (60x90)	9 Ø1”	2 Ø1/2”	5 Ø1”	2 Ø3/8” @0.05m, Rto@0.20m. c/extremo
VC 101 (60x90)	9 Ø3/4”	2 Ø1/2”	6 Ø3/4”	2 Ø3/8” @0.05m, Rto@0.20m. c/extremo
VC 102 (60x90)	6 Ø3/4”	2 Ø1/2”	6 Ø3/4”	2 Ø3/8” @0.05m, Rto@0.20m. c/extremo

Tabla 68. Tabla del resumen del acero de refuerzo en vigas de cimentación.

Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.060).

3.2.19.3 ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE SOSTENIMIENTO

ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE SOSTENIMIENTO			
Elemento	Espesor (m)	Armadura Vertical	Armadura horizontal
Muro de sostenimiento	0.30	1 Ø5/8” @0.25m doble capa	1 Ø3/8” @0.20m doble capa

Tabla 69. Tabla del resumen del acero de refuerzo en muros de sostenimiento.

Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.060).

3.2.19.4 ACERO DE REFUERZO EN PEDESTALES



ACERO DE REFUERZO EN PEDESTALES			
Pedestal	Armadura	Forma	Armadura por corte
PD1	32 Ø1”		2 Ø3/8” @0.05m, 9 Ø3/8” @0.10m, Rto@0.30m. c/extremo
PD1'	12 Ø1” + 12 Ø3/4”		2 Ø3/8” @0.05m, 9 Ø3/8” @0.10m, Rto@0.30m. c/extremo

Tabla 70. Tabla del resumen del acero de refuerzo en pedestales.

Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.060).

3.2.19.5 ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS







ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS			
Columna	Armadura Longitudinal	Forma	Armadura por corte
C-01	24 Ø3/4"		2 Ø3/8" @0.05m, 6 Ø3/8" @0.10m, Rto@0.15m. c/extremo
C-02	16 Ø3/4"		2 Ø3/8" @0.05m, 4 Ø3/8" @0.10m, Rto@0.20m. c/extremo
C-01'	24 Ø5/8"		2 Ø3/8" @0.05m, 6 Ø3/8" @0.10m, Rto@0.20m. c/extremo
C-02'	16 Ø5/8"		2 Ø3/8" @0.05m, 4 Ø3/8" @0.10m, Rto@0.20m. c/extremo
C-01"	8 Ø5/8" + 16 Ø1/2"		2 Ø3/8" @0.05m, 6 Ø3/8" @0.10m, Rto@0.20m. c/extremo
C-02"	16 Ø1/2"		2 Ø3/8" @0.05m, 4 Ø3/8" @0.10m, Rto@0.20m. c/extremo

Tabla 71. Tabla del resumen del acero de refuerzo en columnas.
Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.060).

3.2.19.6 ACERO DE REFUERZO EN VIGAS

ACERO DE REFUERZO EN VIGAS					
Elemento	Medidas (m)	Armadura Inferior	Armadura medio	Armadura superior	Armadura por Corte
VP 100'	0.50 X 0.70	9 Ø3/4"	2 Ø1/2"	9 Ø3/4"	2 Ø3/8" @0.05m, Rto@0.15m. c/extremo
VP 102'	0.25 X 0.50	3 Ø1/2"	-	4 Ø1/2"	2 Ø3/8" @0.05m, 7 Ø3/8" @0.13m, Rto@0.20m. c/extremo
VP 100	0.50 X 0.70	10 Ø3/4"	2 Ø1/2"	12 Ø3/4"	2 Ø3/8" @0.05m, Rto@0.15m. c/extremo
VP 101	0.50 X 0.50	9 Ø3/4"	-	7 Ø3/4"	2 Ø1/2" @0.05m, Rto@0.15m. c/extremo
VP 102	0.25 X 0.50	8 Ø3/4"	-	8 Ø3/4"	2 Ø3/8" @0.05m, 6 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.20m. c/extremo
VP 200	0.50 X 0.70	8 Ø3/4"	2 Ø1/2"	13 Ø3/4"	2 Ø1/2" @0.05m, 9 Ø1/2" @0.15m, Rto@0.25m. c/extremo
VP 201	0.50 X 0.50	6 Ø3/4"	-	6 Ø3/4"	2 Ø1/2" @0.05m, 6 Ø1/2" @0.15m, Rto@0.20m. c/extremo
VP 202	0.25 X 0.50	7 Ø3/4"	-	7 Ø3/4"	2 Ø3/8" @0.05m, 6 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.20m. c/extremo
VP 300	0.50 X 0.70	6 Ø3/4"	2 Ø1/2"	11 Ø3/4"	2 Ø3/8" @0.05m, 9 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.25m. c/extremo
VP 301	0.50 X 0.50	7 Ø5/8"	-	7 Ø5/8"	2 Ø3/8" @0.05m, 6 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.20m. c/extremo
VP 302	0.25 X 0.50	7 Ø5/8"	-	6 Ø5/8"	2 Ø3/8" @0.05m, 6 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.20m. c/extremo
VP 400	0.50 X 0.70	6 Ø5/8"	2 Ø1/2"	12 Ø5/8"	2 Ø3/8" @0.05m, 9 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.30m. c/extremo
VP 401	0.50 X 0.50	6 Ø1/2"	-	6 Ø1/2"	2 Ø3/8" @0.05m, 7 Ø3/8" @0.13m, Rto@0.20m. c/extremo
VP 402	0.25 X 0.50	4 Ø5/8"	-	5 Ø5/8"	2 Ø3/8" @0.05m, 6 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.20m. c/extremo
VP 500	0.50 X 0.70	6 Ø5/8"	2 Ø1/2"	8 Ø5/8"	2 Ø3/8" @0.05m, 9 Ø3/8" @0.15m, Rto@0.30m. c/extremo
VP 501	0.50 X 0.50	6 Ø1/2"	-	6 Ø1/2"	2 Ø3/8" @0.05m, 7 Ø3/8" @0.13m, Rto@0.20m. c/extremo
VP 502	0.25 X 0.50	3 Ø1/2"	-	4 Ø1/2"	2 Ø3/8" @0.05m, 7 Ø3/8" @0.13m, Rto@0.20m. c/extremo

Tabla 72. Tabla del resumen del acero de refuerzo en vigas.

Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.060).

3.2.19.7 ACERO DE REFUERZO EN LOSAS

ACERO DE REFUERZO LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS					
Piso	Elemento	Espesor (m)	Armadura Inferior	Armadura superior	Armadura por Temperatura
1, 2, 3, 4 y 5	Losa Aligerada	0.20	1 Ø1/2" en vigueta	1 Ø1/2" en vigueta	1 Ø1/4" @0.25m. Ambas direcciones
1, 2, 3, 4 y 5	Losa Maciza	0.20	1 Ø1/2" @0.30m.	1 Ø1/2" @0.30m.	-

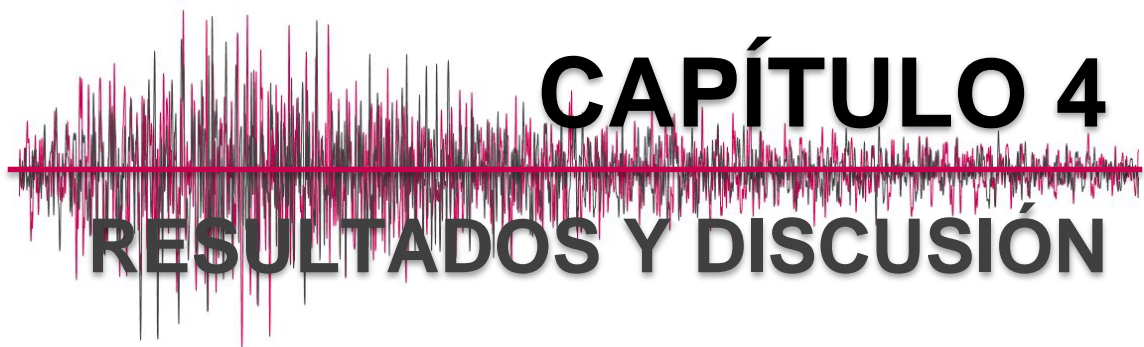
Tabla 73. Tabla del resumen del acero de refuerzo en losas.

Fuente: Elaboración propia, basado en (NTP: E.060).



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO, TENIENDO EN CUENTA CIMENTACIÓN
CONVENCIONAL Y CIMENTACION AISLADA, APLICADO AL POOL DE AULAS DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA”



CAPÍTULO 4

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS COMPARATIVO

Con el análisis y diseño aplicado al edificio “POOL DE AULAS – POOL A”, de la Universidad Nacional del Santa, en relación a un sistema convencional de cimentación y un sistema con cimentación aislada respecto a la superestructura mediante aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo del tipo LRB, se buscó comparar las secciones de los elementos para ambos diseños estructurales, determinado los costos a nivel de materiales producidos para ambos diseños, revisando si los costos de la incorporación de aisladores sísmicos es compensada con la reducción de elementos de corte en el diseño convencional, a nivel económico, o se compensa a nivel de la seguridad, disminuyendo la vulnerabilidad del colapso estructural, para lo cual se torna necesario cuantificar también las fuerzas sísmicas aplicadas a las edificaciones en mención y los efectos (distorsiones, desplazamientos, fuerzas en la base, etc.) que en ellas ocasionan.

Si el objetivo principal de la edificación con un sistema de cimentación aislada es disminuir la vulnerabilidad a nivel estructural e incrementar la resiliencia, no sufriendo daños y manteniendo su capacidad de prestar servicios inmediatamente después de un evento sísmico, es menester construir las edificaciones bajo los criterios de este sistema, pero debería realizarse con costos similares o quizá solo un tanto por ciento elevados a los de las construcciones tradicionales.

Se debe tener en cuenta que en la gran mayoría de sistemas con cimentación aislada, es necesario adicionar un nivel más (losas, vigas), por encima de los aisladores sísmicos, y zonas de inspección a modo de sótanos, incrementando la construcción de muros de sostenimiento. Los aisladores sísmicos se anclan

en pedestales los cuales conectan tanto a la cimentación (zapatas), y a la superestructura (nivel adicional de vigas y losas).

Los elementos estructurales de las edificaciones con sistemas de cimentación aislada (excepto losas aligeradas o macizas de entrepisos), son diseñados para que trabajen en un rango lineal elástico, no permitiendo algún tipo de fisuras en un evento sísmico.

4.2 ANÁLISIS COMPARATIVO A NIVEL ESTRUCTURAL

4.2.1 MODOS DE VIBRACIÓN

En los modos de vibrar influye el peso sísmico, con porcentajes para la adición de carga muerta y carga viva, tal como se muestra el ítem 3.1.12.1, en el cual para una edificación de categoría A2, tomamos el 100% de la carga permanente (carga muerta y peso propio), más el 50% de la carga viva en entrepisos y el 25% de carga viva en azotea, según la NTP E.030. A continuación se muestran los resultados de la edificación con un sistema convencional de cimentación y un sistema con cimentación aislada respecto a la superestructura, para la cual se presentan modos para un límite inferior (Lower Bound) y un límite superior (Upper Bound).

Descripción		Modo 1 (U_x)	Modo 2 (U_y)	Modo 3 (R_z)
Sistema con Cimentación Convencional		0.455	0.421	0.400
Sistema con Cimentación Aislada (Diseño preliminar)	Límite inferior	2.480	-	-
	Límite superior	1.466	-	-
Sistema con Cimentación Aislada (Modelo matemático Final)	Límite inferior	2.711	2.563	2.349
	Límite superior	1.670	1.578	1.444

Tabla 74. Tabla comparativa de los modos de vibración, de la edificación con sistema de cimentación convencional y sistema con cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

Los modos de vibrar de la edificación con cimentación aislada obedecen al método estático de la Fuerza Lateral Equivalente; en el diseño preliminar solo se obtiene el modo fundamental de la estructura que viene a ser el Modo 1, tanto para el límite inferior y límite superior, estos modos se obtienen del proceso iterativo al momento del diseño del aislador, como se indica en el ítem 3.2.13.2, los cuales debería ser iguales o parecidos a los modos fundamentales obtenidos en el modelo matemático ejecutado en el programa de cómputo, que reporta más de 1 modo de vibrar, esta diferencia de valores se explica en el ítem 3.2.14.1; entonces para el análisis comparativo de modos de vibrar solo se toma como protagonista los modos del “Sistema con Cimentación Convencional”, y los modos del “Sistema con Cimentación Aislada (Modelo matemático Final)” para el límite inferior (se toma el límite inferior porque en este límite se generan los modos de vibrar más altos, en comparación con el límite superior), mostrando así el periodo fundamental de la estructura con base convencional $T_{1\text{convencional}} = 0.455$ y el periodo fundamental de la estructura con base aislada $T_{1\text{aislado}} = 2.711$, con los cuales se verifica que se logró alargar el periodo hasta aproximadamente 6 veces.

Para verificar los modos de vibrar y los porcentajes de participación modal de la edificación con cimentación convencional y los modos de vibrar de la edificación con cimentación aislada, se puede revisar los ítems 3.1.12.6.4, y 3.2.14.1 respectivamente.

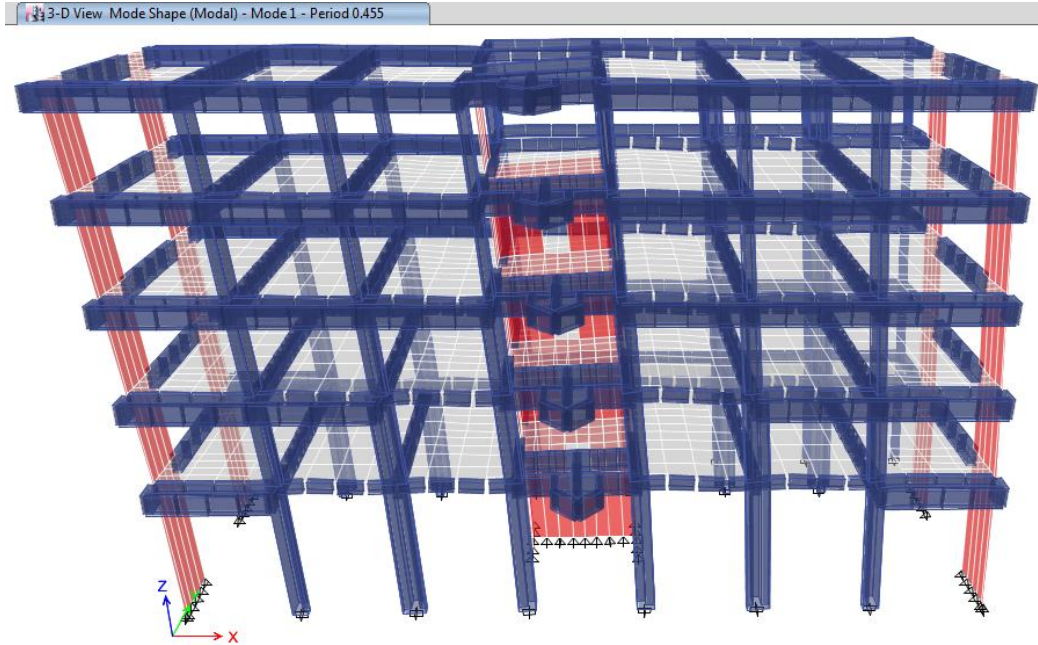


Figura 145. Modo 1, $T_{1convencional} = 0.455$, modelo con base convencional del “POOL DE AULAS – POOL A”

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

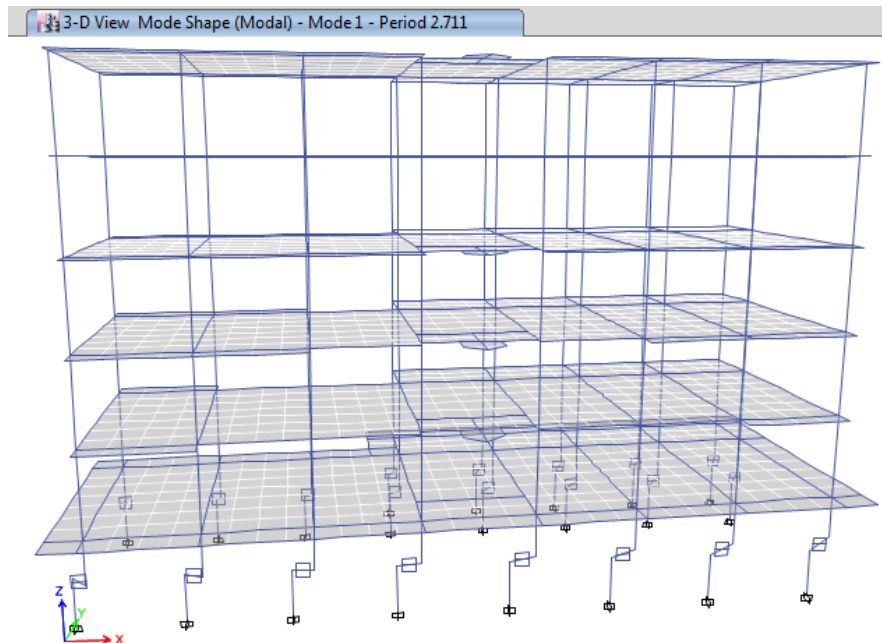


Figura 146. Modo 1, Modo 1, $T_{1aislado} = 2.711$, modelo con base aislada del “POOL DE AULAS – POOL A”, límite inferior.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Modelo matemático en Etabs V16).

4.2.2 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE ENTREPISO

Se verifica los desplazamientos máximos de entrepiso para la edificación con cimentación convencional (5 niveles de entrepiso) y con cimentación aislada (6 niveles de entrepiso); cabe recalcar que la edificación con sistema de cimentación aislada presenta un nivel de entrepiso más, el cual va por encima de los dispositivos de aislación. Para la edificación con cimentación aislada se precisa los desplazamientos obtenidos tanto por el “Método de la Fuerza lateral equivalente” y el “Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA)”.

DESPLAZAMIENTO MÁXIMOS DE ENTREPISO										
Nivel	Sistema con Cimentación Convencional		Sistema con Cimentación Aislada, Límite Inferior				Sistema con Cimentación Aislada, Límite Superior			
			Método de la Fuerza lateral equivalente		Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA)		Método de la Fuerza lateral equivalente		Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA)	
			X - Dir cm	Y - Dir cm	X - Dir cm	Y - Dir cm	X - Dir cm	Y - Dir cm	X - Dir cm	Y - Dir cm
Nivel 5	2.244	2.198	55.964	57.278	39.109	53.352	34.134	34.542	30.417	32.490
Nivel 4	1.778	1.836	55.560	56.762	38.958	53.135	33.418	33.656	30.138	32.036
Nivel 3	1.339	1.408	54.802	55.984	38.681	52.779	32.120	32.340	29.615	31.314
Nivel 2	0.894	0.922	53.712	54.992	38.226	52.263	30.328	30.714	28.928	30.345
Nivel 1	0.462	0.425	52.384	53.884	37.588	51.573	28.228	28.958	28.124	29.110
Nivel 1'	-	-	51.182	53.120	36.829	51.065	26.444	27.452	27.223	27.889

Tabla 75. Tabla comparativa de los desplazamientos máximos de entrepiso, de la edificación con sistema de cimentación convencional y sistema con cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

Se recalca que los desplazamientos para el sistema con cimentación convencional están afectados por el coeficiente de reducción sísmica para un sistema de muros estructurales según NTP: E.030, $R=6$; y los desplazamientos para el sistema con cimentación aislada obtenidos mediante el método de la Fuerza lateral equivalente no consideran el coeficiente de reducción sísmica $R_{ASCE,aislado} = 2$, según el ASCE/SEI 7-16, pues estos desplazamientos se obtienen con las fuerzas distribuidas en altura calculadas en el ítem 3.2.13.3, pero amplificándolas por un factor, $R_{ASCE,aislado}$ que en nuestro caso es **2**, siendo estos desplazamiento el doble de los mostrados en el ítem 3.2.14.2, con la finalidad de contrastar con los desplazamientos obtenidos mediante el Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA).

Para realizar la comparación de los desplazamientos de entrepiso, se deberá tomar como relevantes los desplazamientos de la edificación con Sistema de Cimentación Convencional, y los desplazamientos de la edificación con Sistema de Cimentación Aislada, en el Límite Inferior, obtenidos del Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA) (se toman como relevantes los desplazamientos de este análisis por ser con los cuales verificamos toda la edificación y los dispositivos de aislación, tomando el límite inferior como el límite más crítico, donde se producen los mayores desplazamientos), mostrados en las figuras 147 y 148.

Para verificar los desplazamientos de la edificación con cimentación convencional y los desplazamientos de la edificación con cimentación aislada, se puede revisar los ítems 3.1.12.6.5, 3.2.14.2 y 3.2.16.1.

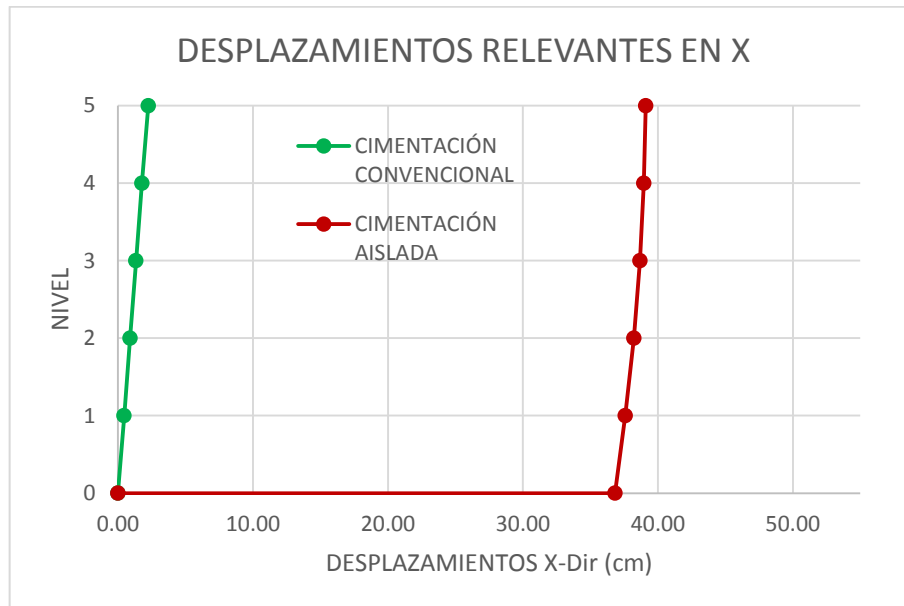


Figura 147. Desplazamientos relevantes en X, para la edificación con sistema de cimentación convencional y sistema de cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

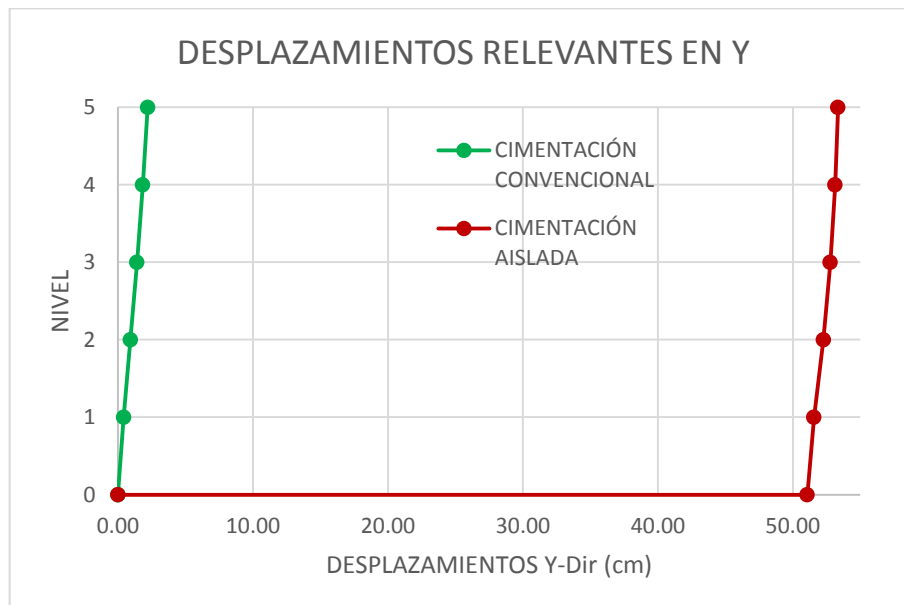


Figura 148. Desplazamientos relevantes en Y, para la edificación con sistema de cimentación convencional y sistema de cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

4.2.3 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS Y DERIVAS PERMISIBLES DE ENTREPISO

Se verifica los desplazamientos relativos máximos y derivas permisibles de entrepiso para la edificación con cimentación convencional y con cimentación aislada para 5 niveles (no se considera el nivel 1', por encima de los aisladores, para la edificación con sistema de cimentación aislada, no entra en el análisis de derivas los desplazamientos o deformaciones de los dispositivos de aislación).

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS MÁXIMOS DE ENTREPISO										
Nivel	Sistema con Cimentación Convencional		Sistema con Cimentación Aislada, Límite Inferior				Sistema con Cimentación Aislada, Límite Superior			
			Método de la Fuerza lateral equivalente		Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA)		Método de la Fuerza lateral equivalente		Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA)	
	X - Dir cm	Y - Dir cm	X - Dir cm	Y - Dir cm	X - Dir cm	Y - Dir cm	X - Dir cm	Y - Dir cm	X - Dir cm	Y - Dir cm
Nivel 5	0.466	0.362	0.202	0.258	0.151	0.218	0.358	0.444	0.278	0.454
Nivel 4	0.439	0.428	0.379	0.389	0.277	0.356	0.649	0.658	0.523	0.722
Nivel 3	0.445	0.486	0.545	0.496	0.455	0.516	0.896	0.813	0.688	0.969
Nivel 2	0.432	0.497	0.664	0.554	0.638	0.689	1.050	0.878	0.804	1.235
Nivel 1	0.462	0.425	0.601	0.382	0.759	0.508	0.892	0.753	0.901	1.220

Tabla 76. Tabla comparativa de los desplazamientos relativos máximos de entrepiso, de la edificación con sistema de cimentación convencional y sistema con cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

DERIVAS PERMISIBLES DE ENTREPISO										
Nivel	Sistema con Cimentación Convencional		Sistema con Cimentación Aislada, Límite Inferior				Sistema con Cimentación Aislada, Límite Superior			
			Método de la Fuerza lateral equivalente		Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA)		Método de la Fuerza lateral equivalente		Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA)	
	X - Dir	Y - Dir	X - Dir	Y - Dir	X - Dir	Y - Dir	X - Dir	Y - Dir	X - Dir	Y - Dir
Nivel 5	0.0065	0.0050	0.0012	0.0016	0.0005	0.0007	0.0022	0.0027	0.0009	0.0014
Nivel 4	0.0061	0.0059	0.0023	0.0024	0.0009	0.0011	0.0040	0.0040	0.0016	0.0022
Nivel 3	0.0062	0.0067	0.0034	0.0031	0.0014	0.0016	0.0055	0.0050	0.0021	0.0030
Nivel 2	0.0060	0.0069	0.0041	0.0034	0.0020	0.0021	0.0065	0.0054	0.0025	0.0038
Nivel 1	0.0040	0.0037	0.0037	0.0024	0.0023	0.0016	0.0055	0.0046	0.0028	0.0038

Tabla 77. Tabla comparativa de las derivas permisibles de entrepiso, de la edificación con sistema de cimentación convencional y sistema con cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

Para realizar la comparación de las derivas permisibles, se deberá tomar como relevantes los desplazamientos relativos máximos de entrepiso de la edificación con Sistema de Cimentación Convencional, y los desplazamientos de la edificación con Sistema de Cimentación Aislada, en el Límite Superior, obtenidos del Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA) (se toman como relevantes los desplazamientos de este análisis por ser con los cuales verificamos toda la edificación y los dispositivos de aislación, tomando el límite superior como el límite más crítico, donde se producen las derivas mayores); las derivas, deberán ser menores a 0.007, según NTP: E.030.

De las tablas 76 y 77, se analiza cada uno de los desplazamientos relativos y derivas de entrepiso, las cuales cumplen con lo estipulado en la NTP: E.030, por ser menores a 0.007, pero la edificación con base convencional, por ser

una estructura rígida amplifica las aceleraciones a mayor altura, teniendo como resultado amplificación de fuerzas en los niveles superiores y por lo tanto mayores derivas; mientras que en la edificación con base aislada, por presentar en el Nivel 1' un mayor desplazamiento a comparación de los demás niveles, convierten a la edificación en una estructura bastante flexible en la interfaz de aislación, obteniendo una aceleración y por ende una fuerza mayor en el nivel por encima de los aisladores, en comparación con el Nivel 1 inmediato superior, obteniendo la deriva mayor en el Nivel 1 (nivel inmediato superior al nivel por encima de los aisladores) y derivas menores en altura, en comparación con las derivas que se presentan en la edificación con cimentación convencional.

Para verificar los desplazamientos relativos y derivas permisibles de la edificación con cimentación convencional y de la edificación con cimentación aislada, se puede revisar los ítems 3.1.12.6.5, 3.2.14.2 y 3.2.16.1.

4.2.4 DEMANDA SÍSMICA PARA EL DISEÑO APLICADA POR NIVEL

En la edificación con cimentación convencional se realizó un análisis dinámico, según los parámetros y metodología expresada en la NTP E.030 (considerando el factor de reducción sísmica $R=6$), la cual se verifica en los ítems 3.1.10, 3.1.11 y 3.1.12; esta demanda dinámica presentó reacciones en la base, mayores al 80% de la reacciones ocasionadas por el sismo estático, según lo indicado en el ítem 3.1.12.6.7, por lo tanto para el diseño de los elementos no se necesitó escalar la demanda dinámica. La demanda dinámica como tal no se puede cuantificar a nivel de fuerzas aplicadas por nivel, es por ello que las cargas eventuales debido al sismo dinámico, mediante el Método de las

Fuerzas estáticas equivalentes (según NTP E.030), se convertirán en la superestructura a cargas estáticas, aplicadas a un centro de masa; para poder comparar con las fuerzas estáticas por nivel aplicadas a la edificación con cimentación aislada, producidas por el Método de Las Fuerzas laterales equivalentes según el ASCE/SEI 7-16, se verifican estas fuerzas en el ítem 3.2.13.3 (mostradas en KN), con estas fuerzas aplicadas por nivel a la edificación con cimentación aislada, en el límite superior (en este límite las fuerzas son mucho mayores a las fuerzas producidas en el límite inferior, por ello estas fuerzas son utilizadas para el diseño de los elementos estructurales), se realizó el diseño de los elementos, pero se tiene en cuenta que estas fuerzas están afectadas desde el inicio del cálculo por el factor, $R_{ASCE,aislado}$ que en nuestro caso es **2**, con lo cual se efectúa el diseño de la superestructura, mientras que para el diseño de la subestructura estas fuerzas no consideran el $R_{ASCE,aislado}$, por lo cual se les amplifica por el factor de 2, tal como se indica en los ítems 3.2.18 y 3.2.19.

FUERZAS LATERALES EQUIVALENTES ASIGNADAS A UN CENTRO DE MASA						
Nivel	Método de la Fuerzas estáticas equivalentes (NTP E: 0.30)		Método de la Fuerza lateral equivalente (ASCE/SEI 7-16)			
			Fuerzas afectadas por $R_{ASCEaislado}$ (Diseño Superestructura)		Fuerzas sin considerar el $R_{ASCEaislado}$ (Diseño Subestructura)	
	Sistema con Cimentación Convencional		Sistema con Cimentación Aislada (Límite inferior)	Sistema con Cimentación Aislada (Límite superior)	Sistema con Cimentación Aislada (Límite inferior)	Sistema con Cimentación Aislada (Límite superior)
	Fx (Tn)	Fy (Tn)	Fx (Tn) y Fy (Tn)	Fx (Tn) y Fy (Tn)	Fx (Tn) y Fy (Tn)	Fx (Tn) y Fy (Tn)
Nivel 5	103.055	99.035	70.341	129.491	140.682	258.981
Nivel 4	111.390	115.972	88.402	146.460	176.805	292.920
Nivel 3	87.452	88.847	68.800	100.276	137.601	200.552
Nivel 2	58.097	59.782	48.391	59.895	96.781	119.790
Nivel 1	34.301	32.123	30.237	29.855	60.473	59.711
Nivel 1'	-	-	52.9661	58.6847	105.932	117.369

Tabla 78. Tabla comparativa de las fuerzas laterales equivalentes asignadas a un centro de masa, de la edificación con sistema de cimentación convencional y sistema con cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

De la tabla 78, se puede verificar que para la edificación con sistema convencional de cimentación, las fuerzas laterales debido a la demanda sísmica aplicadas en altura presentan en los niveles inferiores menores fuerzas, las cuales se pueden equiparar en los dos últimos niveles (nivel 4 y 5), evidenciando la mayor fuerza en el nivel 4, tanto para la dirección X e Y. En la edificación con sistema de cimentación aislada se presenta una fuerza mayor en el nivel 1', que corresponde al nivel por encima de la interfaz de aislación, a comparación del nivel 1 inmediato superior, equiparándose con el nivel 2, pero presentando las mayores fuerzas asignadas, también, en los dos último niveles (nivel 4 y 5), exhibiendo la mayor fuerza en el nivel 4, tanto para la dirección X e Y.

4.2.5 FUERZA CORTANTE EN LA BASE

Las reacciones en la base que se presentan a continuación, son ocasionadas debido a las demandas sísmicas expresadas en el ítem 4.2.4, para la edificación con cimentación convencional y con cimentación aislada, resaltando las producidas debido a las fuerzas empleadas en el diseño de los elementos.

FUERZA CORTANTE EN LA BASE						
Descrip.	Método de la Fuerzas estáticas equivalentes (NTP E: 0.30)		Método de la Fuerza lateral equivalente (ASCE/SEI 7-16)			
			Fuerzas afectadas por $R_{ASCE\text{aislado}}$ (Diseño Superestructura)		Fuerzas sin considerar el $R_{ASCE\text{aislado}}$ (Diseño Subestructura)	
	Sistema con Cimentación Convencional		Sistema con Cimentación Aislada (Límite inferior)	Sistema con Cimentación Aislada (Límite superior)	Sistema con Cimentación Aislada (Límite inferior)	Sistema con Cimentación Aislada (Límite superior)
	Fx (Tn)	Fy (Tn)	Fx (Tn) y Fy (Tn)	Fx (Tn) y Fy (Tn)	Fx (Tn) y Fy (Tn)	Fx (Tn) y Fy (Tn)
Base	394.294	395.760	-359.137	-524.661	-718.274	-1049.322

Tabla 79. Tabla comparativa de la fuerza cortante en la base, de la edificación con cimentación convencional y la edificación con cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Resultados de modelo matemático en Etabs V16).

4.2.6 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La edificación del “POOL DE AULAS – POOL A”, con cimentación convencional, posee una configuración estructural a base de muros estructurales de concreto armado, según lo estipulado en la NTP: E.030, es decir, los elementos verticales que aportan mayor rigidez para resistir los efectos ocasionados por las fuerzas de un evento sísmico, son las placas; pero se precisa que esta edificación posee también columnas “T”, “L”, rectangulares y circulares, las cuales aportan menor rigidez a la estructura. Esta edificación poseen 5 losas (diafragmas), 1 por cada nivel, las cuales se

apoyan en vigas rectangulares; la cimentación está conformada por zapatas de altura 0.70m, conectadas mediante vigas de cimentación.

La edificación, con cimentación aislada, presenta una configuración estructural a base de pórticos de concreto armado (viga – columna), según lo estipulado en la NTP: E.030, por lo cual todos los elementos verticales que aportan rigidez solo son columnas rectangulares y circulares. Esta edificación poseen 6 losas (diafragmas), 1 por cada nivel y una losa adicional por encima de la interfaz de aislación, apoyadas en vigas rectangulares. Se incluyó también la construcción de pedestales de concreto armado, los cuales sirven para apoyar y anclar los aisladores, tanto a la subestructura, como la superestructura. En este tipo de edificación con cimentación aislada, es necesario incluir un nivel inferior a modo de sótano para la inspección o cambio futuro de los dispositivos de aislación, por lo cual se incluye la construcción de muros de sostenimiento de $E=0.30\text{m}$, desde el nivel por debajo de la losa adicional, hasta encima de las zapatas, estos muros de sostenimiento combinan su cimentación con la cimentación de toda la edificación, por lo que se proyectó zapatas corridas de altura 1.00, conectadas mediante vigas de cimentación (presentando una cimentación general para la estructura).

Los elementos para la edificación con cada tipo de sistemas de cimentación se pueden revisar en los planos estructurales, en los Anexos 1 y 2.

4.3 ANÁLISIS COMPARATIVO A NIVEL DE COSTOS

En este ítem se evalúa el costo que implicaría la construcción de la edificación “POOL DE AULAS – POOL A” de la Universidad Nacional del Santa, con un sistema de cimentación convencional y con un sistema de cimentación aislada, enfocándose solo en la parte de obras provisionales, trabajos preliminares y estructuras, según lo estipulado en la “Norma técnica de metrados para obras de edificación y habilitaciones urbanas, (OE.1 y OE.2, del Título II)”, a nivel solo de costo directo, mencionando que los precios de los insumos no se encuentran afectados por el IGV (Impuesto General de Ventas – Perú), teniendo valores vigentes hasta Agosto de 2018, para Chimbote - Ancash - Perú. Los rendimientos y cuadrillas para cada partida se obtuvieron según lo que indica “Capeco” (Cámara Peruana de la Construcción). El precio de los aisladores y el rendimiento incluyendo las cuadrillas para el anclaje de los mismos, fue proporcionada por la empresa “CVD Ingeniería Antisísmica” (Lima – Perú), los costos para estos dispositivos abarcan todo lo necesario para su correcto funcionamiento, incluyendo piezas necesarias de anclaje, transporte hasta la obra, revisión y/o mejoras del proyecto y supervisión en el anclaje.

4.3.1 PRESUPUESTO DE LA EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN CONVENCIONAL

PRESUPUESTO, EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN CONVENCIONAL					
Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	OBRAS PROVISIONALES Y TRABAJOS PRELIMINARES				15,779.15
01.01	OBRAS PROVISIONALES				8,437.09
01.01.01	OFICINAS	glb	1.00	1,067.64	1,067.64
01.01.02	ALMACENES	glb	1.00	1,967.98	1,967.98
01.01.03	CERCO PERIMÉTRICO CON LISTONES DE MADERA Y TRIPLAY E=4mm	m	95.65	51.43	4,919.28
01.01.04	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60X2.40M	und	1.00	482.19	482.19
01.02	TRABAJOS PRELIMINARES				7,342.06
01.02.01	LIMPIEZA DEL TERRENO	m2	507.21	1.26	639.08
01.02.02	MOVILIZACION DE MAQUINARIAS Y HERRAMIENTAS	glb	1.00	6,702.98	6,702.98
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				57,644.55
02.01	NIVELACIÓN DE TERRENO				760.47
02.01.01	NIVELACIÓN DE TERRENO PARA EXCAVACIONES	m2	415.56	1.83	760.47
02.02	EXCAVACIONES				10,846.03
02.02.01	EXCAVACIÓN MACIVA HASTA - 3.00m, CON MAQUINARIA	m3	1,246.67	8.70	10,846.03
02.03	RELLENOS				23,894.99
02.03.01	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	964.86	18.04	17,406.07
02.03.02	BASE DE AFIRMADO E=0.10 m	m2	340.09	14.53	4,941.51
02.03.03	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	m2	340.09	4.55	1,547.41
02.04	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE				22,143.06
02.04.01	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA UNA DISTANCIA PROMEDIO DE 30m	m3	352.26	21.00	7,397.46
02.04.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	352.26	41.86	14,745.60
03	CONCRETO SIMPLE				44,950.31
03.01	CIMENTOS CORRIDOS				7,048.95
03.01.01	CONCRETO SIMPLE PARA CIMIENTO CORRIDO 1:10 C:H + 30% PG, MAX 8”	m3	19.72	162.74	3,209.23
03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	68.64	55.94	3,839.72
03.02	SUB ZAPATA				28,234.02
03.02.01	CONCRETO SIMPLE PARA SUB ZAPATA 1:10 C:H + 30% PG, MAX 8”	m3	120.63	162.74	19,631.33
03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA SUB ZAPATA	m2	161.25	53.35	8,602.69



03.03	SOLADO				488.31
03.03.01	SOLADO PARA VIGAS DE CIMENTACION 1:12 C:H, E=4"	m2	13.28	36.77	488.31
03.04	FALSO PISO				9,179.03
03.04.01	CONCRETO SIMPLE PARA FALSO PISO 1:8 C:H, E=4"	m2	340.09	26.99	9,179.03
04	CONCRETO ARMADO				911,699.35
04.01	SOBRECIMENTOS ARMADOS				14,359.36
04.01.01	CONCRETO f'c=175 kg/cm2 PARA SOBRECIMENTOS	m3	12.87	330.91	4,258.81
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA SOBRECIMENTOS	m2	113.04	65.39	7,391.69
04.01.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	716.63	3.78	2,708.86
04.02	ZAPATAS				91,071.28
04.02.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA ZAPATAS	m3	182.23	328.73	59,904.47
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	m2	200.85	53.35	10,715.35
04.02.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	5,410.44	3.78	20,451.46
04.03	VIGAS DE CIMENTACIÓN				19,112.02
04.03.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA VIGAS DE CIMENTACIÓN	m3	8.63	352.08	3,038.45
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN	m2	72.86	74.75	5,446.29
04.03.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	2,811.45	3.78	10,627.28
04.04	PLACAS				166,184.28
04.04.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA PLACAS	m3	82.89	532.20	44,114.06
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PLACAS	m2	588.35	74.52	43,843.84
04.04.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	20,694.81	3.78	78,226.38
04.05	COLUMNAS				121,369.81
04.05.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA COLUMNAS	m3	61.65	525.19	32,377.96
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS	m2	570.03	73.50	41,897.21
04.05.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	12,458.90	3.78	47,094.64
04.06	VIGAS				224,318.81
04.06.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA VIGAS	m3	130.09	388.88	50,589.40
04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	m2	840.83	84.93	71,411.69
04.06.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	27,068.18	3.78	102,317.72

04.07	LOSAS ALIGERADAS				175,357.48
04.07.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA LOSAS ALIGERADAS	m3	100.72	373.56	37,624.96
04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSAS ALIGERADAS	m2	1,242.48	64.69	80,376.03
04.07.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	8,304.33	3.78	31,390.37
04.07.04	SUMINISTRO Y COLOCACION DE BLOQUES DE ARCILLA PARA TECHO 30x30x15	und	9,143.00	2.84	25,966.12
04.08	LOSAS MACIZAS				5,772.44
04.08.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA LOSAS MACIZAS	m3	5.51	388.88	2,142.73
04.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSAS MACIZAS	m2	27.54	62.41	1,718.77
04.08.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	505.54	3.78	1,910.94
04.09	COLUMNETAS DE CONFINAMIENTO PARA TABIQUES				80,231.06
04.09.01	CONCRETO f'c=175 kg/cm2 PARA COLUMNETAS	m3	55.59	408.99	22,735.75
04.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNETAS	m2	604.34	52.59	31,782.24
04.09.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	6,802.40	3.78	25,713.07
04.10	VIGAS DE CONFINAMIENTO PARA TABIQUES				13,922.81
04.10.01	CONCRETO f'c=175 kg/cm2 PARA VIGAS DE CONFINAMIENTO	m3	10.28	336.27	3,456.86
04.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS DE CONFINAMIENTO	m2	94.07	54.68	5,143.75
04.10.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1,407.99	3.78	5,322.20
TOTAL COSTO DIRECTO:					1,030,073.36

El costo directo para la construcción de la edificación con sistema de cimentación convencional es de un millón treinta mil setenta y tres y 36/100 soles.

4.3.2 PRESUPUESTO DE LA EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN AISLADA

PRESUPUESTO, EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN AISLADA					
Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	OBRAS PROVISIONALES Y TRABAJOS PRELIMINARES				16,160.34
01.01	OBRAS PROVISIONALES				8,763.24
01.01.01	OFICINAS	glb	1.00	1,058.52	1,058.52
01.01.02	ALMACENES	glb	1.00	1,949.74	1,949.74
01.01.03	CERCO PERIMÉTRICO CON LISTONES DE MADERA Y TRIPLAY E=4mm	m	102.55	51.43	5,274.15
01.01.04	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60X2.40M	und	1.00	480.83	480.83
01.02	TRABAJOS PRELIMINARES				7,397.10
01.02.01	LIMPIEZA DEL TERRENO	m2	550.89	1.26	694.12
01.02.02	MOVILIZACION DE MAQUINARIAS Y HERRAMIENTAS	glb	1.00	6,702.98	6,702.98
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				139,214.88
02.01	NIVELACIÓN DE TERRENO				827.78
02.01.01	NIVELACIÓN DE TERRENO PARA EXCAVACIONES	m2	452.34	1.83	827.78
02.02	EXCAVACIONES				17,709.20
02.02.01	EXCAVACIÓN MACIVA HASTA - 4.40m, CON MAQUINARIA	m3	2,035.54	8.70	17,709.20
02.03	RELLENOS				20,042.18
02.03.01	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	754.78	18.04	13,616.23
02.03.02	BASE DE AFIRMADO E=0.10 m	m2	336.79	14.53	4,893.56
02.03.03	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	m2	336.79	4.55	1,532.39
02.04	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE				100,635.72
02.04.01	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA UNA DISTANCIA PROMEDIO DE 30m	m3	1,600.95	21.00	33,619.95
02.04.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	1,600.95	41.86	67,015.77
03	CONCRETO SIMPLE				19,440.85
03.01	SOLADO				10,216.17
03.01.01	SOLADO PARA VIGAS DE CIMENTACION Y ZAPATAS 1:12 C:H, E=4"	m2	274.85	37.17	10,216.17
03.02	FALSO PISO				9,224.68
03.02.01	CONCRETO SIMPLE PARA FALSO PISO 1:8 C:H, E=4"	m2	336.79	27.39	9,224.68



04	CONCRETO ARMADO				1,193,730.78
04.01	MUROS DE SOSTENIMIENTO ARMADOS				91,029.78
04.01.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA MUROS DE SOSTENIMIENTO	m3	92.65	360.79	33,427.19
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA SOBRECIMENTOS	m2	617.70	52.65	32,521.91
04.01.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	6,635.10	3.78	25,080.68
04.02	ZAPATAS				119,604.11
04.02.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA ZAPATAS	m3	257.48	339.53	87,422.18
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	m2	232.40	53.35	12,398.54
04.02.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	5,233.70	3.78	19,783.39
04.03	VIGAS DE CIMENTACIÓN				21,450.83
04.03.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA VIGAS DE CIMENTACIÓN	m3	17.37	362.88	6,303.23
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN	m2	57.90	74.75	4,328.03
04.03.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	2,862.32	3.78	10,819.57
04.04	PEDESTALES				100,131.76
04.04.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA PEDESTALES	m3	64.66	408.17	26,392.27
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PEDESTALES	m2	272.25	54.25	14,769.56
04.04.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	15,600.51	3.78	58,969.93
04.05	COLUMNAS				198,230.91
04.05.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA COLUMNAS	m3	106.95	510.40	54,587.28
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS	m2	705.37	73.50	51,844.70
04.05.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	24,285.43	3.78	91,798.93
04.06	VIGAS				351,291.25
04.06.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA VIGAS	m3	232.71	374.09	87,054.48
04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	m2	1,127.25	84.93	95,737.34
04.06.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	44,576.57	3.78	168,499.43
04.07	LOSAS ALIGERADAS				203,617.54
04.07.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA LOSAS ALIGERADAS	m3	115.11	358.77	41,298.01
04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSAS ALIGERADAS	m2	1,450.28	64.69	93,818.61
04.07.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	10,298.12	3.78	38,926.89
04.07.04	SUMINISTRO Y COLOCACION DE BLOQUES DE ARCILLA PARA TECHO 30x30x15	und	10,413.39	2.84	29,574.03

04.08	LOSAS MACIZAS				9,236.75
04.08.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA LOSAS MACIZAS	m3	8.47	374.09	3,168.54
04.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSAS MACIZAS	m2	46.47	62.41	2,900.19
04.08.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	838.10	3.78	3,168.02
04.09	COLUMNETAS DE CONFINAMIENTO PARA TABIQUES				77,552.41
04.09.01	CONCRETO f'c=175 kg/cm2 PARA COLUMNETAS	m3	57.35	396.18	22,720.92
04.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNETAS	m2	587.78	52.59	30,911.35
04.09.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	6,328.08	3.78	23,920.14
04.10	VIGAS DE CONFINAMIENTO PARA TABIQUES				21,585.44
04.10.01	CONCRETO f'c=175 kg/cm2 PARA VIGAS DE CONFINAMIENTO	m3	18.64	323.46	6,029.29
04.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS DE CONFINAMIENTO	m2	156.06	54.68	8,533.36
04.10.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1,857.88	3.78	7,022.79
05	DISPOSITIVOS DE AISLACIÓN SISMICA				485,189.67
05.01	SUMINISTRO Y ANCLAJE DE AISLADORES SÍSMICOS ELASTOMÉRICOS CON NUCLEO DE PLOMO	und	21.00	23,104.27	485,189.67
TOTAL COSTO DIRECTO:					1,853,736.52

El costo directo para la construcción de la edificación con sistema de cimentación aislada es de un millón ochocientos cincuenta y tres mil setecientos treinta y seis y 52/100 soles.

4.3.3 COMPARATIVA DEL COSTO DIRECTO CONSIDERANDO DISPOSITIVOS DE AISLACIÓN

Costo Directo considerando Aisladores Sísmicos	
Descripción	Costo Directo
Edificación con Cimentación Convencional	1,030,073.36
Edificación con Cimentación Aislada	1,853,736.52

Tabla 80. Tabla comparativa de los costos directos considerando los dispositivos de aislación, para la edificación con cimentación convencional y cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Análisis de Presupuesto con S10).

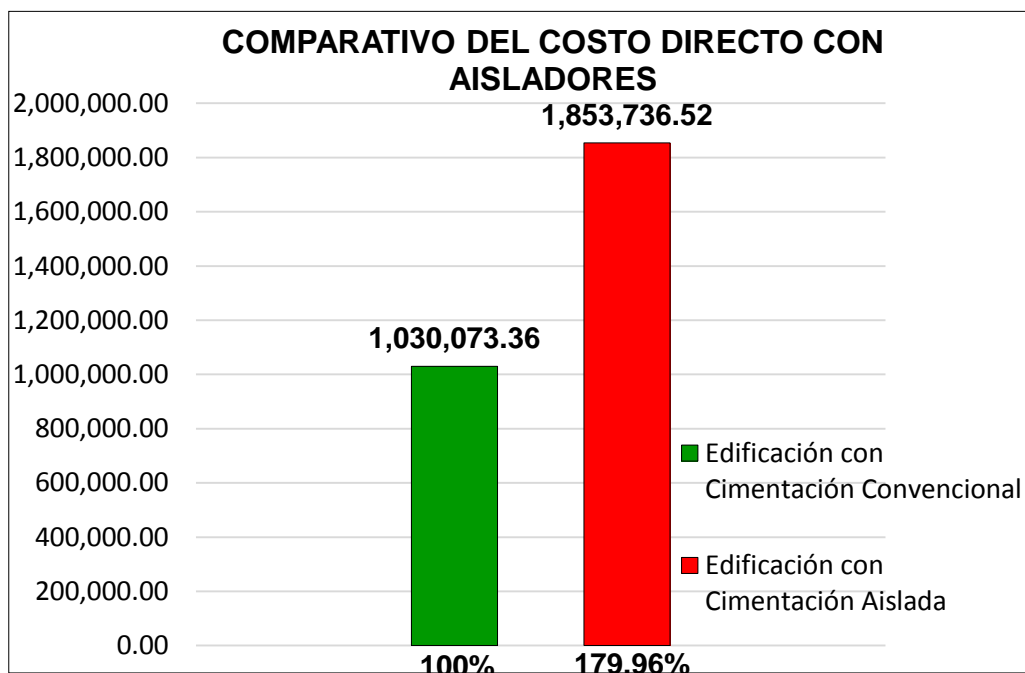


Figura 149. Barras estadísticas comparativas, de los costos directos a nivel de montos y porcentajes, considerando los dispositivos de aislación, para la edificación con cimentación convencional y cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Análisis de Presupuesto con S10).

De la figura 149, se precisa que el costo directo de la edificación con cimentación convencional es de 1,030,073.36 soles, representando este monto con un 100.00%, y el costo directo de la edificación con cimentación aislada, considerando los dispositivos de aislación, es de 1,853,736.52 soles, representando a este monto como el cociente porcentual del mismo entre el monto del costo de la edificación con cimentación convencional, obteniendo un porcentaje de 179.86%; por lo tanto se concluye que el costo directo de construir la edificación con un sistema de cimentación aislada es 79.86% mayor al costo directo de lo que implica construir la misma edificación pero con cimentación convencional, (siendo 1.7986 más costoso).

4.3.4 COMPARATIVA DEL COSTO DIRECTO SIN CONSIDERAR DISPOSITIVOS DE AISLACIÓN

Costo Directo sin considerar Aisladores Sísmicos	
Descripción	Costo Directo
Edificación con Cimentación Convencional	1,030,073.36
Edificación con Cimentación Aislada	1,368,546.85

Tabla 81. Tabla comparativa de los costos directos sin considerar los dispositivos de aislación, para la edificación con cimentación convencional y cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Análisis de Presupuesto con S10).

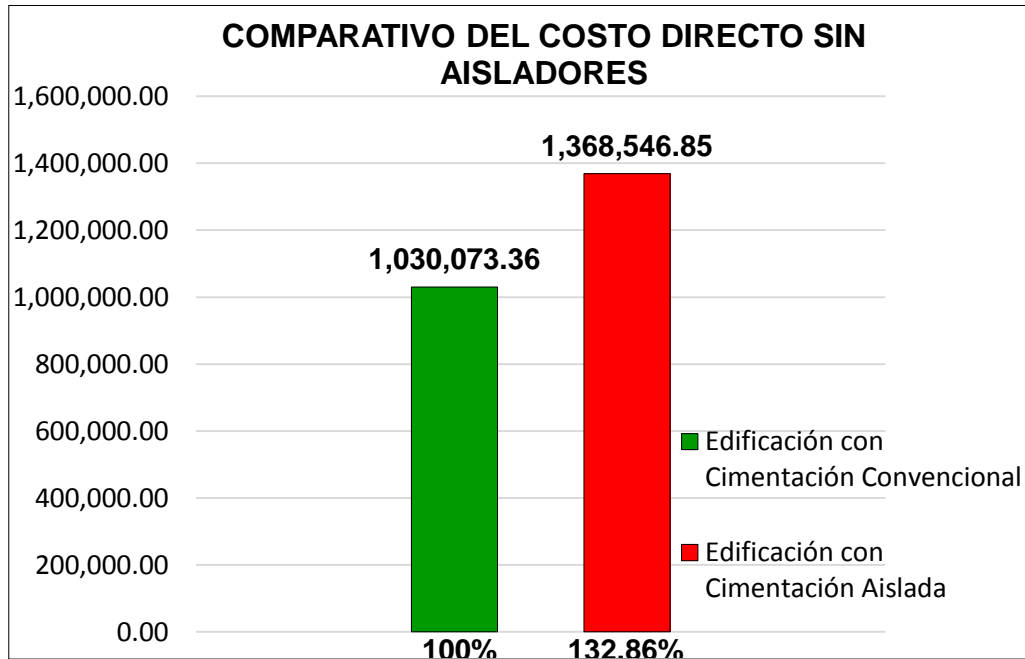


Figura 150. Barras estadísticas comparativas, de los costos directos a nivel de montos y porcentajes, sin considerar los dispositivos de aislación, para la edificación con cimentación convencional y cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Análisis de Presupuesto con S10).

De la figura 150, se precisa que el costo directo de la edificación con cimentación convencional es de 1,030,073.36 soles, representando este monto con un 100.00%, y el costo directo de la edificación con cimentación aislada, sin considerar los dispositivos de aislación, es de 1,368,546.85 soles, representando a este monto como el cociente porcentual del mismo entre el monto del costo de la edificación con cimentación convencional, obteniendo un porcentaje de 132.86%; por lo tanto se concluye que el costo directo de construir la edificación con un sistema de cimentación aislada, inclusive sin considerar los dispositivos de aislación es 32.86% mayor al costo directo de lo que implica construir la misma edificación pero con cimentación convencional, (siendo 1.3286 más costoso). Este aumento de costo a nivel de obras preliminares, provisionales y estructuras se debe a que en una edificación con cimentación aislada se incluye la construcción de un nivel adicional (losa y vigas) por

encima de la interfaz de aislación, se profundiza más la cimentación, aumentando los costos de movimientos de tierras, con la finalidad de tener un ambiente a modo de sótano para la inspección y/o cambio futuro de los aisladores, se construye muros de sostenimiento en los linderos de la edificación, se construyen pedestales donde se anclarán los aisladores, teniendo elementos en la sub estructura diseñados para trabajar en su rango lineal elástico, y elementos en la superestructura por encima de la interfaz de aislación diseñados para trabajar casi en su rango lineal elástico.

4.3.5 COMPARATIVA DEL COSTO DIRECTO POR TÍTULO DEL PRESUPUESTO

Descripción	Costo Directo por Título	
	Edificación con Cimentación Convencional	Edificación con Cimentación Aislada
OBRAS PROVISIONALES Y TRABAJOS PRELIMINARES	15,779.15	16,160.34
MOVIMIENTO DE TIERRAS	57,644.55	139,214.88
CONCRETO SIMPLE	44,950.31	19,440.85
CONCRETO ARMADO	911,699.35	1,193,730.78
DISPOSITIVOS DE AISLACIÓN SISMICA		485,189.67
TOTAL COSTO DIRECTO:	1,030,073.36	1,853,736.52

Tabla 82. Tabla comparativa de los costos directos por título del presupuesto, para la edificación con cimentación convencional y cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Análisis de Presupuesto con S10).

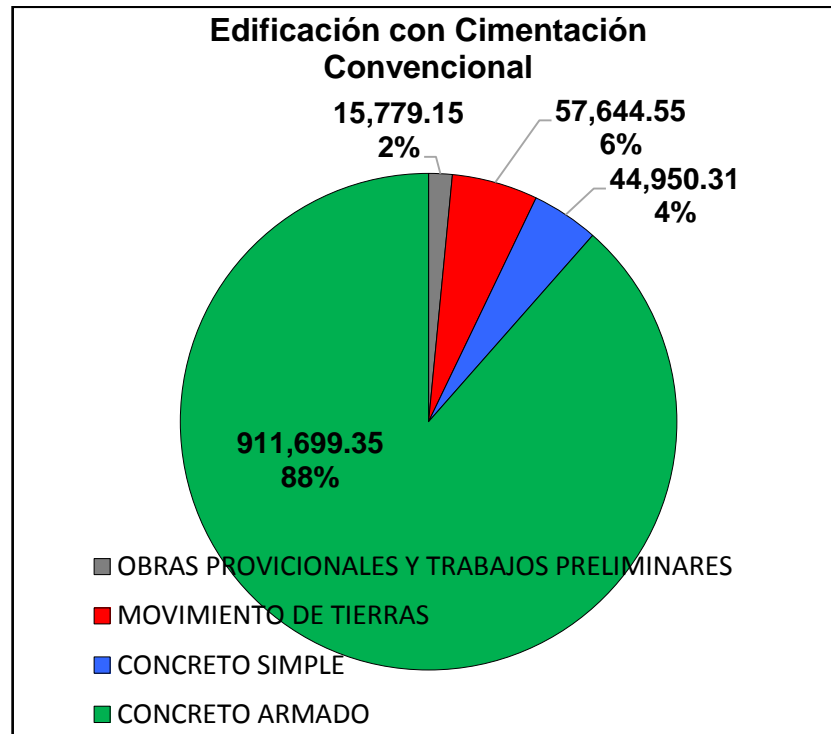


Figura 151. Circunferencia estadística, de los montos y porcentajes de incidencia de cada título, en el presupuesto, para la edificación con cimentación convencional.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Análisis de Presupuesto con S10).

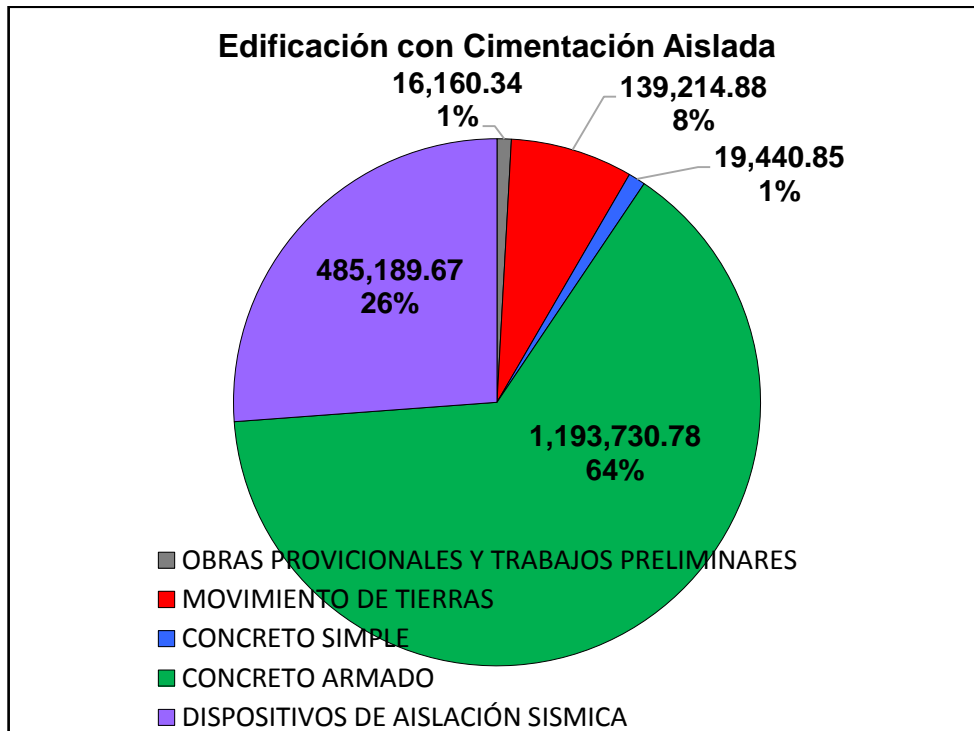


Figura 152. Circunferencia estadística, de los montos y porcentajes de incidencia de cada título, en el presupuesto, para la edificación con cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Análisis de Presupuesto con S10).

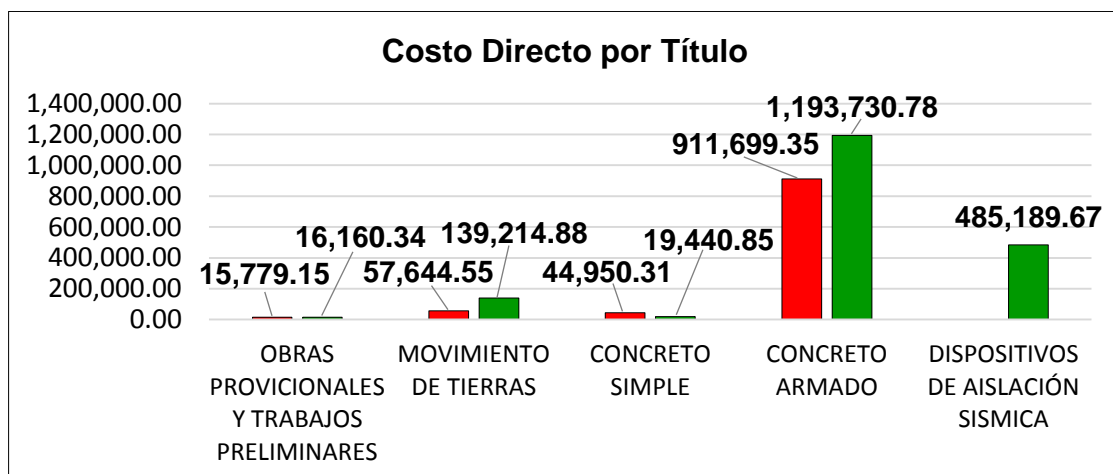


Figura 153. Barras estadísticas comparativas, de los montos de cada título, en los presupuestos, para la edificación con cimentación convencional y la edificación con cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Análisis de Presupuesto con S10).

En la figura 153 se expone los costos directos por títulos, del presupuesto de la edificación con cimentación convencional y del presupuesto de la edificación con cimentación aislada, contrastando cada valor en columnas para su rápida comparación, teniendo mayor incidencia en costos el movimiento de tierras, el concreto armado y los dispositivos de aislación sísmica. En esta figura, se manifiesta los montos con sus respectivos porcentajes de incidencia por título del presupuesto para la edificación con cimentación convencional, siendo el título de mayor incidencia el concreto armado, con un 88%; en la figura 151, se expresa también los montos con sus respectivos porcentajes de incidencia por título, pero del presupuesto para la edificación con cimentación aislada, siendo el título de mayor incidencia el concreto armado, con un 64%, presentando los dispositivos de aislación un 26% de incidencia, mostrados en la figura 152. Por último en la figura 153, se realiza una comparativa mediante barras estadísticas, expresando el monto de los costos directos por título para el presupuesto de la edificación con cimentación convencional y el presupuesto de la edificación con cimentación aislada, registrándose una diferencia de costos mayor en el título que corresponde a los dispositivos de aislación sísmica, seguido del título correspondiente a concreto armado.

4.3.6 COMPARATIVA DEL COSTO DIRECTO EN ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO Y DISPOSITIVOS DE AISLACIÓN SÍSMICA

Descripción	Costo Directo en Elementos de Concreto Armado y Aisladores	
	Edificación con Cimentación Convencional	Edificación con Cimentación Aislada
SOBRECIMENTOS ARMADOS	14,359.36	
MUROS DE SOSTENIMIENTO ARMADOS		91,029.78
ZAPATAS	91,071.28	119,604.11
VIGAS DE CIMENTACIÓN	19,112.02	21,450.83
PEDESTALES		100,131.76
PLACAS	166,184.28	
COLUMNAS	121,369.81	198,230.91
VIGAS	224,318.81	351,291.25
LOSAS ALIGERADAS	175,357.48	203,617.54
LOSAS MACIZAS	5,772.44	9,236.75
COLUMNETAS DE CONFINAMIENTO PARA TABIQUES	80,231.06	77,552.41
VIGAS DE CONFINAMIENTO PARA TABIQUES	13,922.81	21,585.44
DISPOSITIVOS DE AISLACIÓN SISMICA		485,189.67
TOTAL COSTO DIRECTO EN ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO:	911,699.35	1,193,730.78
TOTAL COSTO DIRECTO EN AISLADORES:		485,189.67

Tabla 83. Tabla comparativa de los costos directos en elementos de concreto armado del presupuesto, para la edificación con cimentación convencional y cimentación aislada incluyendo los dispositivos de aislación.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Análisis de Presupuesto con S10).

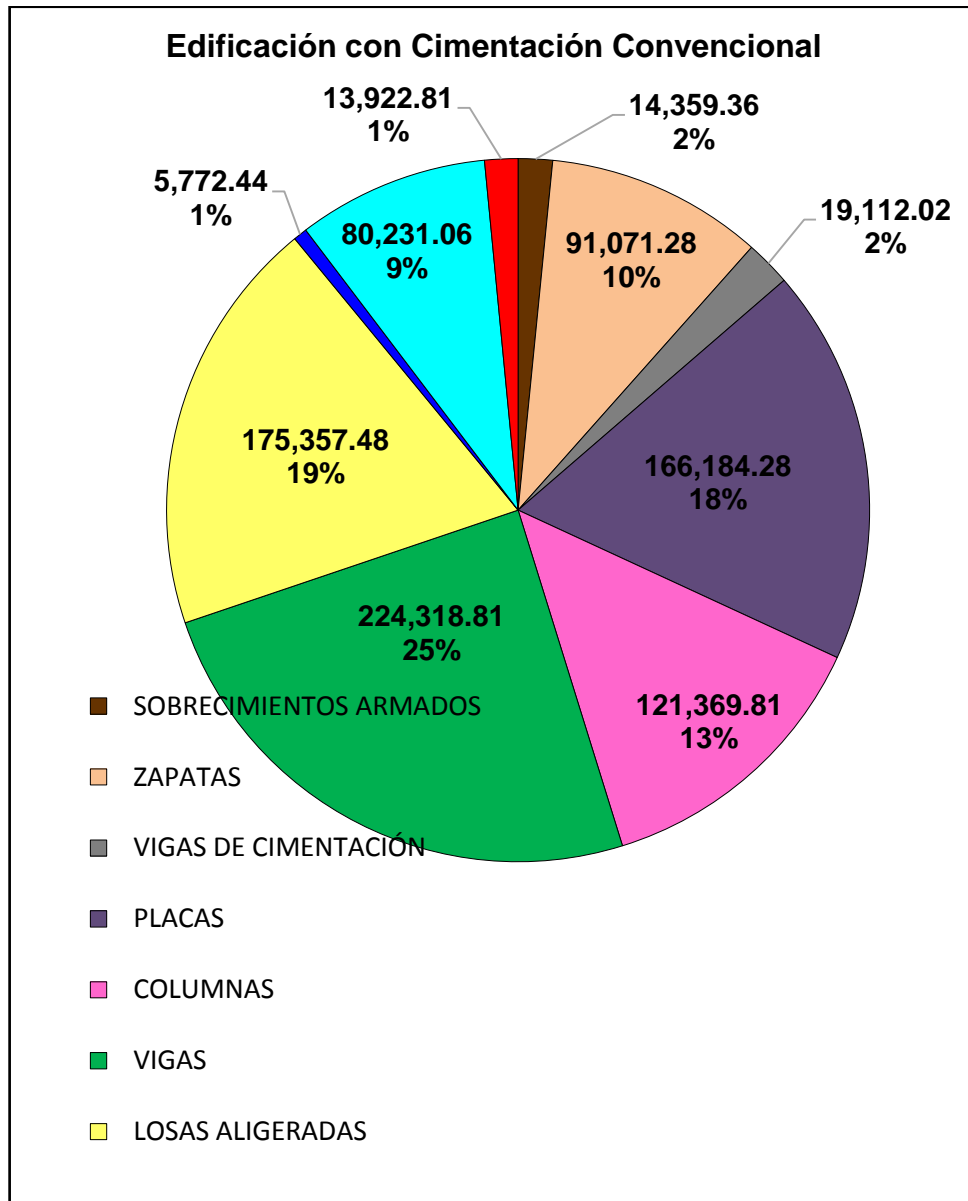


Figura 154. *Circunferencia estadística, de los montos y porcentajes de incidencia de los elementos estructurales, en el título de estructuras de concreto armado, en el presupuesto para la edificación con cimentación convencional.*

Fuente: Elaboración propia, basado en (Análisis de Presupuesto con S10).

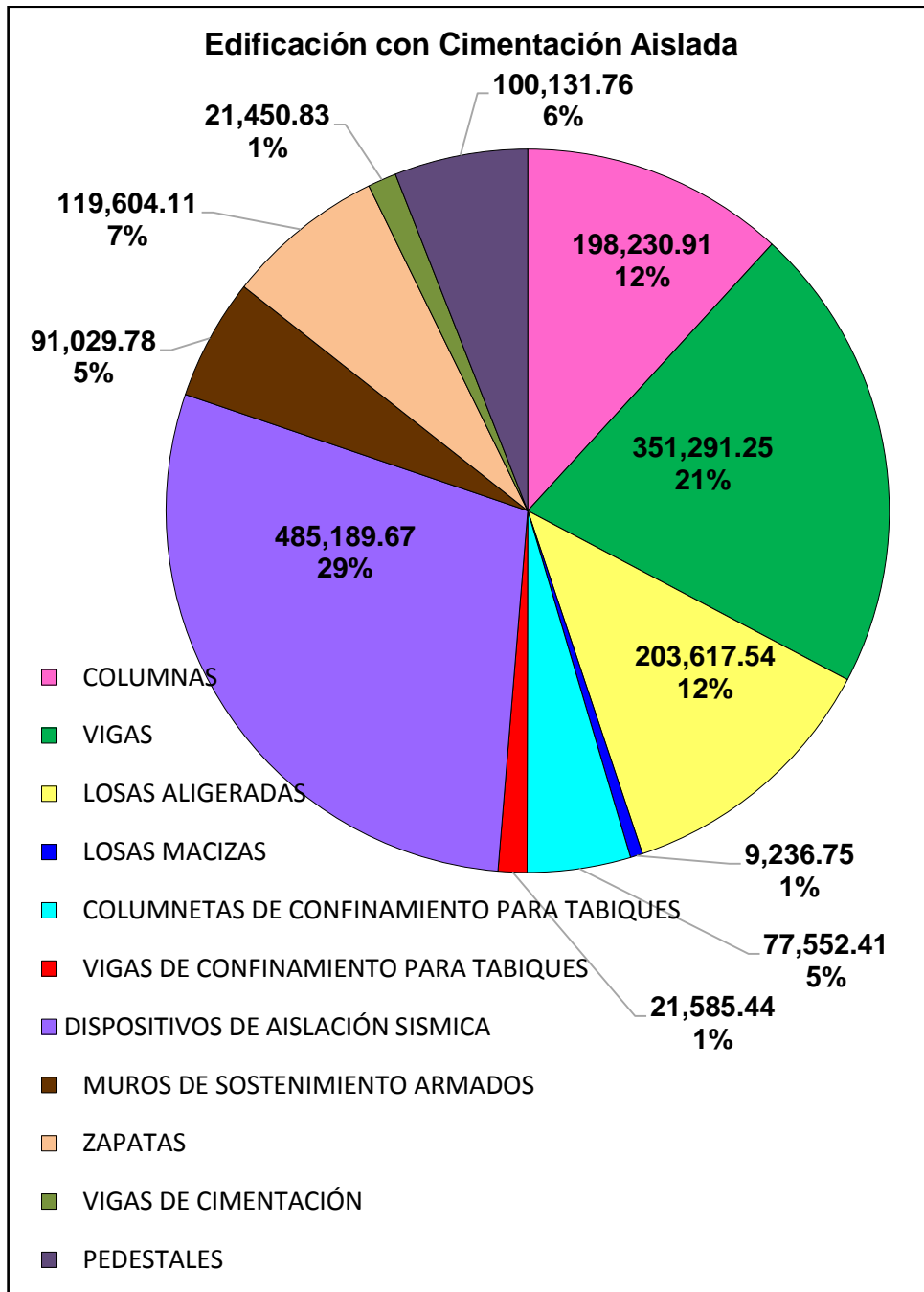


Figura 155. Circunferencia estadística, de los montos y porcentajes de incidencia de los elementos estructurales y aisladores sísmicos, en los títulos de estructuras de concreto armado y dispositivos de aislación sísmica, en el presupuesto para la edificación con cimentación aislada.

Fuente: Elaboración propia, basado en (Análisis de Presupuesto con S10).

En la tabla 83. se expone los costos directos de los elementos estructurales de concreto armado y de los dispositivos de aislación, del presupuesto de la edificación con cimentación convencional y del presupuesto de la edificación con cimentación aislada, contrastando cada valor en columnas para su rápida comparación, teniendo mayor incidencia en costos los dispositivos de aislación sísmica. En la figura 154, se manifiesta los montos con sus respectivos porcentajes de incidencia de los elementos estructurales, en el sub título concreto armado, en el presupuesto para la edificación con cimentación convencional, siendo las vigas los elementos de mayor incidencia en, con un 25%; en la figura 155, se expresa también los montos de los elementos estructurales y los dispositivos de aislación, con sus respectivos porcentajes de incidencia en los sub títulos concreto armado y dispositivos de aislación sísmica, respectivamente, en el presupuesto para la edificación con cimentación aislada, siendo los dispositivos de aislación sísmica los que presentan mayor incidencia, con un 29%, seguidos de las vigas con un 21%.



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

**“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO, TENIENDO EN CUENTA CIMENTACIÓN
CONVENCIONAL Y CIMENTACION AISLADA, APLICADO AL POOL DE AULAS DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA”**



CAPÍTULO 5
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- La estructura con cimentación convencional, se cataloga como sismorresistente, presentando de acuerdo al análisis desarrollado, un buen comportamiento frente a sismos severos. Se comprobó que esta estructura por ser rígida (periodo fundamental de 0.455 segundos) amplificó las aceleraciones en altura de la demanda sísmica, lo que produce fuerzas laterales por nivel mayores en los pisos superiores. El sistema estructural que presenta la edificación con cimentación convencional, se comprobó que corresponde a muros estructurales de concreto armado, y los valores de derivas son menores al máximo permisible (menores a 0.007 para estructuras de concreto armado, según la NTP: E: 0.30), teniendo como valor mayor 0.0069 en la dirección Y, en el segundo nivel.
- Se logró realizar el análisis y diseño estructural de la edificación con sistema de cimentación aislada, cumpliendo lo indicado en el código ASCE/SEI 7-16, contrastando parámetros con la NTP: E.030 y las demás normas para estructuras indicadas en RNE, con lo cual se permitió la adaptación del diseño de sistemas de aislación sísmica aplicadas a la realidad local, con el objetivo fundamental de conocer la demanda sísmica necesaria a emplear.
- Se realizó con éxito el diseño del sistema de cimentación aislada, compuesto por aisladores elastoméricos con núcleo de plomo del tipo LRB, los cuales son más comerciales en Perú. Se obtuvieron las dimensiones y parámetros de los aisladores en base a la demanda sísmica del sismo considerado máximo, obteniendo un valor de

deformación en el aislador de 50.299cm en la dirección Y, para el límite inferior, y una deformación máxima de 26.690cm en dirección Y, en el límite superior (con el Análisis Historia de Respuesta no lineal rápido (FNA)). Para la edificación con cimentación aislada, se obtuvo un periodo de 2.711 segundos, en el límite inferior, y de 1.670 segundos en el límite superior (con el Método de la Fuerza lateral equivalente), aumentando también la relación de amortiguamiento de la estructura convencional que es 5%, a 13.40% para el límite inferior y 20.20% para el límite superior, en la edificación con aislamiento sísmico en la base.

- El edificio con cimentación aislada tuvo una respuesta más favorable, en comparación al edificio con cimentación convencional, sus derivas son inferiores a la máxima permitida en la NTP: E.030 (para estructuras de concreto armado deberán ser menores a 0.007), teniendo como valor mayor 0.0038 en la dirección Y, en el primer y segundo nivel (Nivel 1 y 2).
- La edificación con sistema de cimentación aislada, por ser bastante flexible en la interfaz de aislación, coloca su periodo fundamental en una banda de periodos donde la energía producida por un evento sísmico es menor.
- En la edificación con sistema de cimentación aislada, los dispositivos de aislación, limitan la participación de los modos superiores en la respuesta estructural, generando en estos factores de participación sísmica bajos, concentrándose solo en el periodo fundamental, el cual controla la respuesta, adquiriendo una forma lineal en la estructura y una amplitud importante en la interfaz de aislación. .

- Los dispositivos de aislación sísmica proporcionan una capa de baja rigidez y de alta flexibilidad en la interfaz de aislación en la edificación, con la cual los periodos asociadas a ella y la aceleración debida a un evento sísmico tiende a disminuir, ocasionando distorsiones y aceleraciones de entrepiso bajas, limitando el daño estructural.
- Con la instalación de dispositivos de aislación sísmica en una edificación, la fuerza debido a un evento sísmico disminuye considerablemente, permitiendo el diseño elástico en la sub estructura, y casi elástico en la superestructura, evitando elementos agrietados y con fisuras de consideración, eliminando todo peligro de colapso, generando edificaciones protegidas, siendo viables en función y por lo tanto en inversión.
- Con la utilización de aisladores sísmicos, como ya se mencionó, se limitan fisuras considerables en los elementos estructurales de la edificación, reduciendo los costos de reparación en sismos futuros, justificando una viabilidad económica en el tiempo.
- Se concluye que el costo de la edificación con sistema de cimentación aislada, representa un incremento en inversión de 79.86% con respecto a la edificación con cimentación convencional. La reducción en sección de los elementos de corte en la superestructura (la edificación con cimentación convencional presentan columnas y placas de gran envergadura las cuales principalmente absorben la fuerza cortante de la demanda sísmica, mientras que la edificación con cimentación aislada solo presenta columnas), no representa un ahorro, pues para implementar una interfaz de aislación en una edificación,

necesariamente se debe construir un nivel adicional inmediato superior a los aisladores sísmicos (un nivel adicional que consta de losas y vigas) y un piso técnico a modo de sótano con dimensiones suficientes para la inspección de los aisladores, para su mantenimiento y posible recambio, que ocasiona más excavación, la construcción de pedestales para el anclaje de los aisladores y la construcción de muros de sostenimiento en todo el perímetro de la edificación, con lo cual inclusive si se comparan costos solo a nivel de concreto armado (sin considerar el costo de los aisladores sísmicos), la edificación con cimentación aislada es más costosa en un 32.86% que la edificación con cimentación convencional.

- El diseño del acero para los elementos estructurales tampoco incluyen un ahorro, puesto que los elementos de la edificación con cimentación convencional se diseñan para trabajar en un rango inelástico, que permita disipar energía durante un evento sísmico, mientras que los elementos de la edificación con cimentación aislada, se diseñan en la superestructura para que trabajen en un rango casi elástico, y en la subestructura en un rango totalmente elástico, lo antes mencionado casi equipara las fuerzas para el diseño en ambos sistemas, inclusive se afirma que las fuerzas para el diseño de los elementos estructurales en una edificación con cimentación aislada es mayor.

5.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda considerar el uso de dispositivos de aislación sísmica desde la concepción del proyecto, con la finalidad de evitar el impacto de su incorporación en la arquitectura, pues en el caso de esta edificación, se tuvo que obviar la presencia de los bloques colindantes (con la finalidad del desarrollo de esta tesis), los cuales impedían el desplazamiento horizontal de la estructura.
- Si hay edificios colindantes a los linderos que no permitan el movimiento horizontal del edificio, no es recomendable construir sobre una interfaz de aislación, a menos que la edificación se retire de los linderos una longitud mayor al desplazamiento máximo, que según el cálculo, alcanzaran los dispositivos de aislación.
- Se recomienda realizar un análisis estático preliminar para el diseño de toda estructura con una interfaz de aislación, con el objetivo de obtener un enfoque previo que establezca un nivel máximo de fuerzas y desplazamientos, que siempre deberán ser contrastados con un análisis dinámico.
- Se recomienda incorporar aisladores sísmicos en la base en edificios que presenten periodos menores a 1 segundo, entonces esta técnica podría limitarse solo a ser utilizada en edificios bajos y rígidos.
- No se recomienda el uso de aisladores cuando la edificación presenta plantas irregulares extremas, pues podrían producirse torsiones horizontales de consideración, que afectarían incrementando la deformación de algunos aisladores, en comparación a otros pertenecientes al sistema.

- Se recomienda evaluar en el nivel adicional por encima de la interfaz de aislación, la separación entre el centro de masas y de rigidez, para evitar que efectos torsionales generen esfuerzos y deformaciones excesivas en los aisladores.
- No es recomendable usar aisladores sísmicos en suelos susceptibles a licuefacciones, y en suelos flexibles como S_3 y S_4 , pudiendo utilizarse en suelos rígidos S_1 , extendiéndose a ser utilizados en suelos intermedios S_2 , según la clasificación de los tipos de suelos presente en la NTP: E.030.
- Si la edificación soporta otras cargas horizontales, aparte de las generadas por un sismo, como fuerzas producidas por el viento que excedan del 10% del peso vertical, no se recomienda colocar un sistema de aislación sísmica en la base, por peligros de volteo.
- Se recomienda verificar que los desplazamientos en cada uno de los niveles sean casi uniformes en todas las esquinas, y que la deformación de cada aislador sea similar, con ello se busca optimizar los tipos de aisladores a utilizar.
- Para el cálculo y diseño de los aisladores sísmicos es recomendable prestar mucha atención a los efectos de tracción que en ellos se producen, evaluando deformaciones por levantamiento, pues si esta deformación es muy elevada, ocasiona la modificación de propiedades en los aisladores, llegando a dañarse. A la vez se debe tener presente que las deformaciones verticales en estos dispositivos debido a esfuerzos de compresión, deben ser similares, evitando deformaciones diferenciales entre los distintos elementos de la estructura.

- Como la tecnología del aislamiento sísmico en la base es relativamente nueva, no se tiene información casi real sobre los cambios en la mecánica de materiales que presentarían los aisladores a lo largo del tiempo, por lo tanto se recomienda que estos dispositivos se instalen de tal manera que permitan su constante inspección y cambio a futuro.



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO, TENIENDO EN CUENTA CIMENTACIÓN CONVENCIONAL Y CIMENTACION AISLADA, APLICADO AL POOL DE AULAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA”



CAPÍTULO 6

REFERENCIAS

BIBLIOGRÁFICAS

6.1 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R., Almazán, J., Dechent, P. y Suárez, V. (2008). Aisladores de Base Elastoméricos y FPS. Quito: Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército.
- American Society Of Civil Engineers / Structural Engineering Institute (ASCE/SEI). ASCE/SEI 7-16: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. (2017 edition). Reston, Virginia.
- Arriagada, J. (2005). Aislación Sísmica de un Edificio de Oficina de Siete Pisos. (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional). Tesis para optar Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles, Universidad Austral de Chile, Valdivia.
- Avaria, P. (2014). Aisladores Sísmicos Resistencia y Protección. Revista BIT, 1 (1), 38-42.
- Bridgestone Corporation. (2017). Seismic Isolation Product Line-up, High Damping Rubber Bearing, Lead Rubber Bearing, Natural Rubber Bearing, Elastic Sliding Bearing. (Volumen 1). Recuperado de: https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/pdf/catalog_201710.pdf
- CDV Ingeniería Antisísmica - Dynamic Isolation Systems (DIS). (2007). Aislamiento Sísmico para Edificios y Puentes. Recuperado de: <https://cdvperu.com/wp-content/uploads/2016/03/CATALOGO-DIS.pdf>
- Chen, W. y Scawthorn, C. (2003). Earthquake Engineering Handbook. Hawái: Hawaii University.
- Chopra, A. (2014). Dinámica de Estructuras. México: Pearson Educación.

- Cueva, E. y Plasencia, J. (2015). Análisis Sísmico Comparativo Teniendo en Cuenta Cimentación Convencional y Aisladores Sísmicos Aplicado al Edificio de Laboratorios Especializados de la Escuela de Ingeniería en Energía de la UNS. Tesis para optar Título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional del Santa, Nuevo Chimbote.
- De La Llera, J. (2013). Aislación Sísmica y Disipación. Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Gómez, I. (2007). Análisis Sísmico Moderno Ética Aplicada. México: Trillas, S.A. de C.V.
- Gómez, T. (2017). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Jacobo, Y. y Quispe, J. (2014). Diseño Estructural Comparativo entre los Sistemas Dual y con Aislamiento Sísmico en la Base para una Clínica de 8 pisos en la Ciudad de Trujillo. Tesis para optar Título de Ingeniero Civil, Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo.
- Korswagen, P., Arias, J. y Huaranga, P. (2012). Análisis y Diseño de Estructuras con Aisladores Sísmicos en el Perú. Tesis para optar Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Lema, E. (2013). Análisis y Diseño de un Edificio con Aisladores Sísmicos Modelamiento en el Etabs . Tesis para optar Título de Ingeniero Civil, Universidad Central del Ecuador, Quito.
- León, I. (2016). Sistemas de aislamiento en la base de la estructura [Material de clase]. Ingeniería antisísmica, Universidad Nacional del Santa, Nuevo Chimbote, Perú.



- Leyton, M. (2017). Implementación de Aisladores Sísmicos en un Edificio de Vivienda en Lima, Perú. Tesis para optar Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Meza, R. y Sanchez, E. (2010). Guia de Diseño Sismico de Aisladores Elastomericos y de Friccion para la República de Nicaragua. Monografía para optar Título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Nicaragua, Managua.
- Naeim, F. y Kelly, J. (1999). Desing of Seismic Isolated Structures. Estados Unidos de América: Jhon Wiley y Sons, Inc.
- Norma E.020 Cargas (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.
- Norma E.030 Diseño sismorresistente (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.
- Norma E.050 Suelos y cimentaciones (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.
- Norma E.060 Concreto armado (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.
- Norma E.070 Albañilería (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.
- Oviedo, J. y Duque, M. (2006, diciembre). Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones. *Revista EIA, ISSN 1794-1237. (Número 6)*, p. 105-120.

- Ramsey, A. (2015). Bases Para la Implementación de la Norma Peruana de Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica . Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Saavedra, M. (2005). Análisis de Edificios con Aisladores Sísmicos Mediante Procedimientos Simplificados. Tesis para optar Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles, Universidad Austral de Chile, Valdivia.
- Simbort, E. (2016). Conceptos básicos de análisis y diseño de estructuras con aislamiento sísmico [Material de clase]. Cálculo y diseño de edificios con aisladores sísmicos, Kaizen Engineering Consulting, Nuevo Chimbote, Perú.
- Simbort, E. (2016). Introducción al aislamiento sísmico [Material de clase]. Cálculo y diseño de edificios con aisladores sísmicos, Kaizen Engineering Consulting, Nuevo Chimbote, Perú.
- Toledo, V. (2018). Protección sísmica con aislamiento en la base [Material de clase]. Cálculo y diseño de edificios con aisladores sísmicos, Aula virtual de la Comunidad para la Ingeniería Civil, Barcelona, España.
- Toledo, V. (2018). Segundo taller: diseño de un edificio de concreto armado con aisladores sísmicos en la base [Material de clase]. Cálculo y diseño de edificios con aisladores sísmicos, Aula virtual de la Comunidad para la Ingeniería Civil, Barcelona, España.
- Toledo, V. (2018). Sistemas de protección sísmica [Material de clase]. Cálculo y diseño de edificios con aisladores sísmicos, Aula virtual de la Comunidad para la Ingeniería Civil, Barcelona, España.



- Villagómez, D. (2015). Lineamientos para el Análisis y Diseño de Edificaciones Sísmicamente Aisladas en el Perú. Tesis para optar el grado de Magister, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

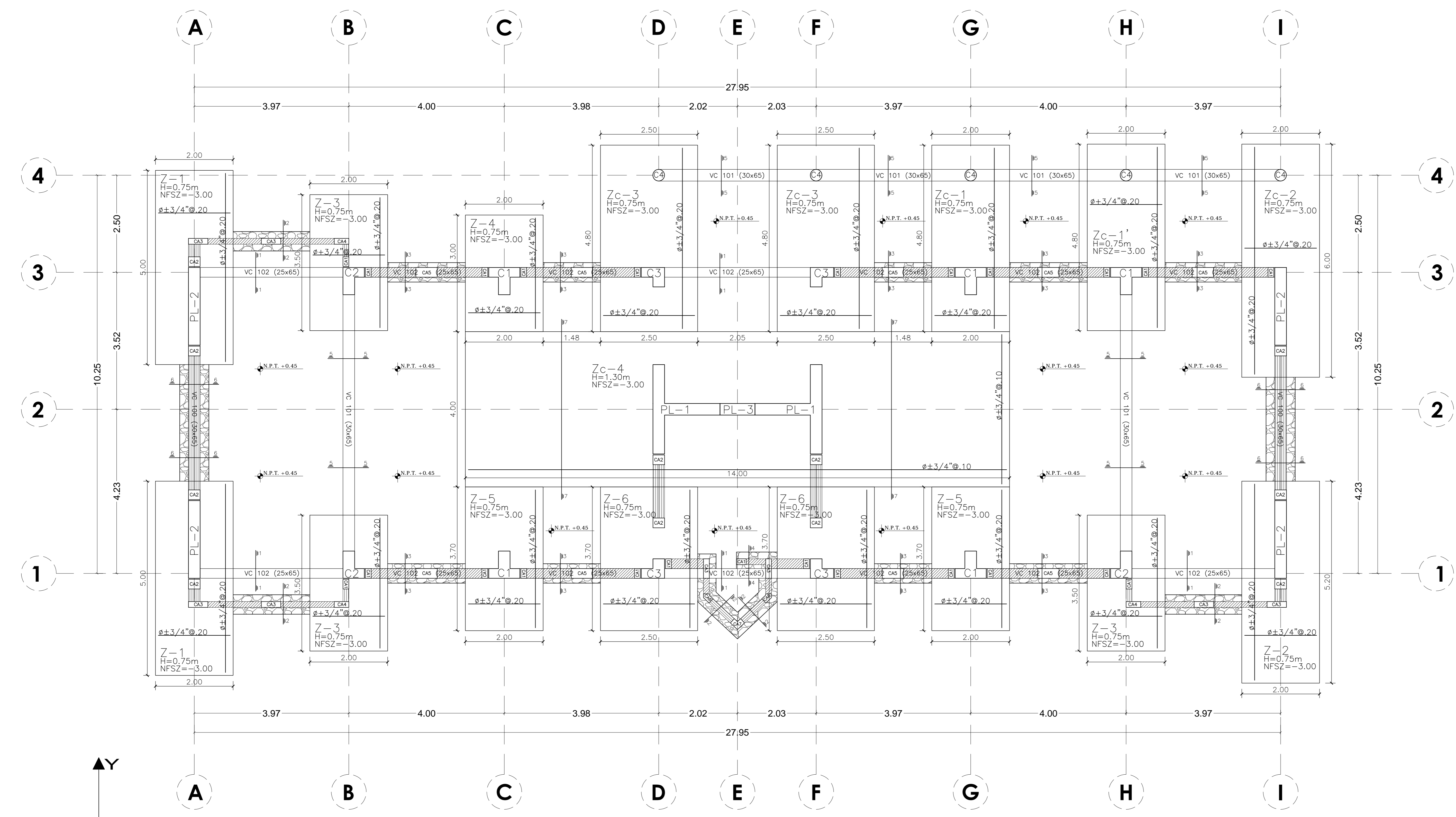
“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO, TENIENDO EN CUENTA CIMENTACIÓN CONVENCIONAL Y CIMENTACION AISLADA, APLICADO AL POOL DE AULAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA”



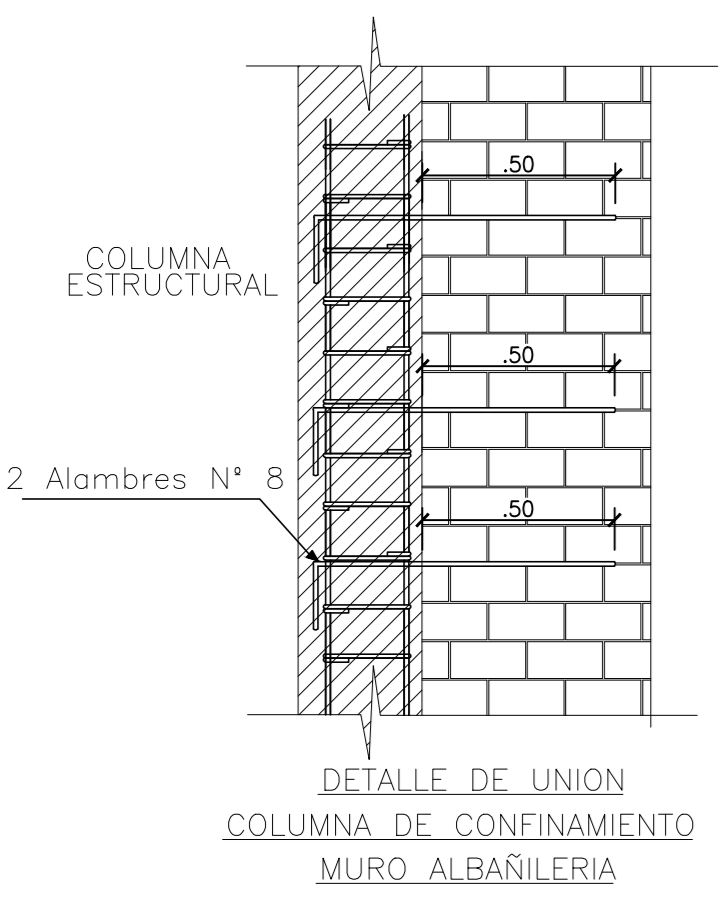
CAPÍTULO 7
ANEXOS



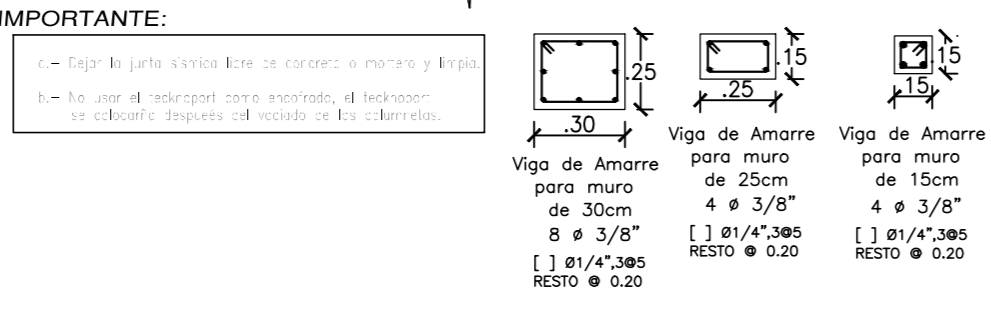
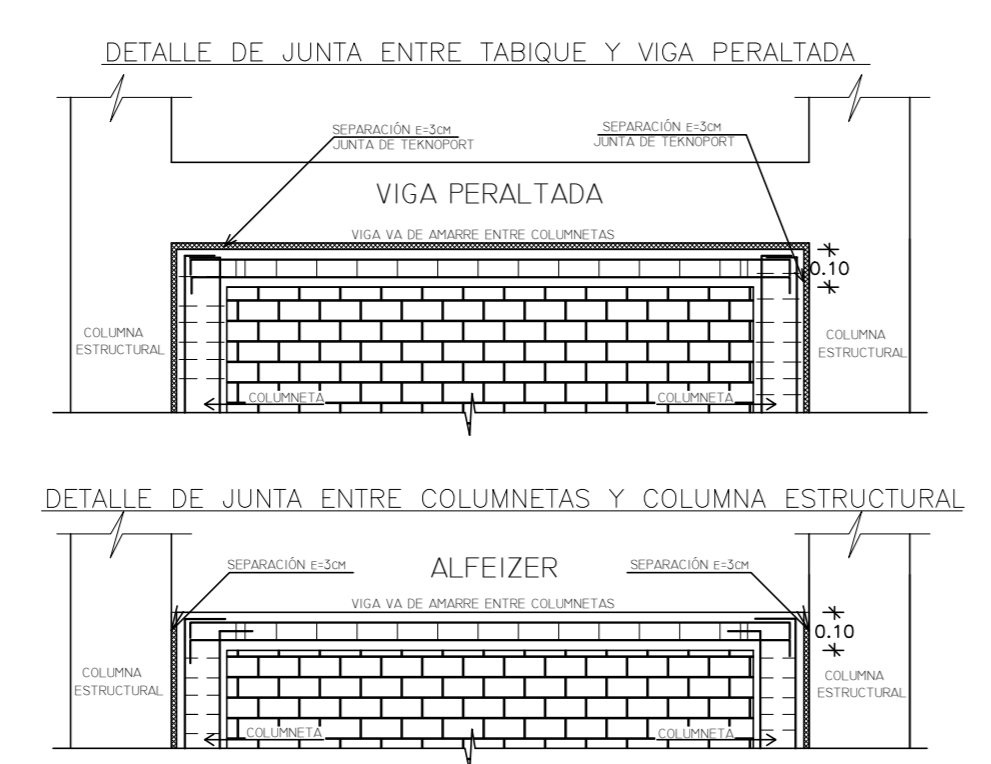
7.1 ANEXO 1: PLANOS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN CONVENCIONAL



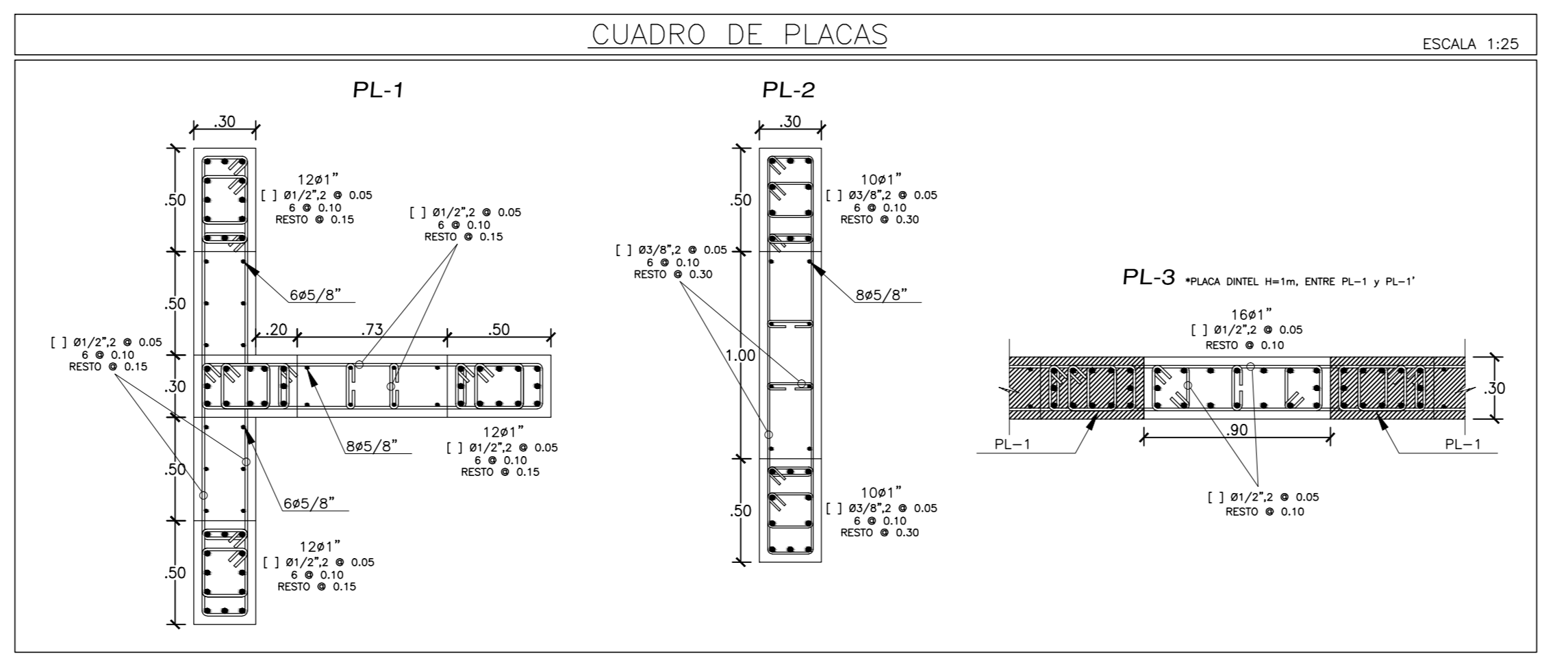
CIMENTACIÓN
ESC: 1/50



Ladrillo King Kong 18 Huecos
TIPO IV
Mortero CA : Proporción 1:4
JV y JH : 1:5 cm. (Máximo)



IMPORTANTE:
Viga de Anclaje para muro de 25cm de espesor: 4 # 3/8" R20 @ 200
Viga de Anclaje para muro de 30cm de espesor: 4 # 3/8" R20 @ 200



CUADRO DE COLUMNETAS ESCALA 1:25

SECCION	ACERO
CA1	6 # 3/8" [] Ø1/4", 30.05 RESTO Ø 0.20
CA2	10 # 3/8" [] Ø1/4", 30.05 RESTO Ø 0.20
CA3	10 # 3/8" [] Ø1/4", 30.05 RESTO Ø 0.20
CA4	8 # 3/8" [] Ø1/4", 30.05 RESTO Ø 0.20
CA5	18 # 3/8" [] Ø1/4", 30.05 RESTO Ø 0.20
CA6	9 # 3/8" [] Ø1/4", 30.05 RESTO Ø 0.20
CA7	8 # 3/8" [] Ø1/4", 30.05 RESTO Ø 0.20

CUADRO DE ZAPATAS

DETALLE REFUERZO DE ZAPATAS					
Tipo	Cantidad	a	b	N.F.S.Z	Refuerso Inf / Refuerzo Sup
Z-1	2	2.00	5.00	-3.00	Ø3/4" Ø 20 / Ø3/4" Ø 20
Z-2	1	2.00	5.20	-3.00	Ø3/4" Ø 20 / Ø3/4" Ø 20
Z-3	3	2.00	3.50	-3.00	Ø3/4" Ø 20 / -
Z-4	1	2.00	3.00	-3.00	Ø3/4" Ø 20 / Ø3/4" Ø 20
Z-5	2	2.00	3.70	-3.00	Ø3/4" Ø 20 / Ø3/4" Ø 20
Z-6	2	2.50	3.70	-3.00	Ø3/4" Ø 20 / Ø3/4" Ø 20

CUADRO DE ZAPATAS COMBINADAS

DETALLE REFUERZO DE ZAPATAS COMBINADAS					
Tipo	Cantidad	a	b	N.F.S.Z	Refuerso Inf / Refuerzo Sup
ZC-1	1	2.00	4.80	-3.00	Ø3/4" Ø 20 / Ø3/4" Ø 20
ZC-1'	1	2.00	4.80	-3.00	Ø3/4" Ø 20 / -
ZC-2	1	2.00	6.00	-3.00	Ø3/4" Ø 20 / Ø3/4" Ø 20
ZC-3	2	2.50	4.80	-3.00	Ø3/4" Ø 20 / Ø3/4" Ø 20
ZC-4	1	14.00	4.00	-3.00	Ø3/4" Ø 10 / Ø3/4" Ø 10

CUADRO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN ESCALA 1:25

SECCION	ACERO
VC-100	10 # 3/4" + [] Ø1/2" Ø 0.05 RESTO Ø 0.10
VC-101	3 # 3/4" + [] Ø3/8" Ø 0.05 + Ø 0.15 RESTO Ø 0.30
VC-102	4 # 3/4" + [] Ø3/8" Ø 0.05 + Ø 0.15 RESTO Ø 0.20

CUADRO DE COLUMNAS ESCALA 1:25

SECCION	ACERO
C-1	20 # 3/4" [] Ø3/8" Ø 0.05 + 70.10 RESTO Ø 0.30
C-2	16 # 3/4" [] Ø3/8" Ø 0.05 + 70.10 RESTO Ø 0.25
C-3	16 # 3/4" [] Ø3/8" Ø 0.05 + 70.10 RESTO Ø 0.20
C-4	6 # 3/4" [] Ø3/8" Ø 0.05 RESTO Ø 0.10
C-5	12 # 3/4" [] Ø3/8" Ø 0.05 RESTO Ø 0.10
C-6	10 # 3/4" [] Ø3/8" Ø 0.05 RESTO Ø 0.10

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.00 CONCRETO SIMPLE
En el primer nivel, en las zona de muros nuevos según detalle.
Cimiento Corrido (Cemento Tipo MS) : C/A, 1:10 + 30 % P.C.
Sub Zapata (Cemento Tipo MS) : C/A, 1:10 + 30 % P.C.
Sobrecimiento (Cemento Tipo MS) : C/A, 1:8 + 25 % P.C.
Baldosa (Cemento Tipo MS) : C/A, 1:12

2.00 CONCRETO ARMADO
Según elementos estructurales se tiene:
Zapatas (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 Kg/cm²
Vigas de Cimentación (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 Kg/cm²
Columnas Estructurales (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm²
Vigas (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm²
Placas Estructurales (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm²
Losa Maciza (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm²
Aligerado (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm²
Columnetas (Cemento Tipo I) : f'c = 175 Kg/cm²
Vigas de confinamiento (Cemento Tipo I) : f'c = 175 Kg/cm²

3.00 ACERO DE REFUERZO
En todos los elementos se empleará fierro corrugado G-40 según planos y detalles.

4.00 SOBRECARGAS
Centros de Educación (Aulas) : 250 Kg/m²
Circulación : 400 Kg/m²
Carga Muerta de Acabados : 100 Kg/m²
Carga Viva en Techos : 100 Kg/m²

5.00 CONSIDERACIONES DEL TERRENO
D₁ = 3.00m, a₁ = 0.00 Kg/cm²

6.00 REQUERIMIENTOS
Topografía : 7.5 cm.
Elementos de confinamiento : 2.5 cm.
Columnas estructurales y Placas : 4 cm.
Vigas estructurales : 4 cm.
Aligerado : 2.5 cm.
Vigas de Cimentación : 5 cm.

7.00 CONSIDERACIONES SISMICAS
El proceso constructivo se regirá según lo establecido en el R.R.E. y/o indicaciones de Proyecto. Se respetará los niveles adoptados en los planos y a falta de detalles se consultará al Proyectista.
El Acero de las columnas No estructurales colocará en el cimiento corrido con una longitud de desarrollo de 20cm y estos no servirán de apoyo a los elementos estructurales horizontales como vigas y losas.
8.00 NORMAS
Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)
American Concrete Institute (ACI)

CARACTERISTICAS SISMICAS, POOL DE AULAS - POOL "A"

Z : FACTOR DE ZONA = 0.45
U : FACTOR DE USO = 1.50
S : FACTOR DE SUELO = 1.05
PERIODO DEL SUELO T₀ = 0.60 Seg - T₀ = 2.00 Seg.
R₀ : COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION R₀ = 6 - R₀ = 6.
I₀ : COEFICIENTE DE IRREGULARIDADES EN ALTURA X, Y = 1.00
R : COEFICIENTE DE REDUCCION DE LAS FUERZAS SISMICAS
R_x = 6 - R_y = 6
CORTANTE BASAL TRANSVERSAL: V_x = 394.294 Tn
CORTANTE BASAL LONGITUDINAL: V_y = 395.760 Tn
MODO 1 - TRASLACIONAL EN LA DIRECCION "X" : 0.455 Seg.
MODO 2 - TRASLACIONAL EN LA DIRECCION "Y" : 0.421 Seg.
MODO 3 - ROTACIONAL : 0.400 Seg.

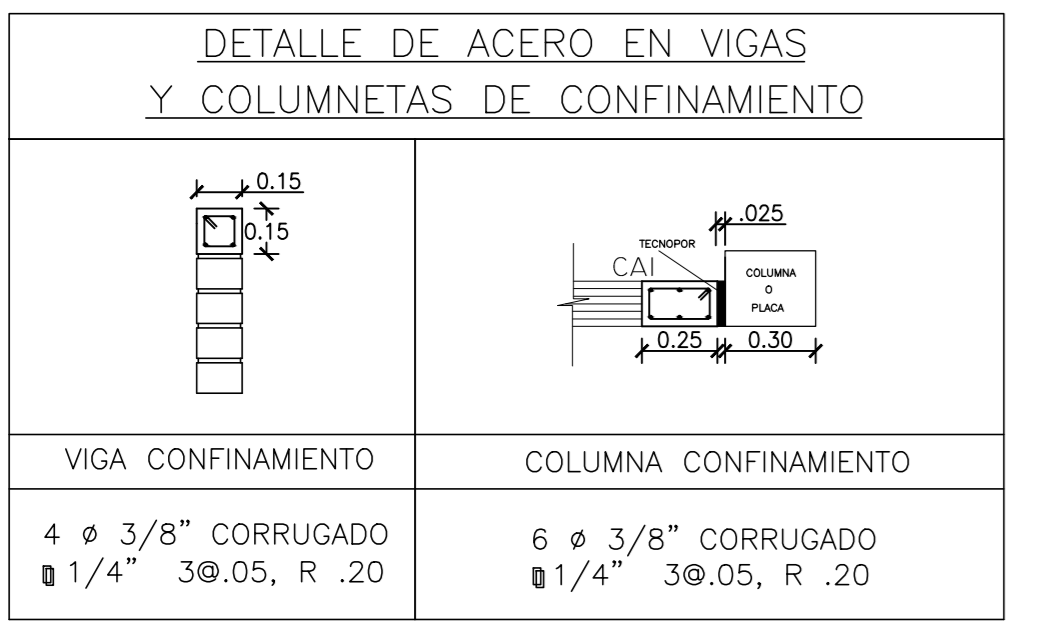
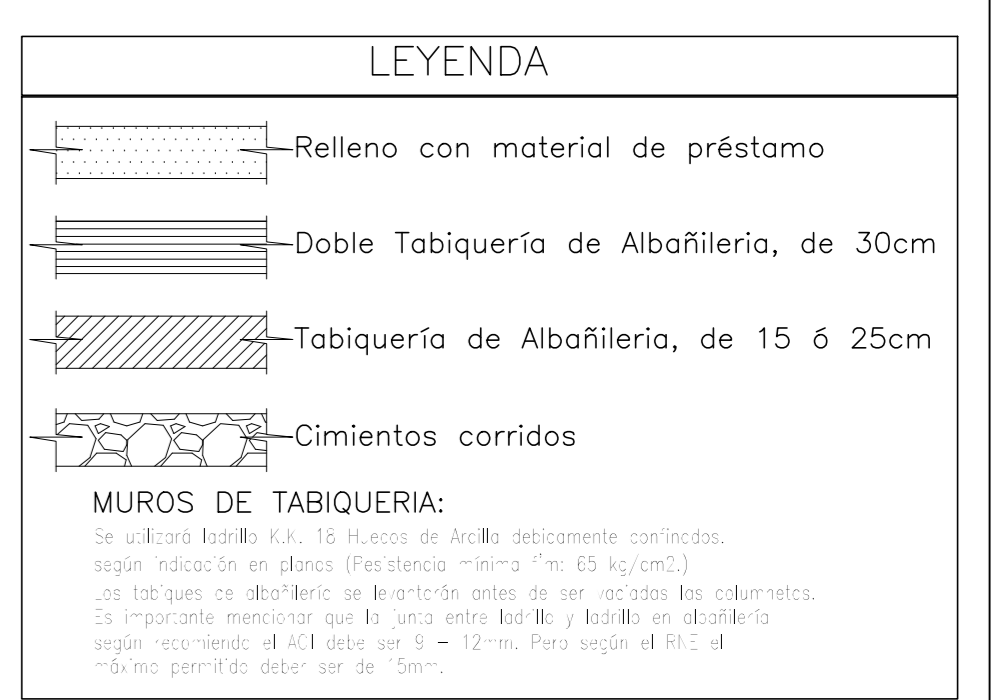
DESPLAZAMIENTO EN EL ULTIMO NIVEL

DIRECCION X - TRANSVERSAL : 2.279 Cm.
DIRECCION Y - LONGITUDINAL : 2.239 Cm.

CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS, POOL DE AULAS - POOL "A"
CALCULO POR ENVOLVENTE DE CARGAS

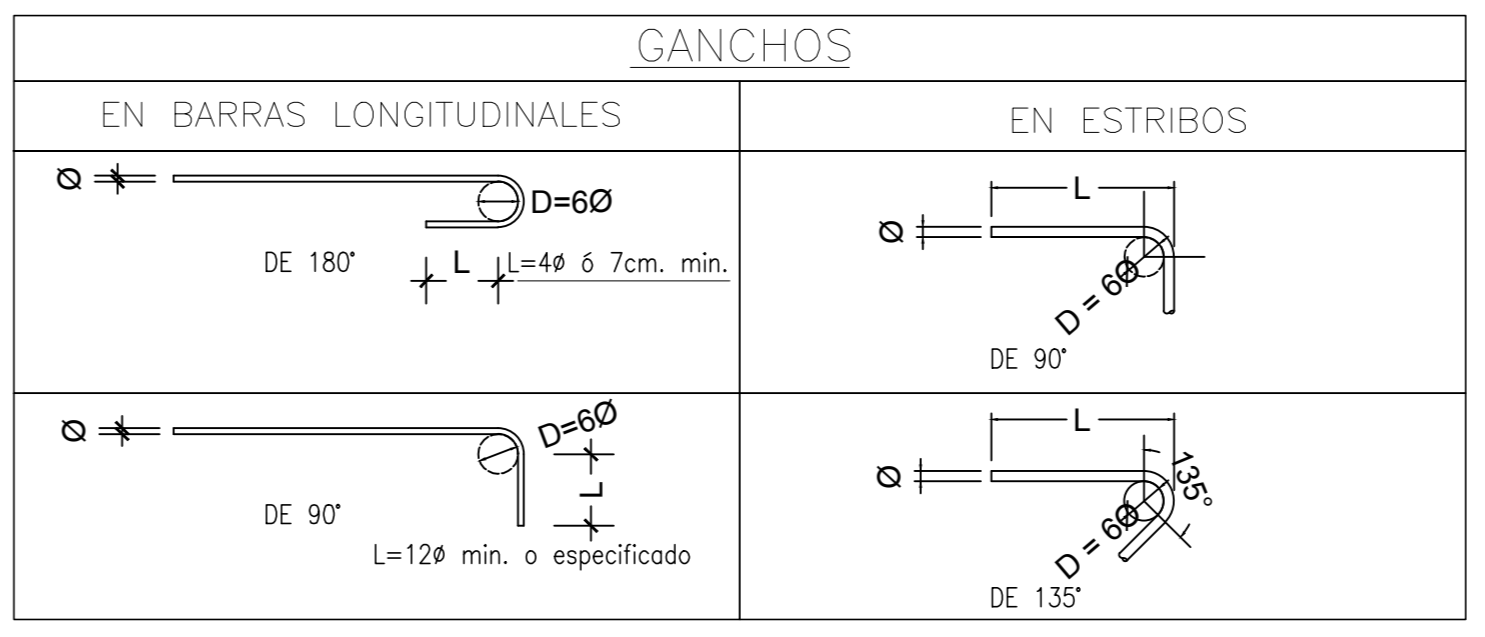
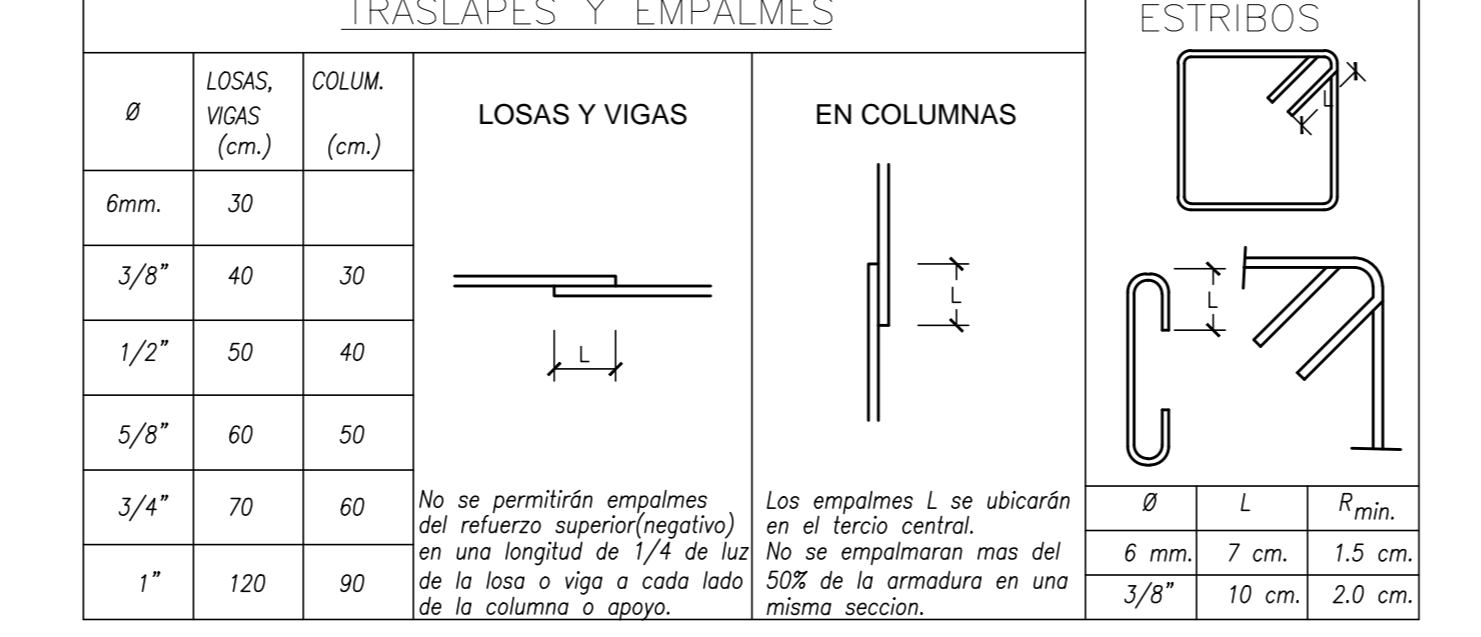
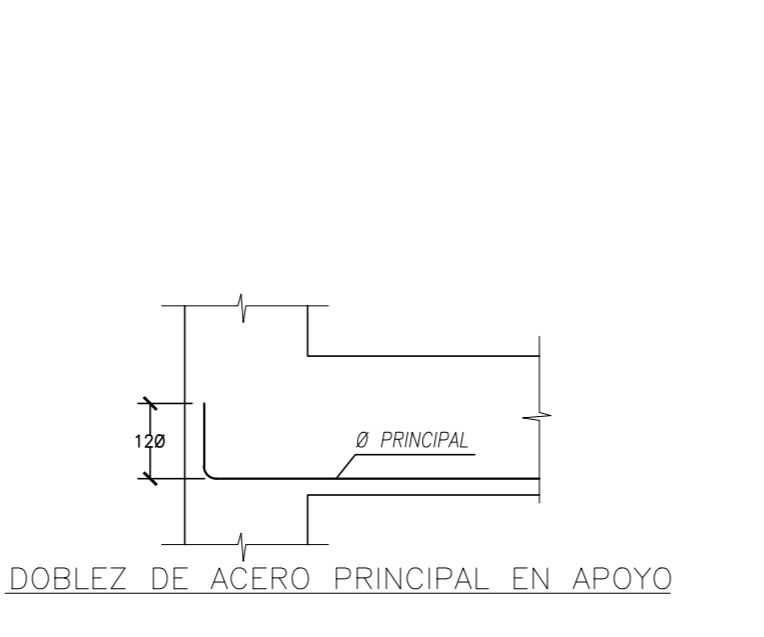
DIRECCION X - TRANSVERSAL	PISO	Δ (cm)	R ₀ 0.75	Δ	OK
DIRECCION X - TRANSVERSAL	5	0.0014	4.5	0.0065	OK
	4	0.0014	4.5	0.0067	OK
	3	0.0014	4.5	0.0062	OK
	2	0.0013	4.5	0.0060	OK
	1	0.0009	4.5	0.0040	OK
DIRECCION Y - LONGITUDINAL	5	0.0011	4.5	0.0050	OK
	4	0.0013	4.5	0.0059	OK
	3	0.0015	4.5	0.0067	OK
	2	0.0015	4.5	0.0069	OK
	1	0.0008	4.5	0.0037	OK

EL DESPLAZAMIENTO SISMICO SE ANALIZO PARA CINCO PISOS
Δ_m = R₀ Δ
DONDE :
R : COEFICIENTE DE REDUCCION SISMICA = E-030
Δ : DESPLAZAMIENTO DEL ANALISIS SISMICO POR METODOS ELASTICOS CALCULADO CON ETABS 2016
Δ : DERIVA DE ENTREPISO (ESTE VALOR TIENE QUE SER MENOR A 0.007 PARA EL EJE X-X Y 0.007 Y-Y POR SER DE CONCRETO ARMADO)



LONGITUD DE EMPALME (L)

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
	H. Cualquiera	H < 0.30 / H > 0.30
# 3/8"	0.40	0.40 / 0.45
# 1/2"	0.50	0.40 / 0.50
# 5/8"	0.60	0.45 / 0.60
# 3/4"	0.70	0.55 / 0.75
# 1"	1.20	0.55 / 0.75



Proyecto: **POOL DE AULAS - POOL "A"**
EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN CONVENCIONAL

Plano: **ESTRUCTURAS**
CIMENTACIÓN - PLANTA Y DETALLES

Propietario: **ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

Responsables: **Bach. Cristina Allende**
Bach. Johan Barrionuevo

Especialista CAD: **ingbarcn23@gmail.com**

Fecha: **OCTUBRE 2018**

Revisión: **Ms. Abner León Bobadilla**

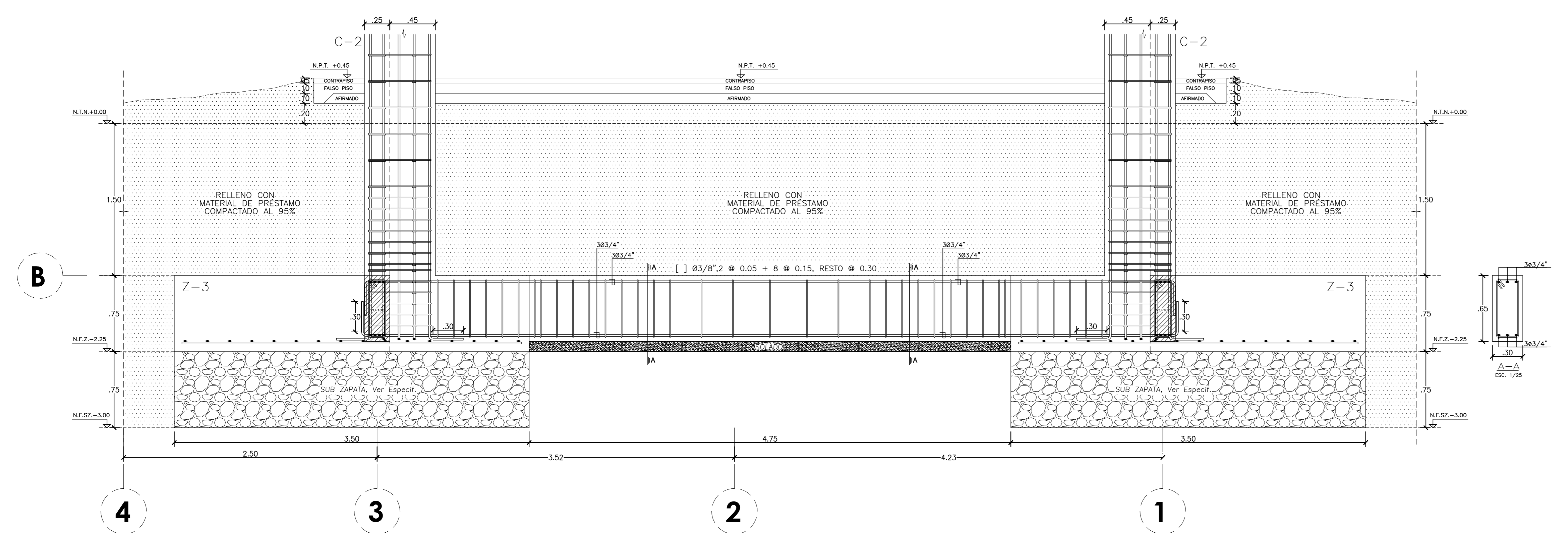
Departamento: **ANCASH**

Provincia: **SANTA**

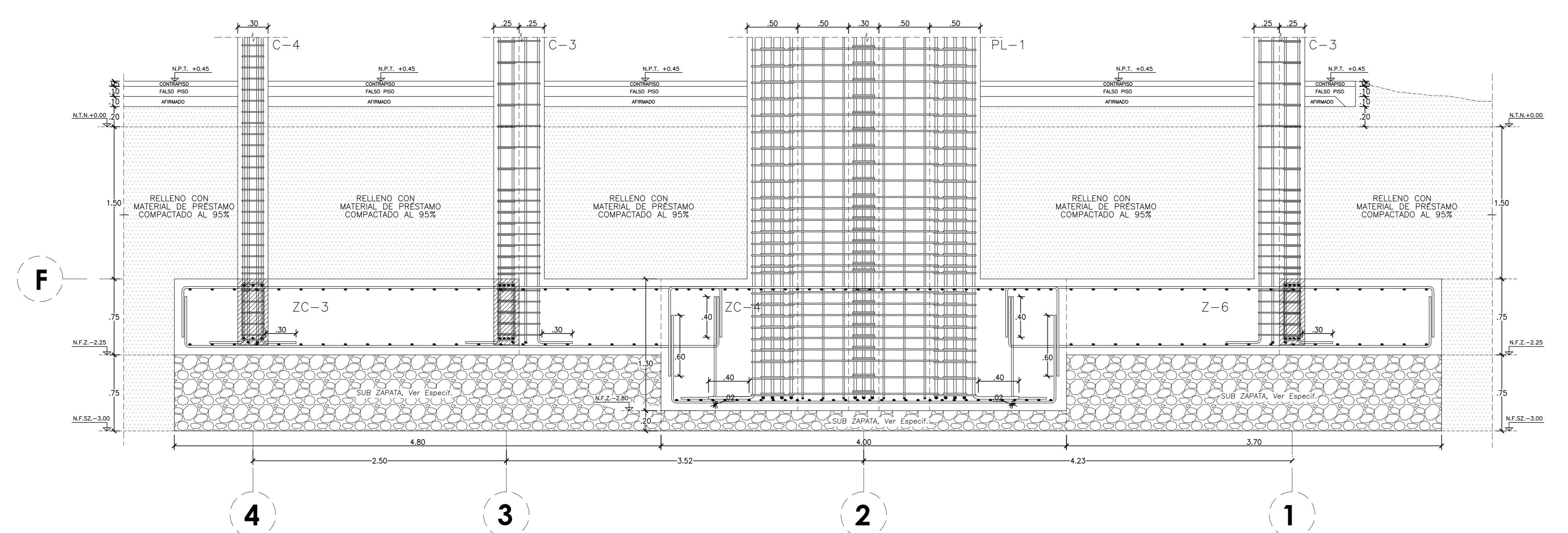
Distrito: **NUEVO CHIMBOTE**

Lugar: **UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**

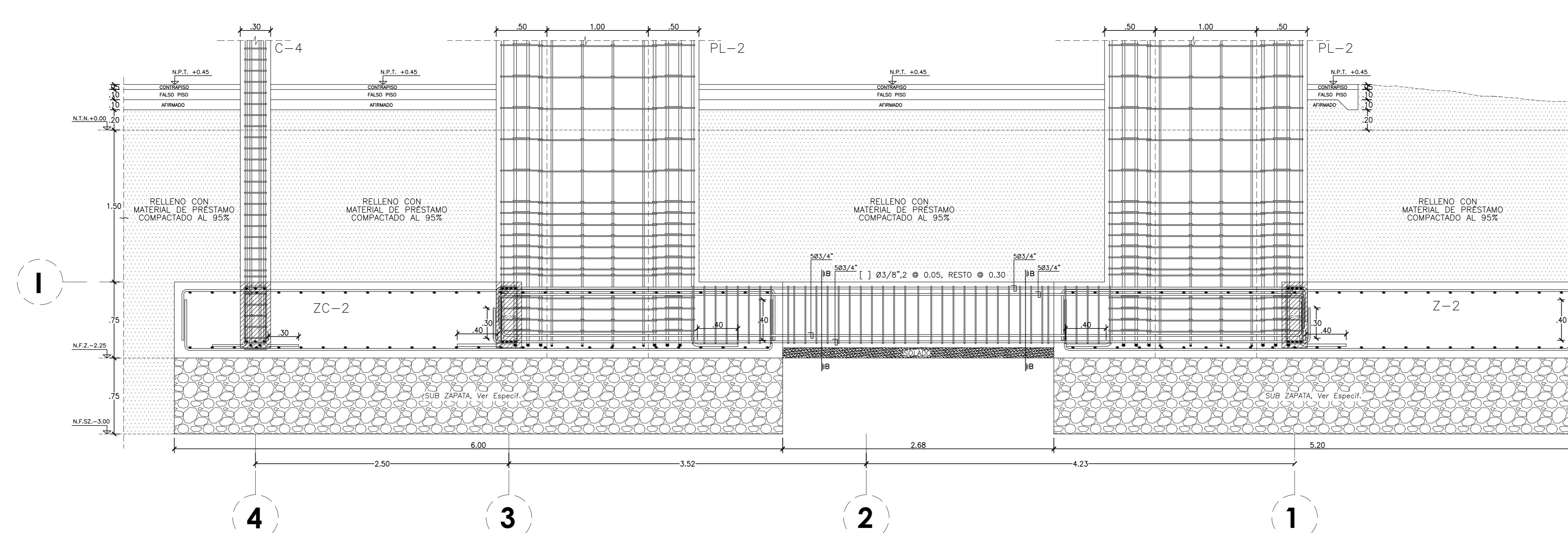
PLANO: **E-01**



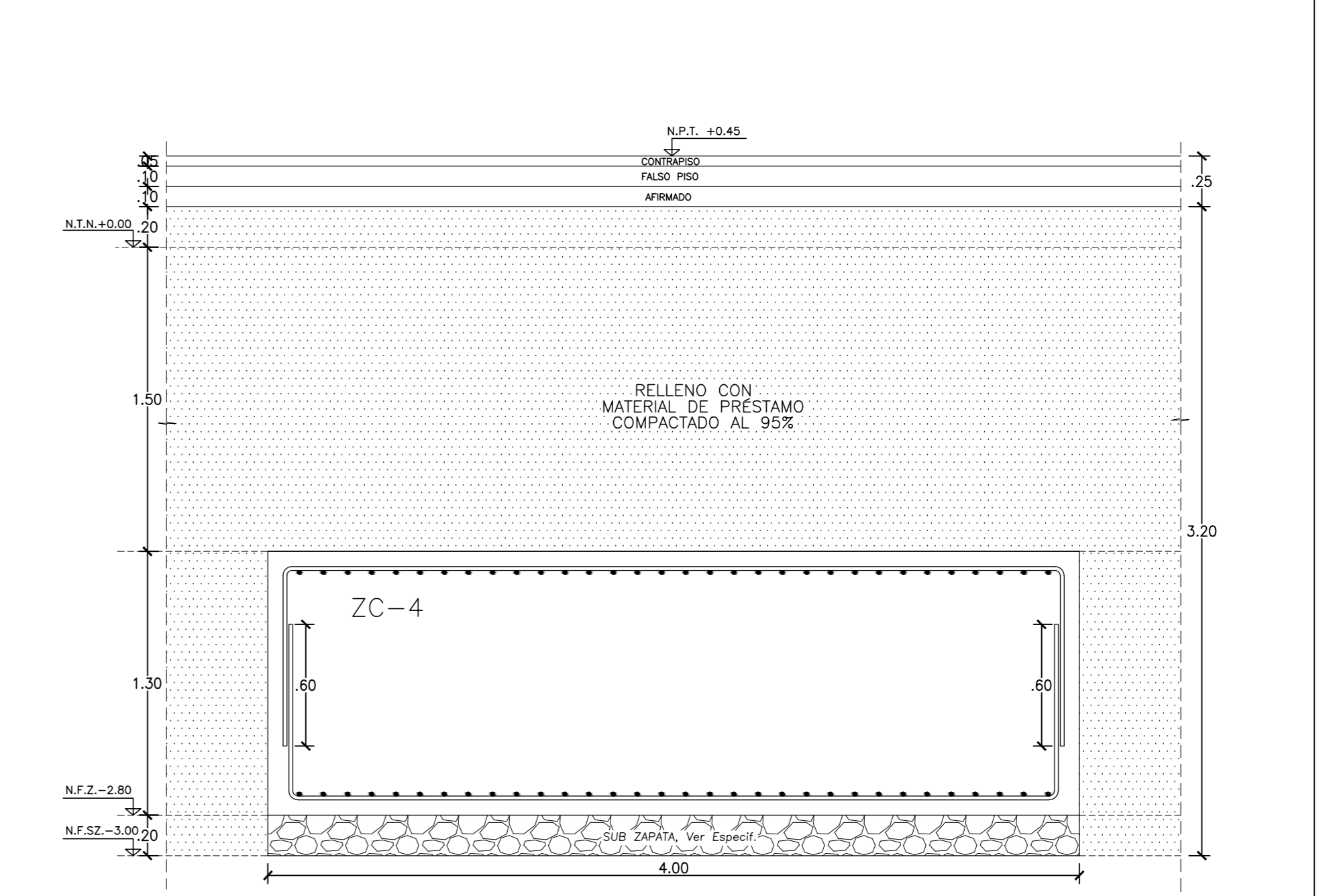
DETALLE DE ANCLAJE PLACAS - ZAPATAS - VIGAS DE CIMENTACIÓN
EJM: EJE 1-1, ENTRE EJES A-A Y C-C.
ESC: 1/25



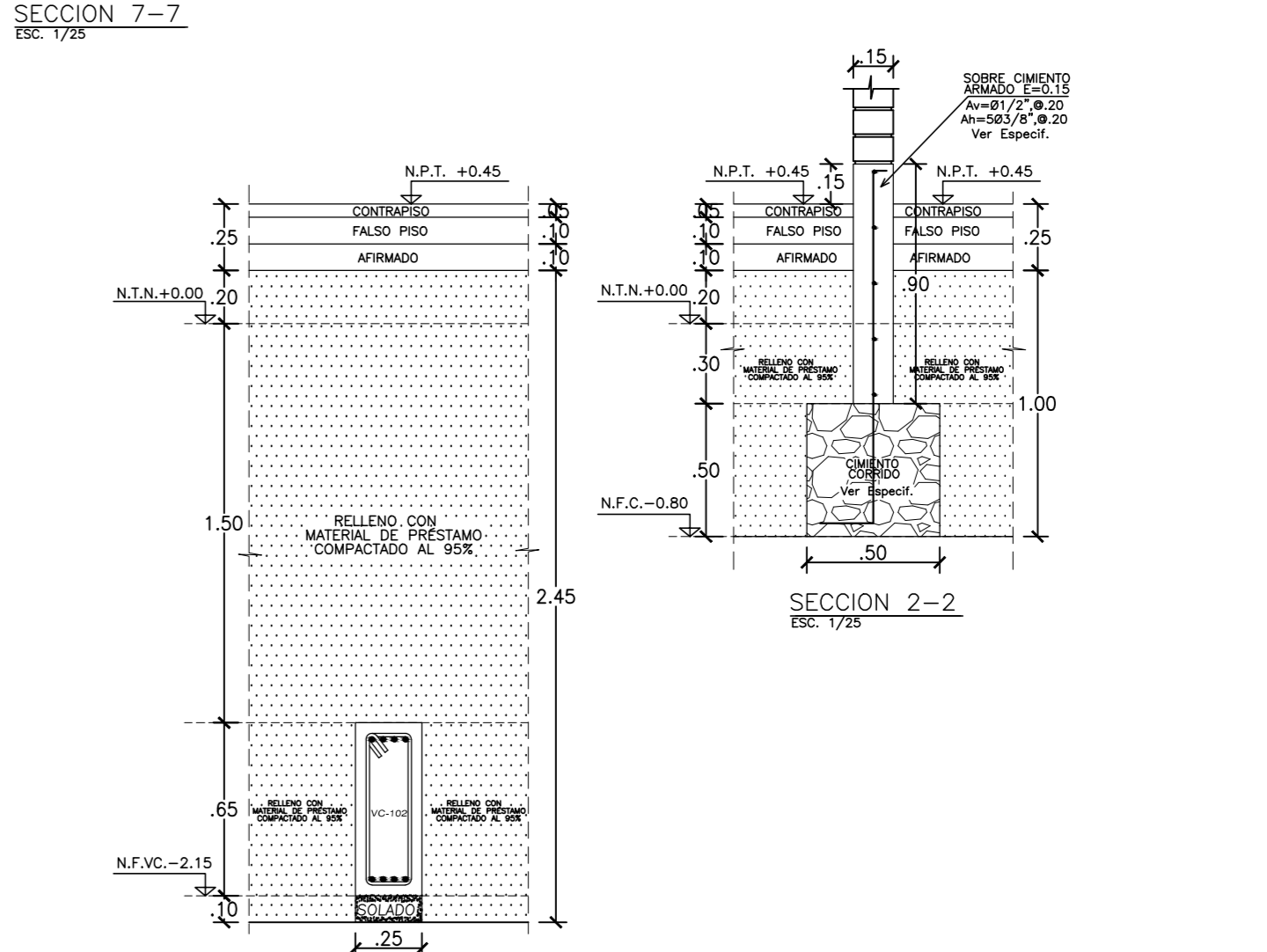
DETALLE DE ANCLAJE PLACAS - ZAPATAS - VIGAS DE CIMENTACIÓN
EJM: EJE 1-1, ENTRE EJES A-A Y C-C.
ESC: 1/25



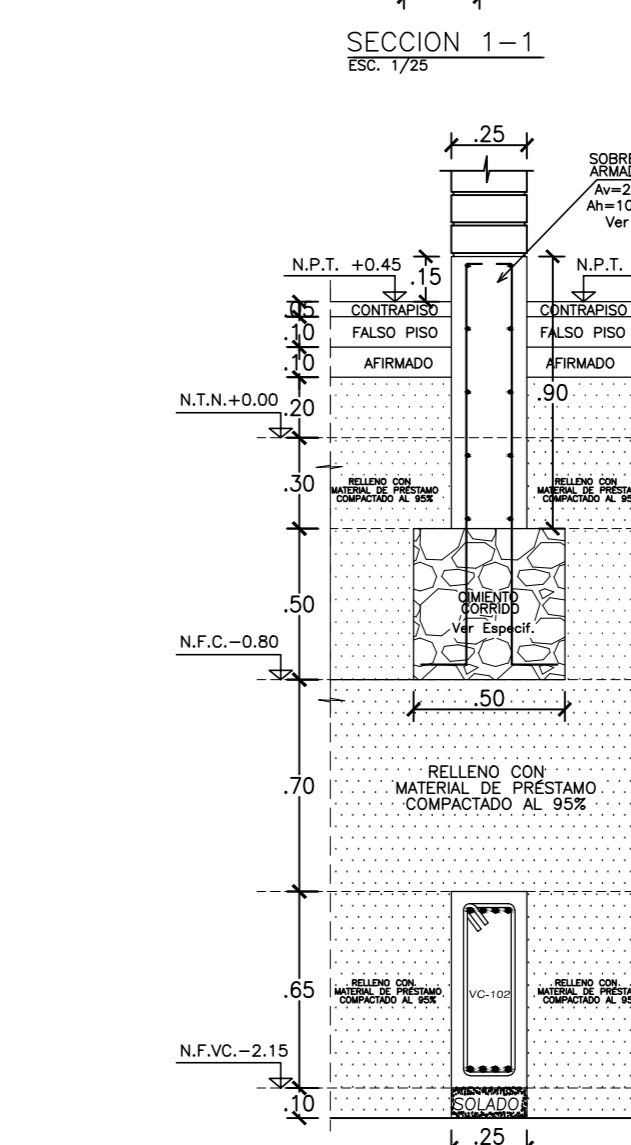
DETALLE DE ANCLAJE PLACAS - ZAPATAS - VIGAS DE CIMENTACIÓN
EJM: EJE 1-1, ENTRE EJES A-A Y C-C.
ESC: 1/25



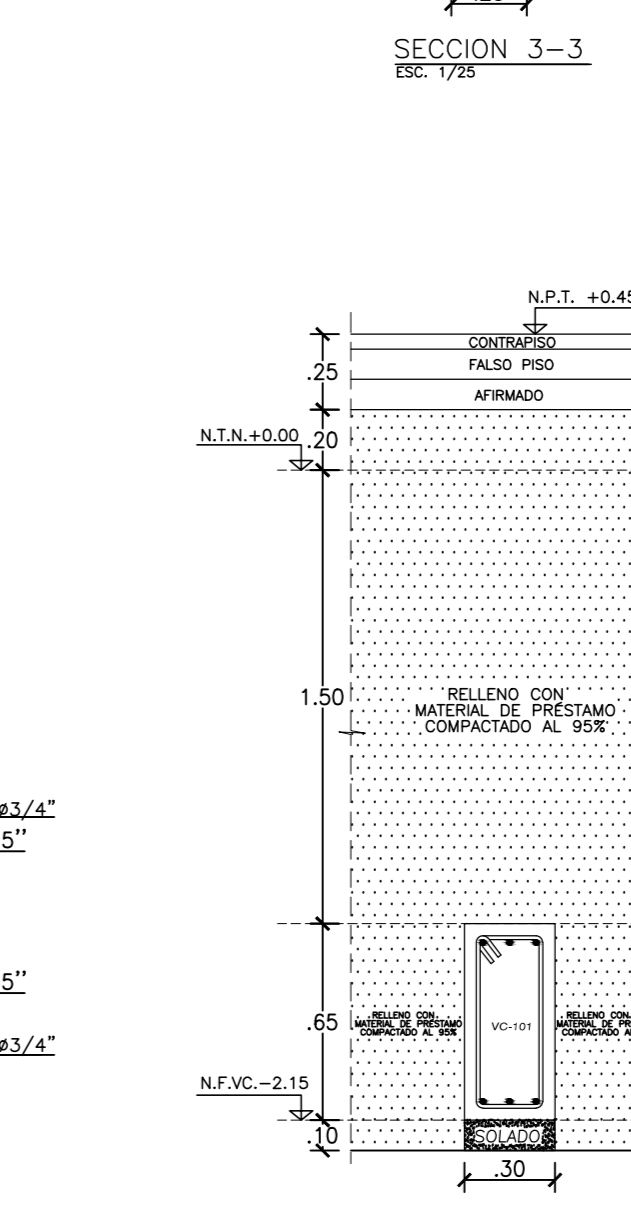
SECCION 7-7
ESC: 1/25



SECCION 2-2
ESC: 1/25



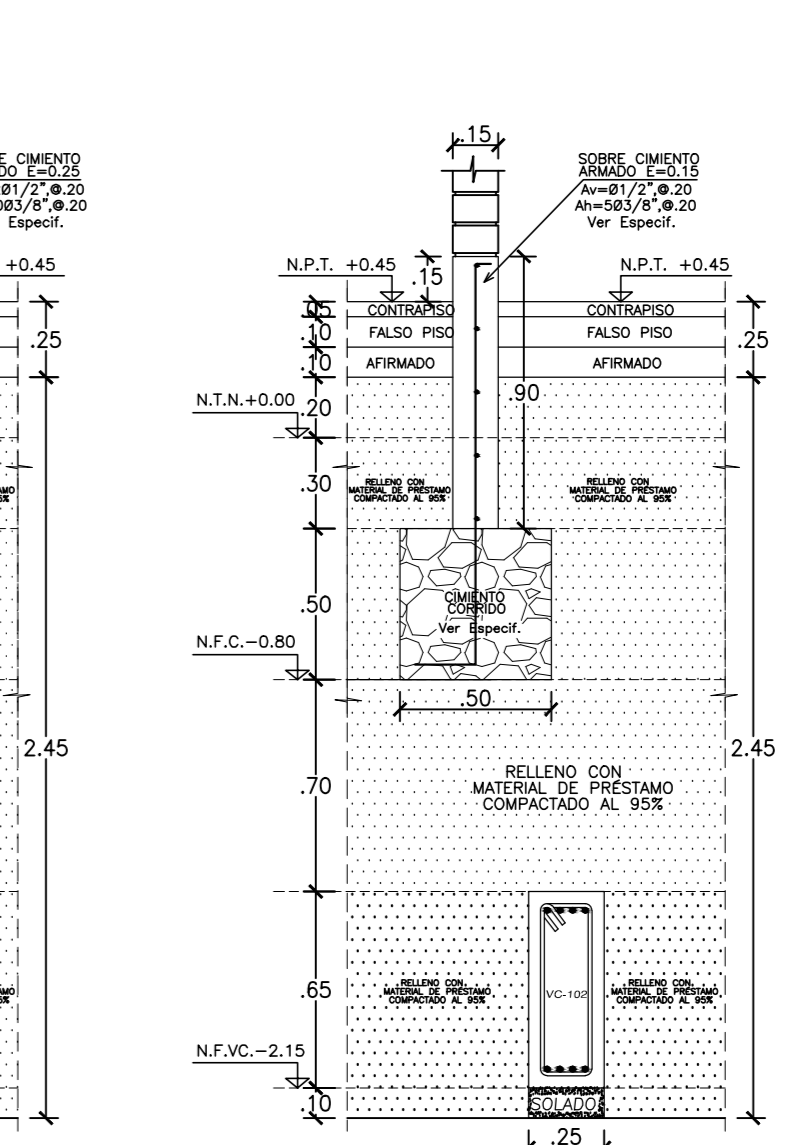
SECCION 1-1
ESC: 1/25



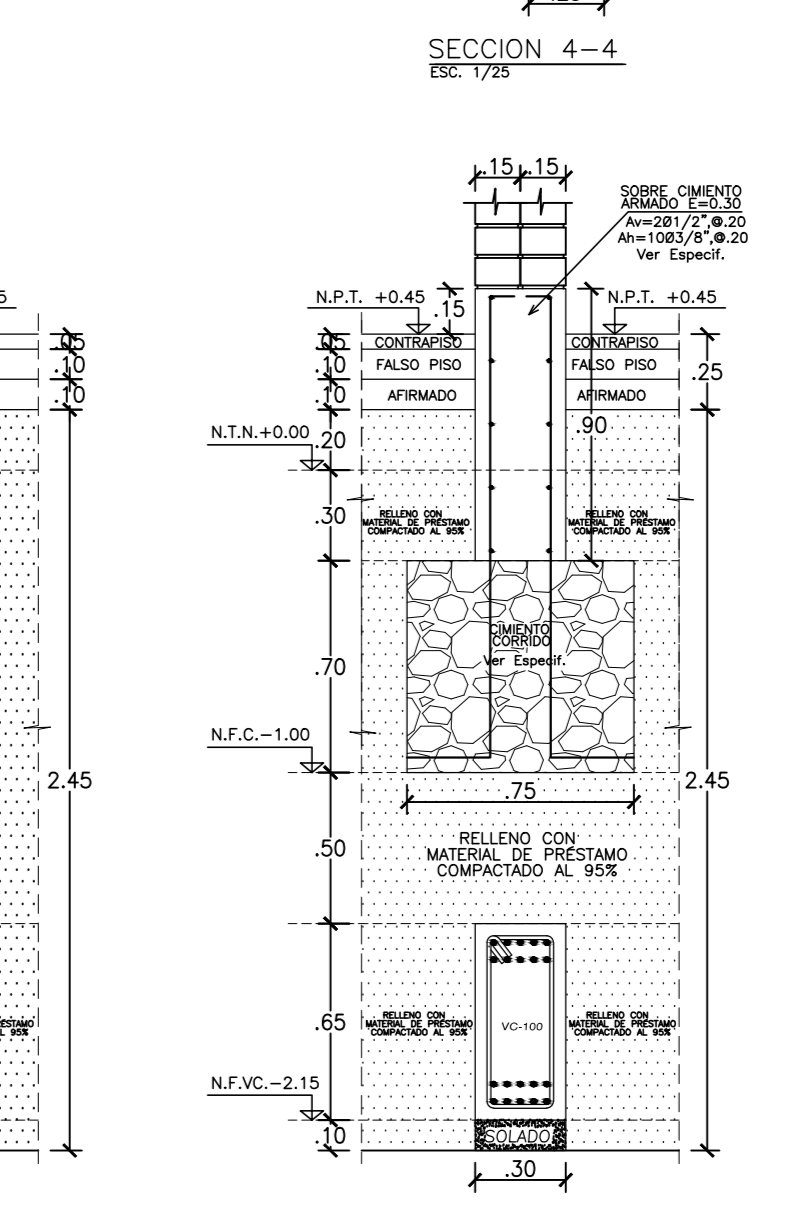
SECCION 3-3
ESC: 1/25



SECCION 5-5
ESC: 1/25

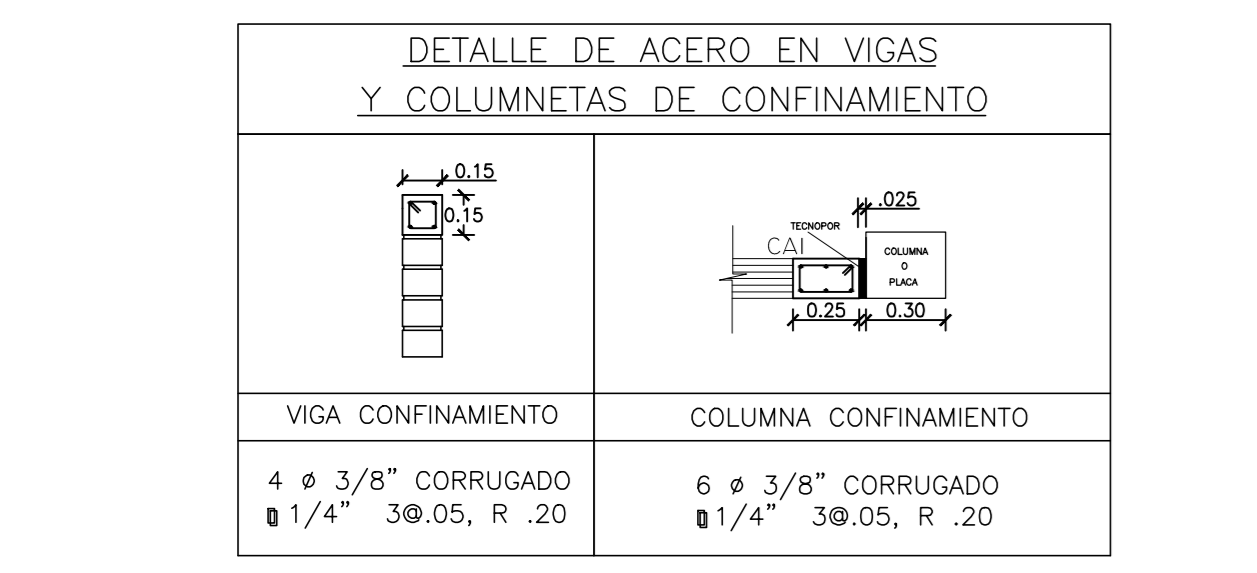
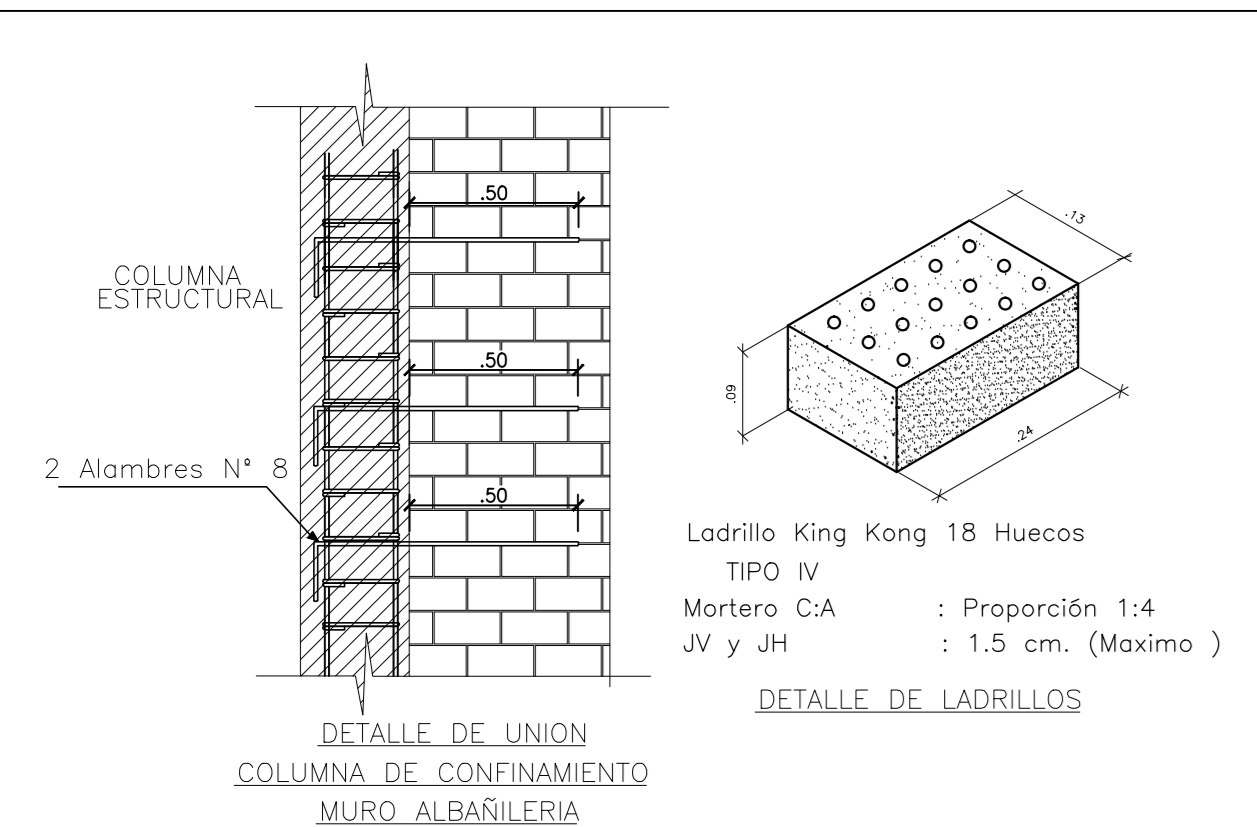


SECCION 4-4
ESC: 1/25



SECCION 6-6
ESC: 1/25

Proyecto:	POOL DE AULAS - POOL "A" EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN CONVENCIONAL	Departamento:	ANCASH
Plano:	ESTRUCTURAS CIMENTACIÓN - CORTES Y DETALLES	Provincia:	SANTA
Propietario:	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA	Distrito:	NUEVO CHIMBOTE
Responsables:	Bach. Cristina Allende Bach. Johan Barrionuevo	Lugar:	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
Especialista CAD:	ingbarco23@gmail.com	Fecha:	OCTUBRE 2018
Revisor:	Ms. Abner León Bobadilla	Estado:	Indicada
			PLANO: E-02



LONGITUD DE EMPALME (L)

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
M. Cuadrado	H < 0.30	H > 0.30
# 3/8"	0.40	0.45
# 1/2"	0.50	0.50
# 5/8"	0.60	0.60
# 3/4"	0.70	0.75
# 1"	1.20	0.75

DOBLEZ DE ACERO PRINCIPAL EN APOYO

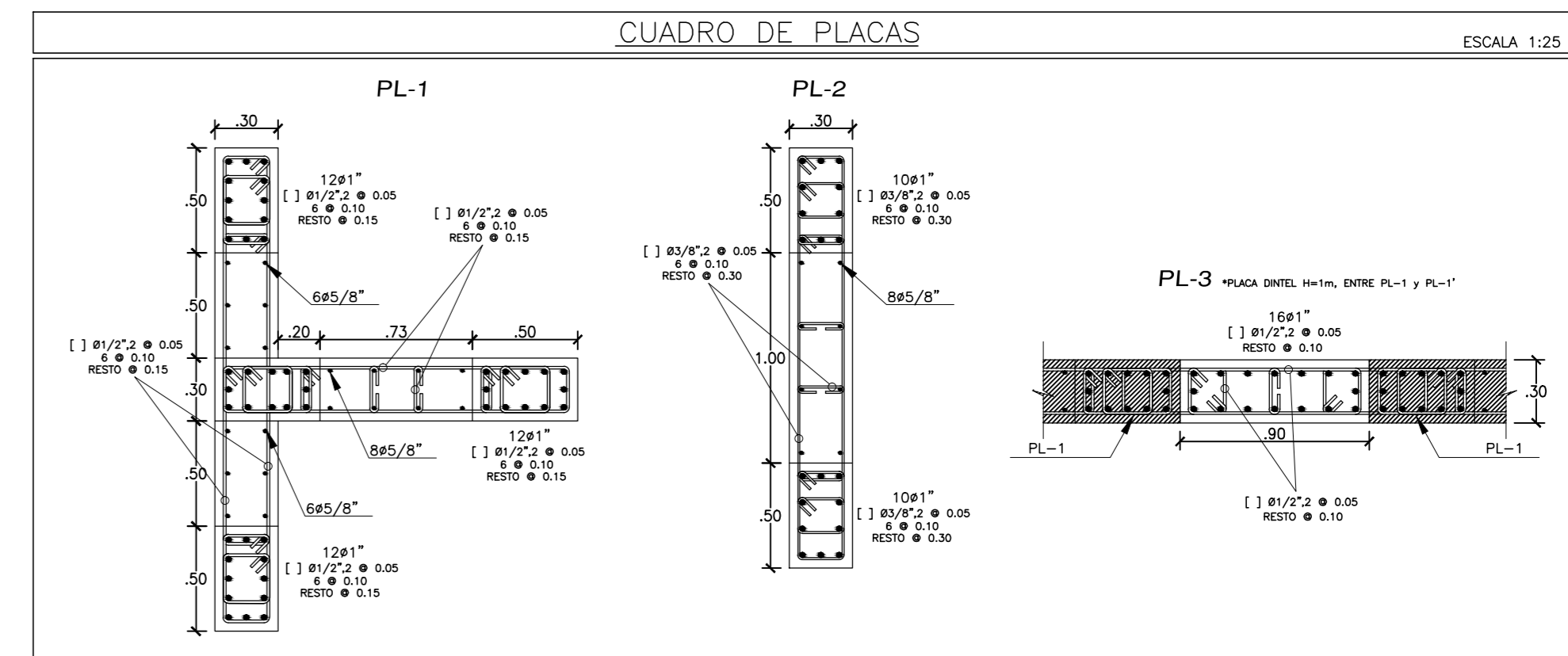
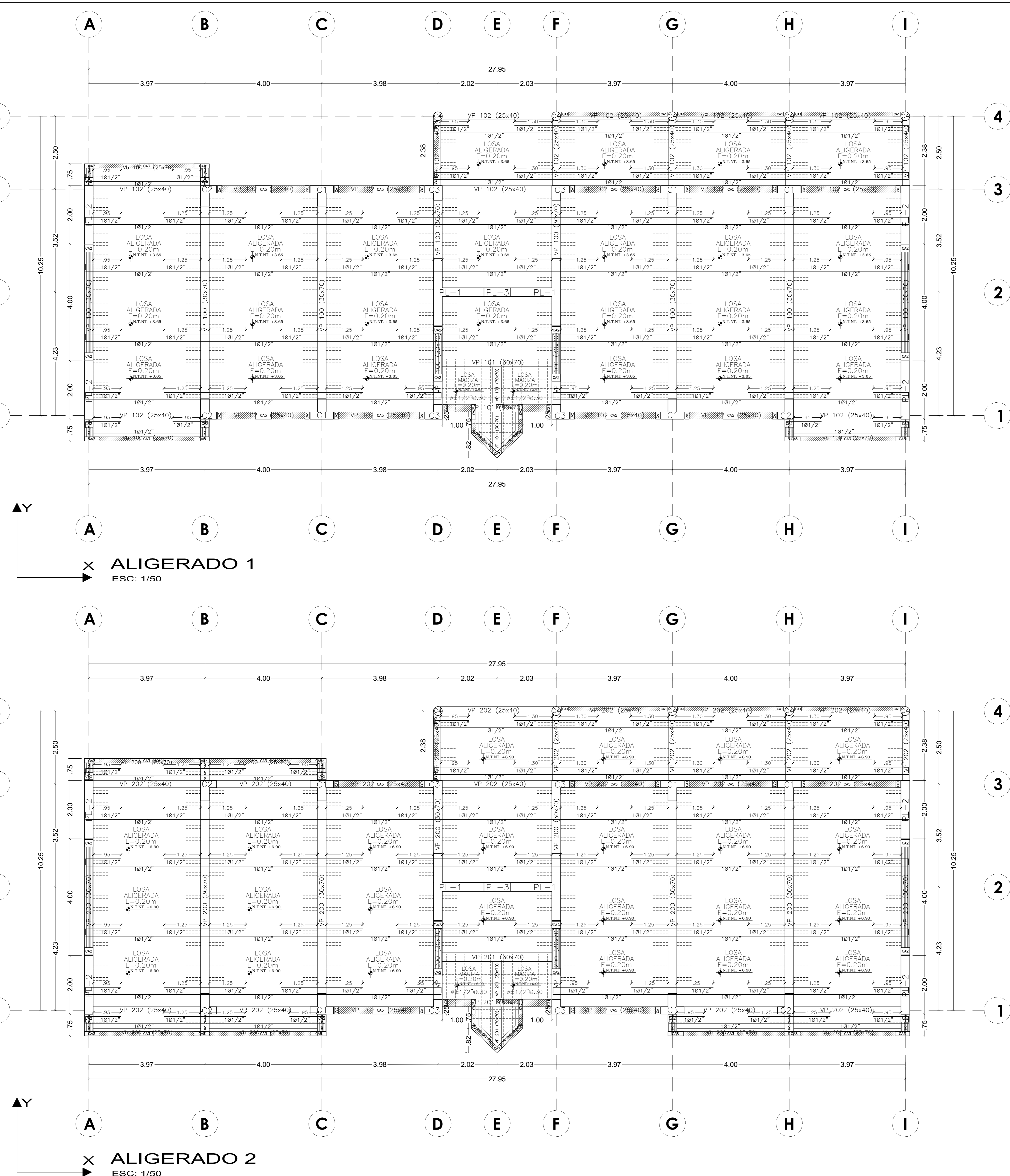
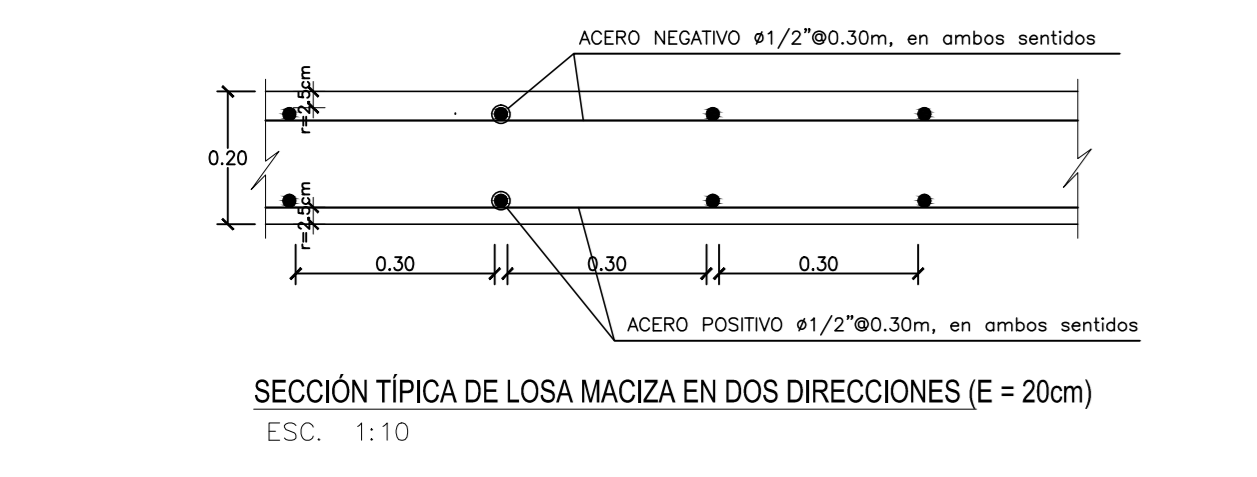
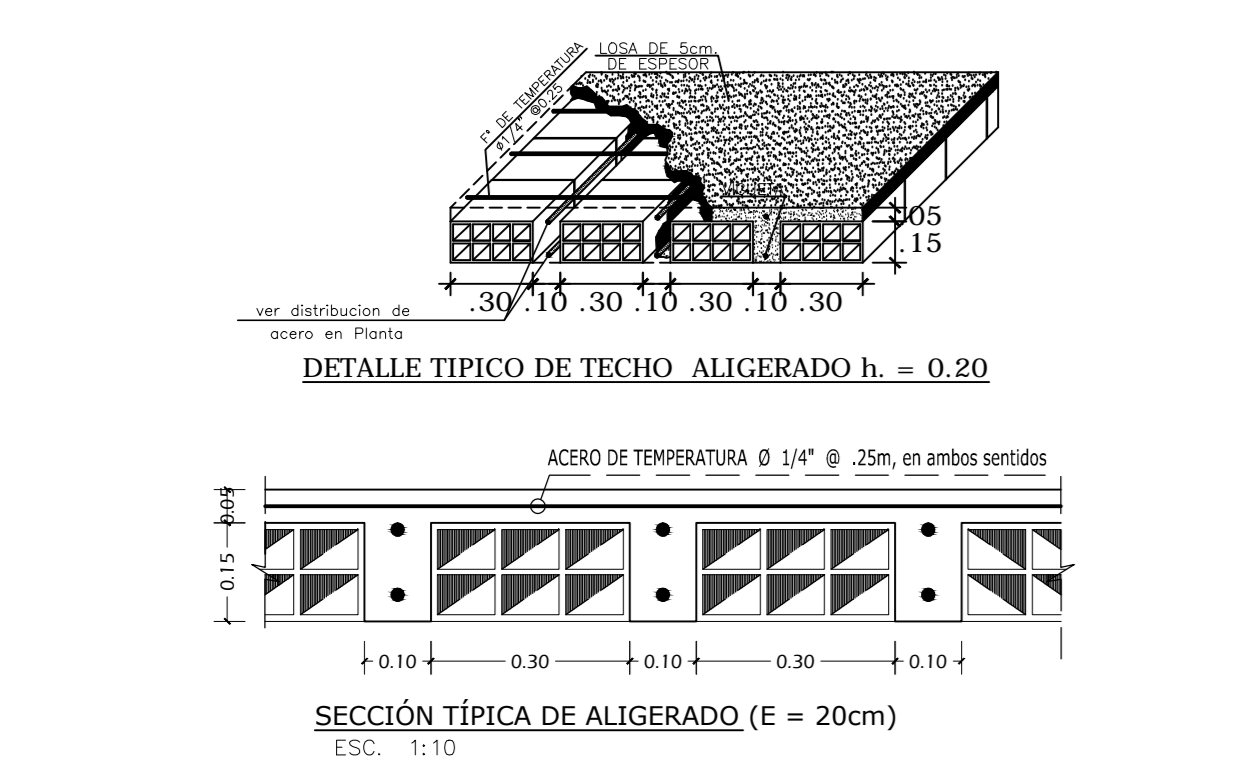
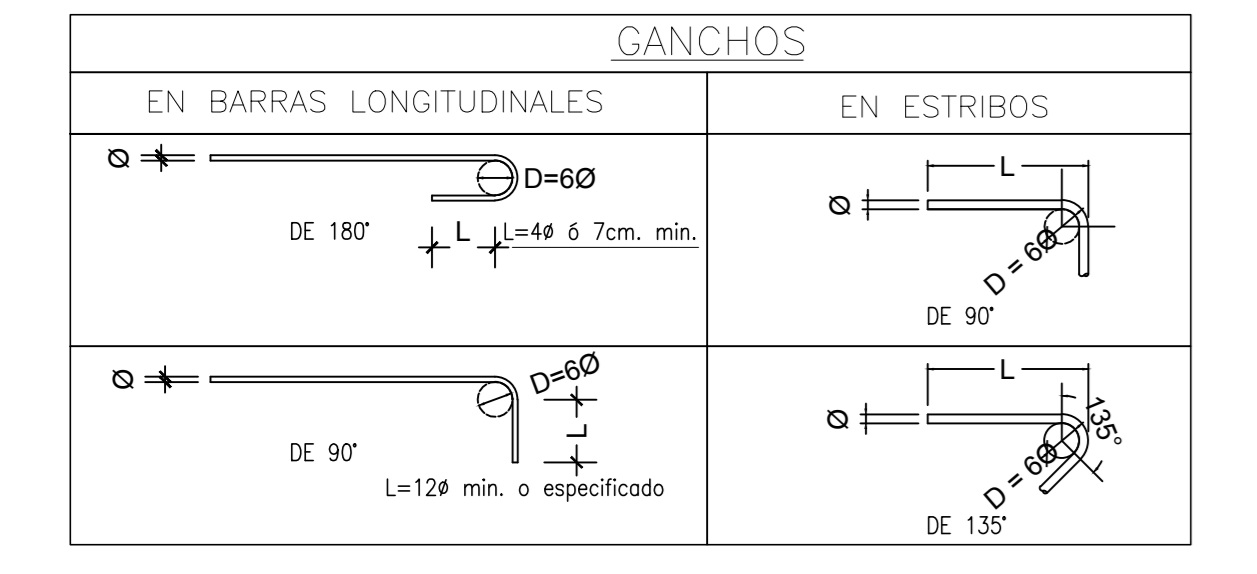
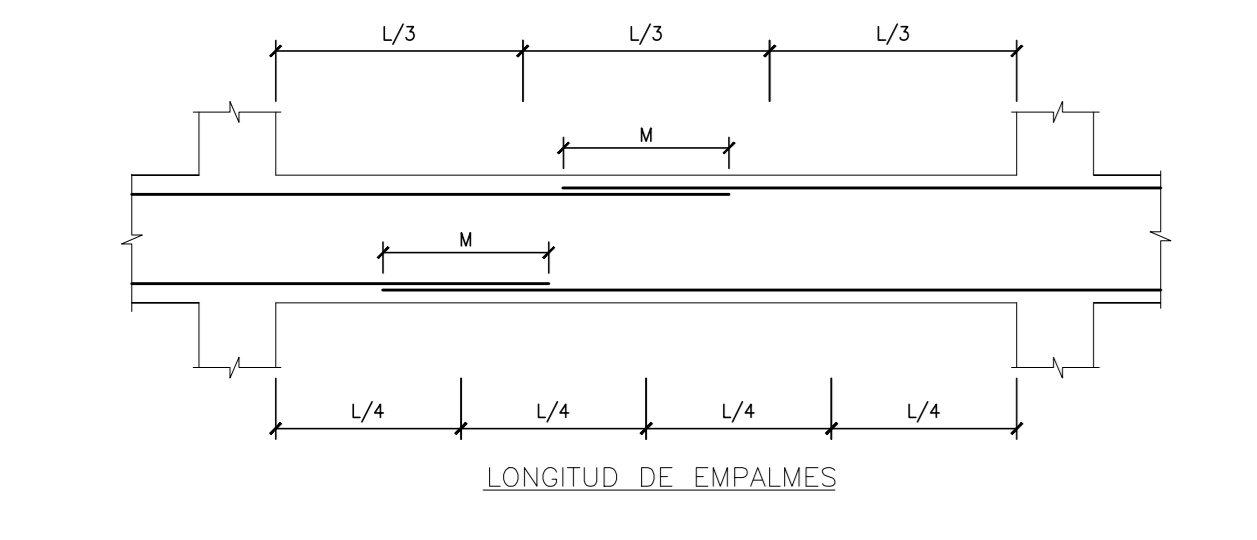
TRASLAPES Y EMPALMES

Ø	LOSAS Y VIGAS	EN COLUMNAS
6mm	30	30
3/8"	40	30
1/2"	50	40
5/8"	60	50
3/4"	70	60
1"	120	90

ESTRIBOS

EN BARRAS LONGITUDINALES

EN ESTRIBOS

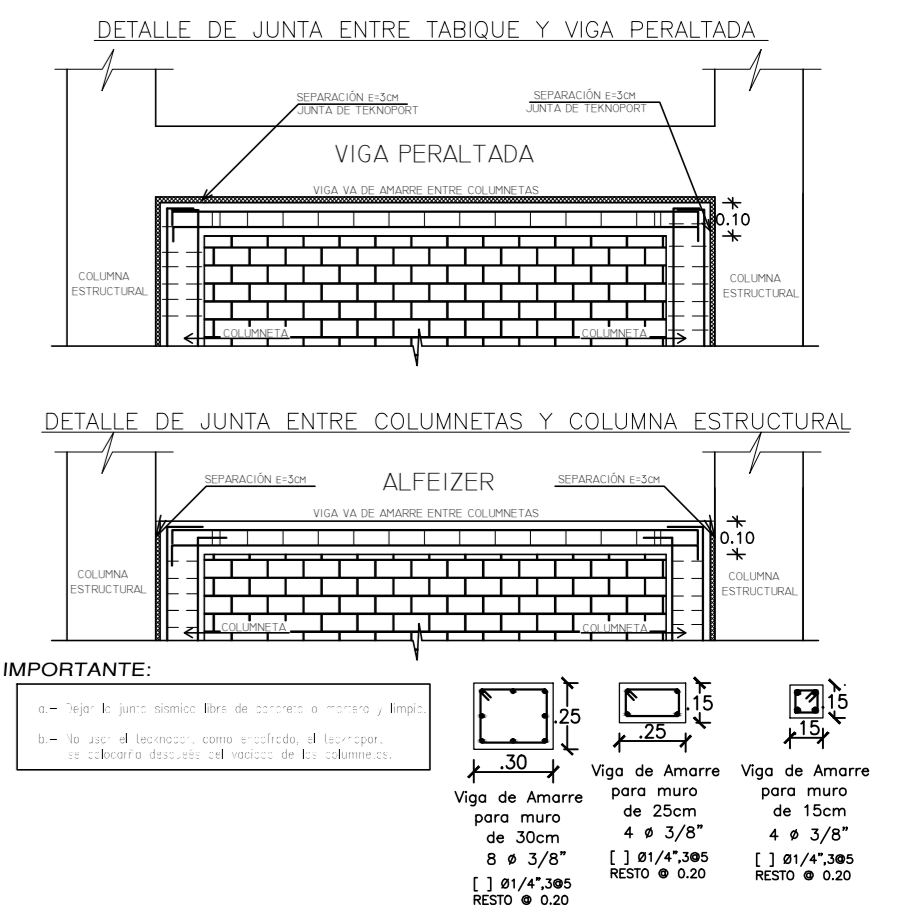


CUADRO DE VIGAS, ALIGERADO 1

SECCION	ACERO
VP-100	10 # 3/4" + 2 # 1/2" + 10 # 3/4"
VP-101	4 # 5/8" + 2 # 1/2" + 4 # 5/8"
VP-102	5 # 5/8" + 5 # 5/8"
Vb-100	3 # 5/8" + + 3 # 5/8"

CUADRO DE COLUMNETAS

SECCION	ACERO
CA1	6 # 3/8" [] Ø1/4" 30.05 RESTO Ø 0.20
CA2	10 # 3/8" [] Ø1/4" 30.05 RESTO Ø 0.20
CA3	10 # 3/8" [] Ø1/4" 30.05 RESTO Ø 0.20
CA4	8 # 3/8" [] Ø1/4" 30.05 RESTO Ø 0.20
CA5	18 # 3/8" [] Ø1/4" 30.05 RESTO Ø 0.20
CA6	9 # 3/8" [] Ø1/4" 30.05 RESTO Ø 0.20
CA7	8 # 3/8" [] Ø1/4" 30.05 RESTO Ø 0.20
CA8	10 # 3/8" [] Ø1/4" 30.05 RESTO Ø 0.20



CUADRO DE VIGAS, ALIGERADO 2

SECCION	ACERO
VP-200	10 # 3/4" + 2 # 1/2" + 10 # 3/4"
VP-201	4 # 5/8" + 2 # 1/2" + 4 # 5/8"
VP-202	5 # 5/8" + 5 # 5/8"
Vb-200	3 # 5/8" + + 3 # 5/8"

CUADRO DE COLUMNAS

SECCION	ACERO
C-1	20 # 3/4" [] Ø1/4" 30.05 + 7#10 RESTO Ø 0.30
C-2	16 # 3/4" [] Ø1/4" 30.05 + 7#10 RESTO Ø 0.25
C-3	16 # 3/4" [] Ø1/4" 30.05 + 7#10 RESTO Ø 0.20
C-4	6 # 3/4" [] Ø1/4" 30.05 RESTO Ø 0.10
C-5	12 # 3/4" [] Ø1/4" 30.05 RESTO Ø 0.10
C-6	10 # 3/4" [] Ø1/4" 30.05 RESTO Ø 0.10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO

En el primer nivel, en el resto de niveles según detalle.
Cemento C-50 (Cemento Tipo MS) : C/A, 110 + 30 % F.O.
Sub. Capote (Cemento Tipo MS) : C/A, 110 + 30 % F.O.
Substrato (Cemento Tipo MS) : C/A, 110 + 25 % F.O.
Sábalo (Cemento Tipo MS) : C/A, 110 + 25 % F.O.

ACERO

Según normas correspondientes en planta y en sección.
Capote (Cemento Tipo MS) : f_c = 210 kg/cm²
Alambres (Cemento Tipo MS) : f_c = 210 kg/cm²
Cadenas (Cemento Tipo MS) : f_c = 210 kg/cm²
Vigas (Cemento Tipo I) : f_c = 210 kg/cm²
Vigas Macizas (Cemento Tipo II) : f_c = 210 kg/cm²
Aligerado (Cemento Tipo II) : f_c = 210 kg/cm²
Columnetas (Cemento Tipo II) : f_c = 175 kg/cm²
Vigas de confinamiento (Cemento Tipo I) : f_c = 175 kg/cm²

REQUISITOS DE EJECUCIÓN

En las losas aligeradas, se emplearán fierros corrugados G-60.
Según planos y detalles.

CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS, POOL DE AGUAS = POOL "A"

Según planos y detalles.

CALCULO POR ENVOLVENTE DE CARGAS

DIRECCION X = TRANSVERSAL

PISO	AE (m)	AF (m)	Δ	OK
5	0.0014	4.5	0.0065	OK
4	0.0014	4.5	0.0061	OK
3	0.0014	4.5	0.0062	OK
2	0.0013	4.5	0.0060	OK
1	0.0009	4.5	0.0043	OK

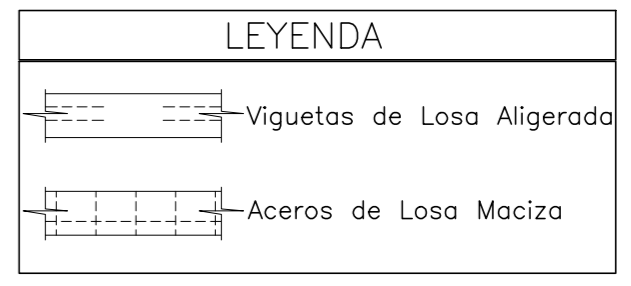
DIRECCION Y = LONGITUDINAL

PISO	AE (m)	AF (m)	Δ	OK
5	0.0014	4.5	0.0065	OK
4	0.0014	4.5	0.0061	OK
3	0.0014	4.5	0.0062	OK
2	0.0013	4.5	0.0060	OK
1	0.0009	4.5	0.0043	OK

EL DESPLAZAMIENTO SISMICO SE ANALIZA PARA CINCO PISOS

Δ = R/Δ

R = COEFICIENTE DE REDUCCION SISMICA = E-030
Δ = DESPLAZAMIENTO DEL ANALISIS SISMICO POR METODOS ELASTICOS CALCULADO CON ENRAS 2016
Δ = DERRA DE ENTRENDO (ESTE VALOR TIENE QUE SER MENOR A 0.020 PARA EL E.E. X-Y Y EL E.E. Y-Y POR SER DE CONCRETO ARMADO)



Proyecto: POOL DE AGUAS - POOL "A"
EDIFICACION CON CIMENTACION CONVENCIONAL

Plano: ESTRUCTURAS
ALIGERADO 1 Y 2 - PLANTA Y DETALLES

Propietario: ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

Responsables:
Bach. Cristina Allende
Bach. John Barrionuevo

Especialista CAD:
ingbarco23@gmail.com

Revisado:
Mg. Abner Leon Bobadilla

Fecha:
OCTUBRE 2018

Escala:
Indicada

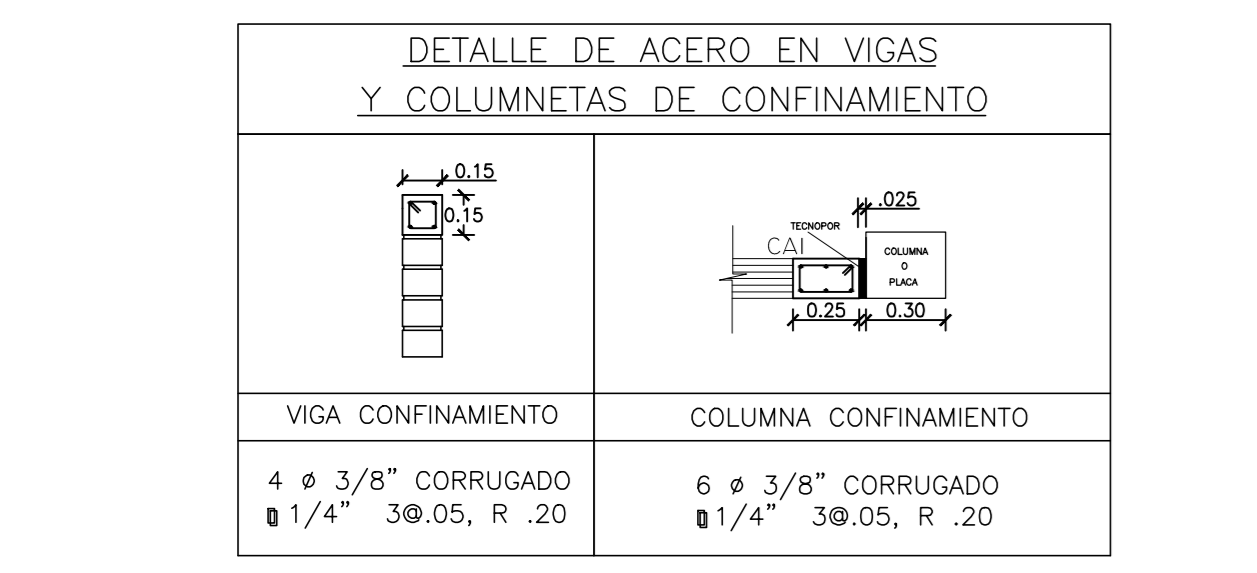
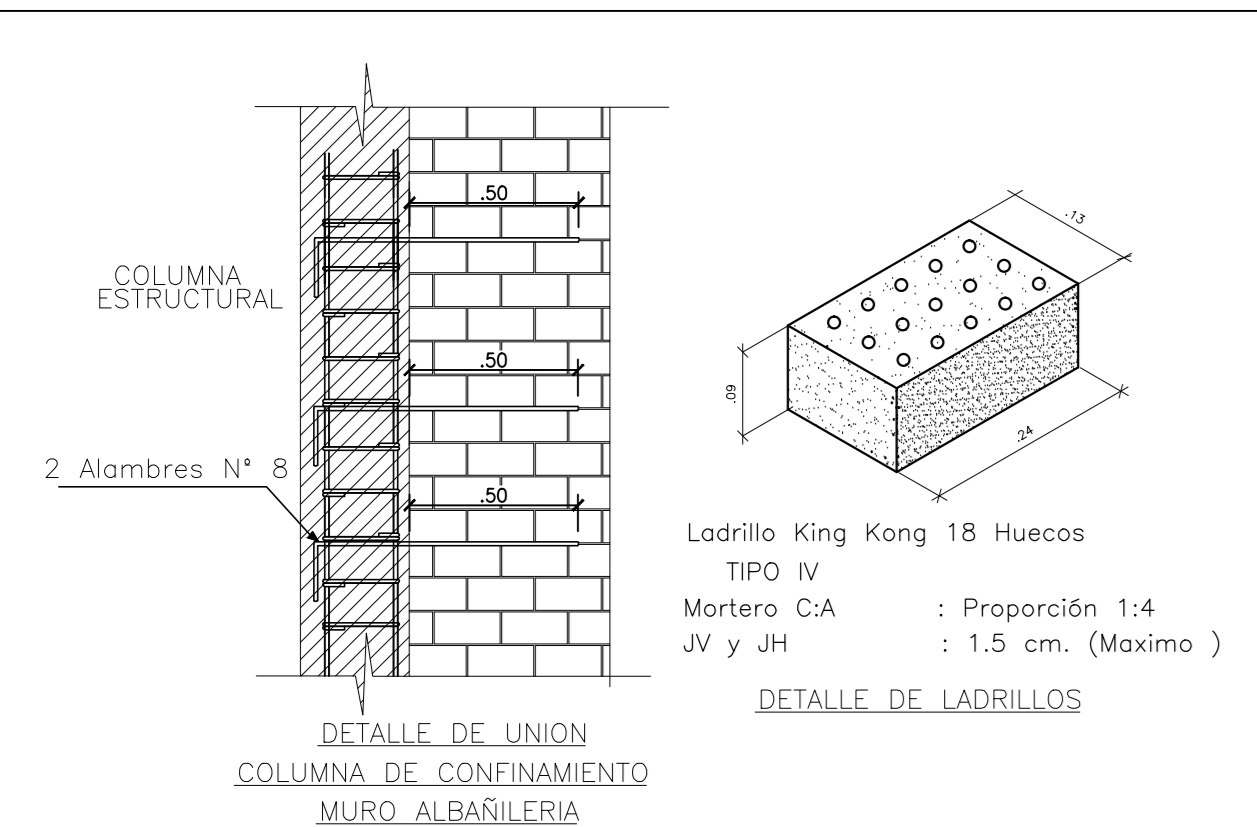
PLANO:
E-03

Departamento:
ANCASH

Provincia:
SANTA

Districto:
NUEVO CHIMBOTE

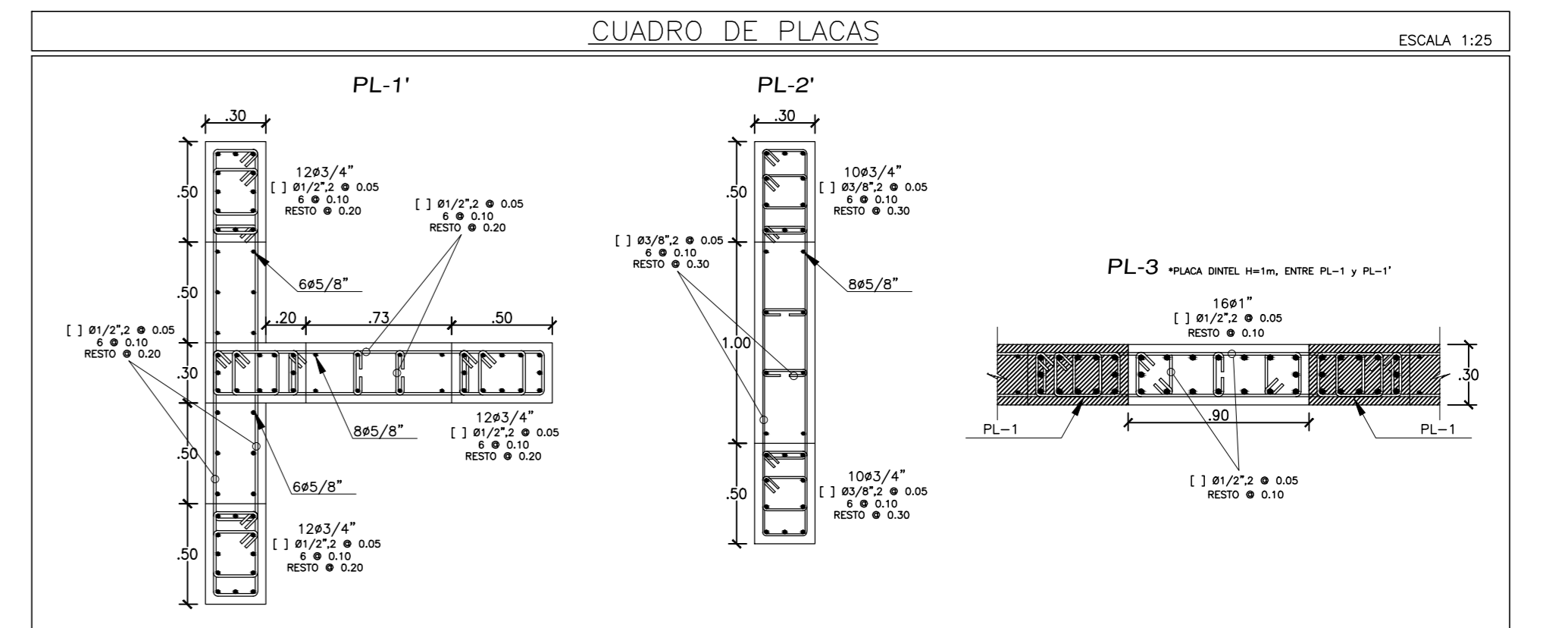
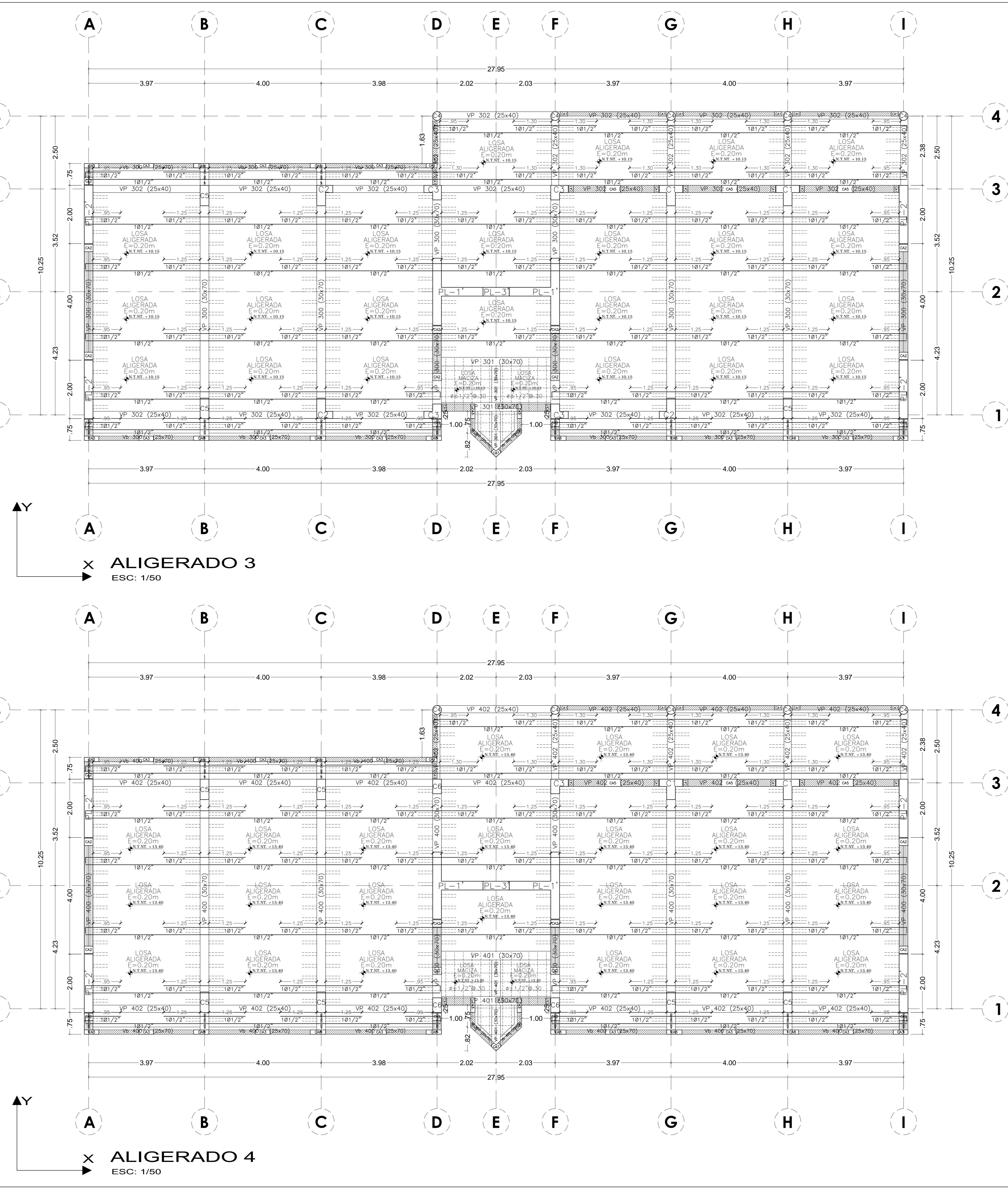
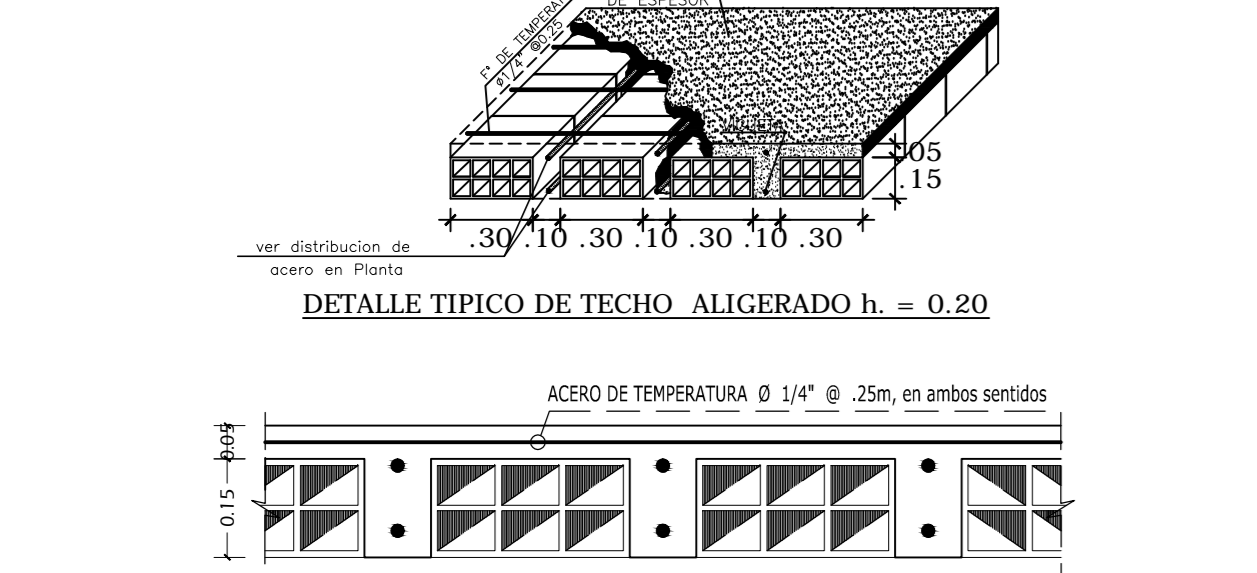
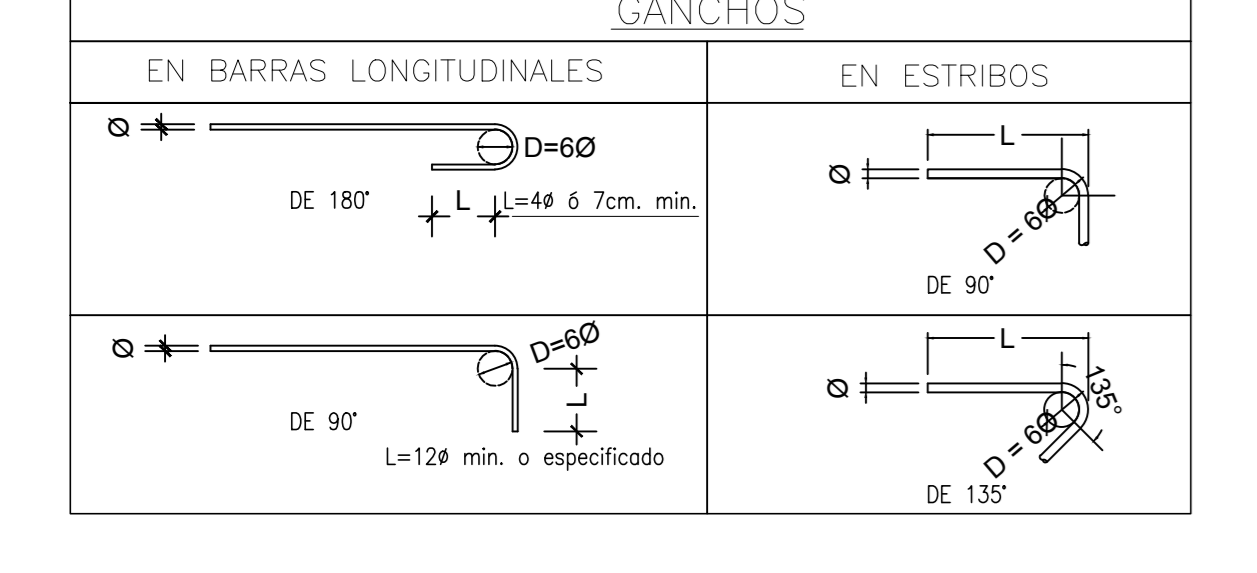
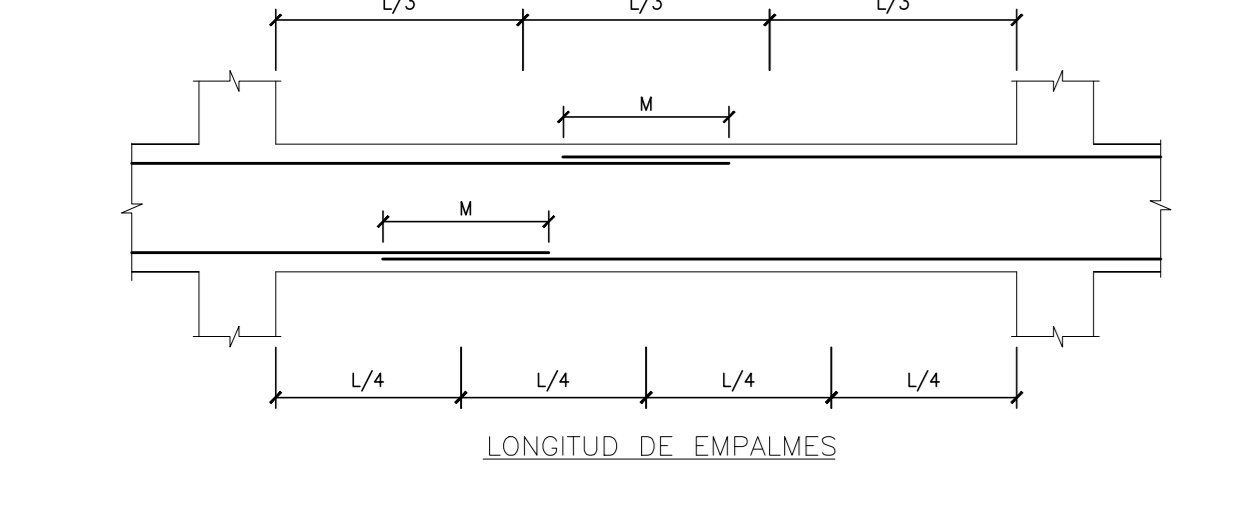
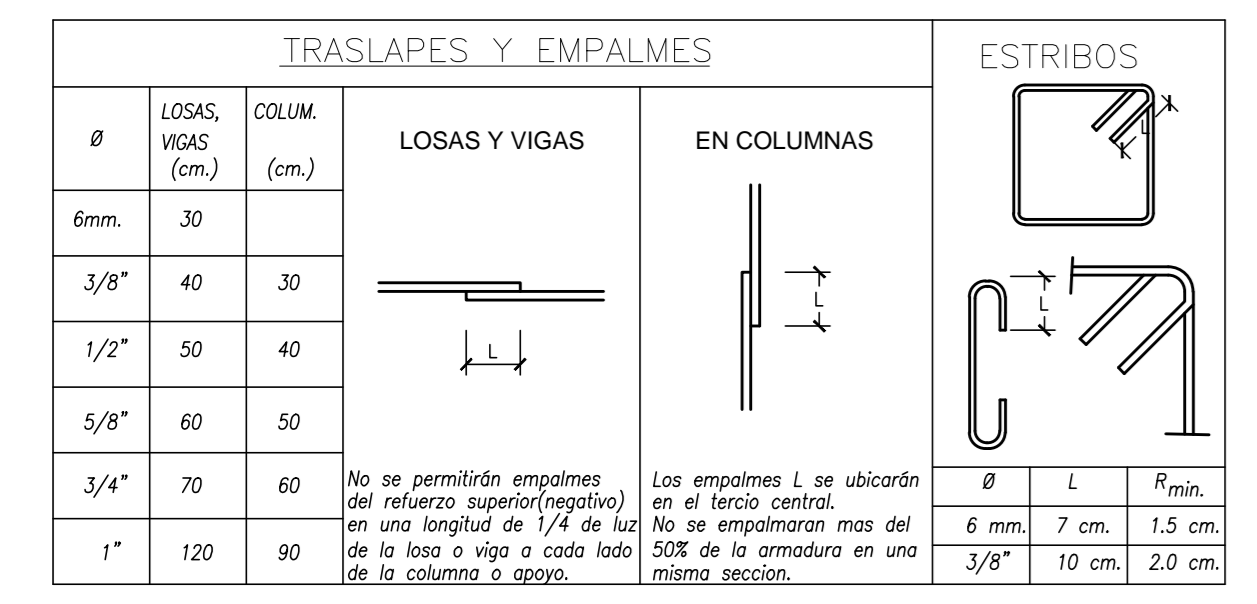
Lugar:
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA



LONGITUD DE EMPALME (L)

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
M. Cuadrado	H < 0.30	H > 0.30
# 3/8"	0.40	0.45
# 1/2"	0.50	0.50
# 5/8"	0.60	0.60
# 3/4"	0.70	0.75
# 1"	1.20	0.75

DOBLEZ DE ACERO PRINCIPAL EN APOYO



CUADRO DE VIGAS, ALIGERADO 3

SECCION	ACERO
VP-300	9 # 3/4" + 2 # 1/2" + 9 # 3/4"
VP-301	4 # 5/8" + 2 # 1/2" + 4 # 5/8"
VP-302	5 # 5/8" + 4 # 5/8"
Vb-300	3 # 5/8" + 3 # 5/8"

CUADRO DE COLUMNETAS ESCALA 1:25

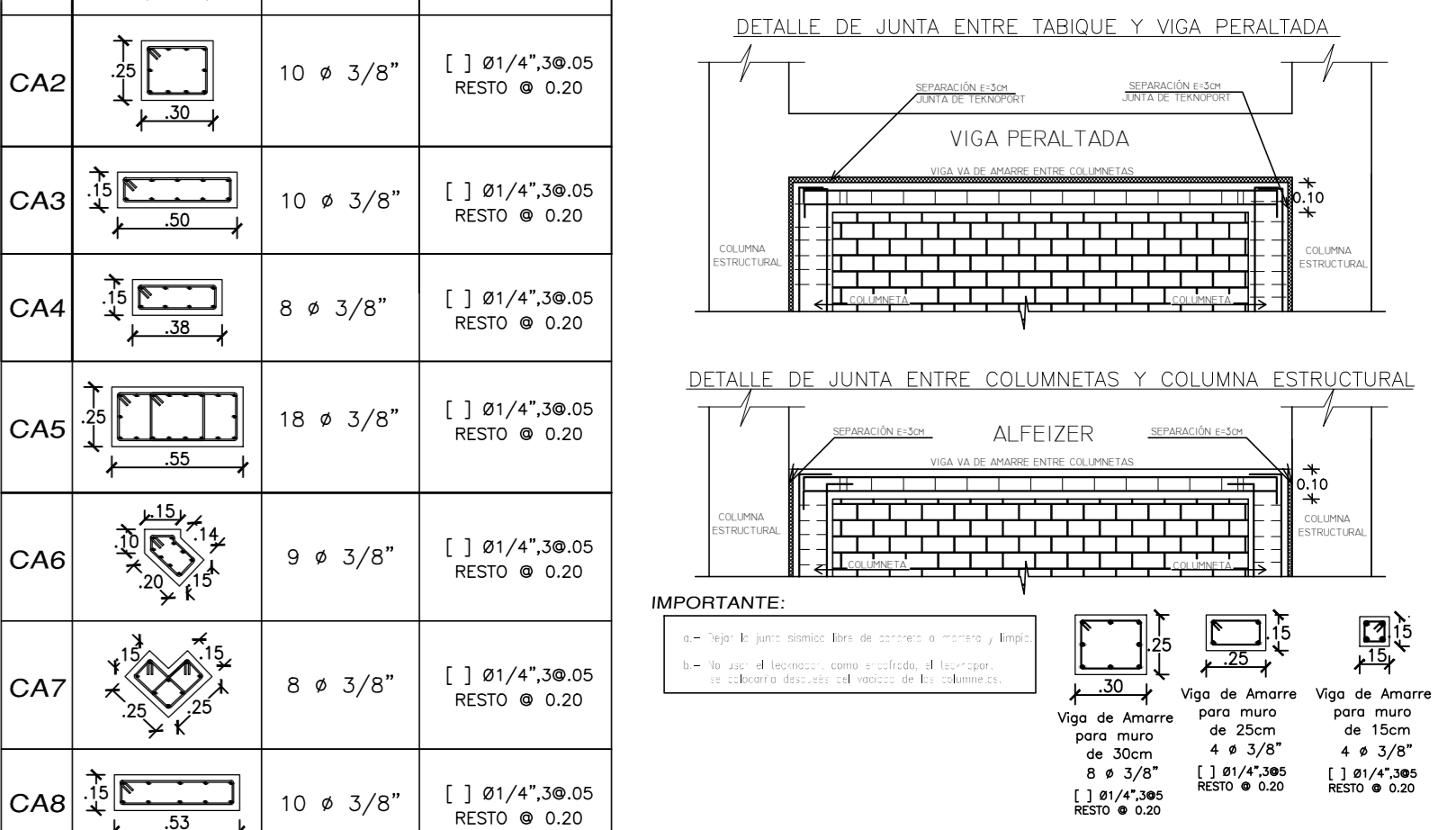
SECCION	ACERO
CA1	6 # 3/8"
CA2	10 # 3/8"
CA3	10 # 3/8"
CA4	8 # 3/8"
CA5	18 # 3/8"
CA6	9 # 3/8"
CA7	8 # 3/8"
CA8	10 # 3/8"

CUADRO DE VIGAS, ALIGERADO 4

SECCION	ACERO
VP-400	7 # 3/4" + 2 # 1/2" + 6 # 3/4"
VP-401	4 # 5/8" + 2 # 1/2" + 4 # 5/8"
VP-402	5 # 5/8" + 4 # 5/8"
Vb-400	3 # 5/8" + 3 # 5/8"

CUADRO DE COLUMNAS ESCALA 1:25

SECCION	ACERO
C-1	20 # 3/4"
C-2	16 # 3/4"
C-3	16 # 3/4"
C-4	6 # 3/4"
C-5	12 # 3/4"
C-6	10 # 3/4"



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO

En el primer nivel en el caso de muros resaca según detalle.

Cemento C-50 (Cemento Tipo MS) : C/A, 110 + 30 % F.G.

Sub Capote (Cemento Tipo MS) : C/A, 110 + 25 % F.G.

Sobrecemento (Cemento Tipo MS) : C/A, 110 + 25 % F.G.

Sabido (Cemento Tipo MS) : C/A, 110 + 25 % F.G.

COEFICIENTE DE IRREGULARIDADES EN ALTURA X, Y = 1.00

COEFICIENTE DE IRREGULARIDADES EN PLANTA X, Y = 2.00

Según Alambres entrelazados de serie.

Capotas (Cemento Tipo MS) : f_c = 210 kg/cm²

Alambres Entrelazados (Cemento Tipo MS) : f_c = 210 kg/cm²

Alambres Estructurales (Cemento Tipo I) : f_c = 210 kg/cm²

Vigas Estructurales (Cemento Tipo I) : f_c = 210 kg/cm²

Losas Macizas (Cemento Tipo II) : f_c = 210 kg/cm²

Aligerado (Cemento Tipo II) : f_c = 210 kg/cm²

Columnetas (Cemento Tipo II) : f_c = 175 kg/cm²

Vigas de confinamiento (Cemento Tipo I) : f_c = 175 kg/cm²

DEPLAZAMIENTO EN EL ÚLTIMO NIVEL

DIRECCION X = TRANSVERSAL : 2.279 Cm.

DIRECCION Y = LONGITUDINAL : 2.239 Cm.

En losas las alambres se entrelazarán entre corrugado 0-10.

Según planos y detalles.

CONTROL DE DEPLAZAMIENTOS, POOL DE AULAS - POOL "A"

Según planos y detalles.

CALCULO POR ENVOLVENTE DE CARGAS

DIRECCION X - TRANSVERSAL

PISO	W ₁ (m)	W ₂ (m)	W ₃ (m)	W ₄ (m)	OK
5	0.0014	4.5	0.0065		OK
4	0.0014	4.5	0.0061		OK
3	0.0014	4.5	0.0062		OK
2	0.0013	4.5	0.0060		OK
1	0.0009	4.5	0.0041		OK

DIRECCION Y - LONGITUDINAL

PISO	W ₁ (m)	W ₂ (m)	W ₃ (m)	W ₄ (m)	OK
5	0.0014	4.5	0.0065		OK
4	0.0014	4.5	0.0061		OK
3	0.0014	4.5	0.0062		OK
2	0.0013	4.5	0.0060		OK
1	0.0009	4.5	0.0041		OK

DEPLAZAMIENTO SISMICO SE ANALIZA PARA CINCO PISOS

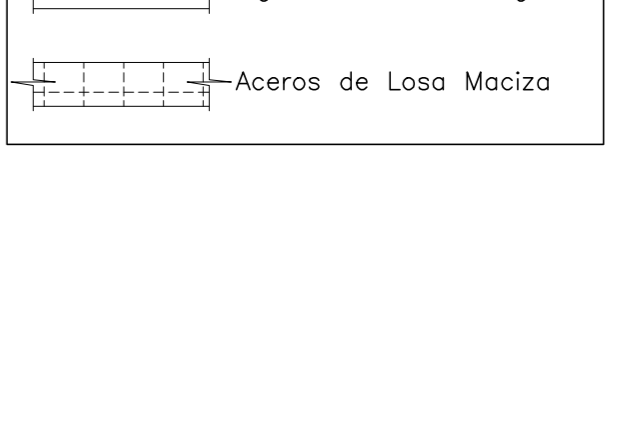
D = R/d

R = COEFICIENTE DE REDUCCION SISMICA = E-030

d = DESPLAZAMIENTO DEL ANALISIS SISMICO POR METODOS ELASTICOS CALCULADO CON ENRAS 2016

Δ = DERRA DE ENTRENDO (ESTE VALOR TIENE QUE SER MENOR A 0.020 PARA EL E.E. X-Y Y E.E. Y-Y POR SER DE CONCRETO ARMADO)

LEYENDA



Proyecto: POOL DE AULAS - POOL "A"
EDIFICACION CON CIMENTACION CONVENCIONAL

Plano: ESTRUCTURAS
ALIGERADO 3 Y 4 - PLANTA Y DETALLES

Propietario: ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

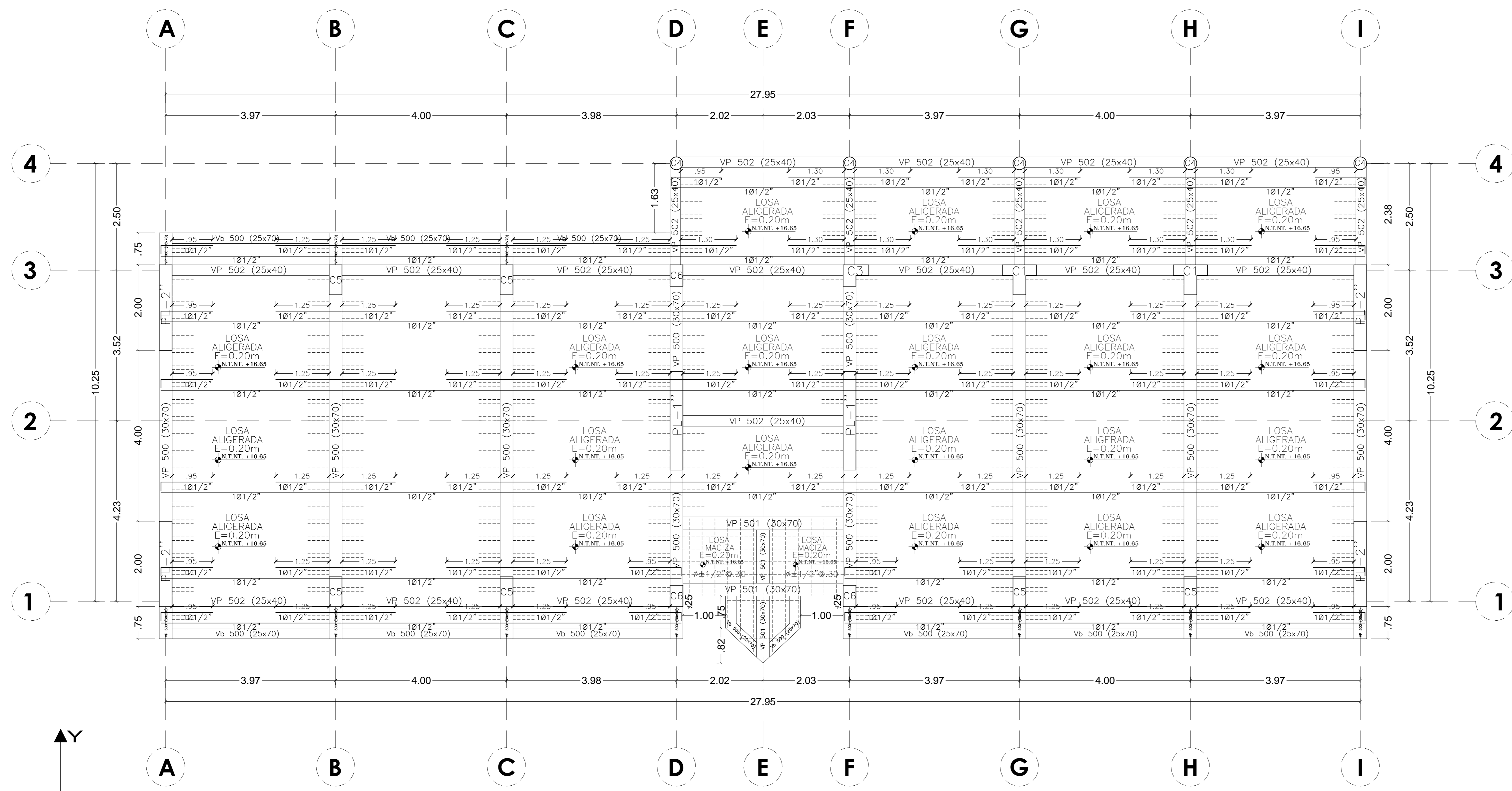
Responsables: Bach. Cristina Allende
Bach. John Barrionuevo

Especialista CAD: Ingbarbari23@gmail.com
Revisado: Mtr. Abner Leon Bobadilla

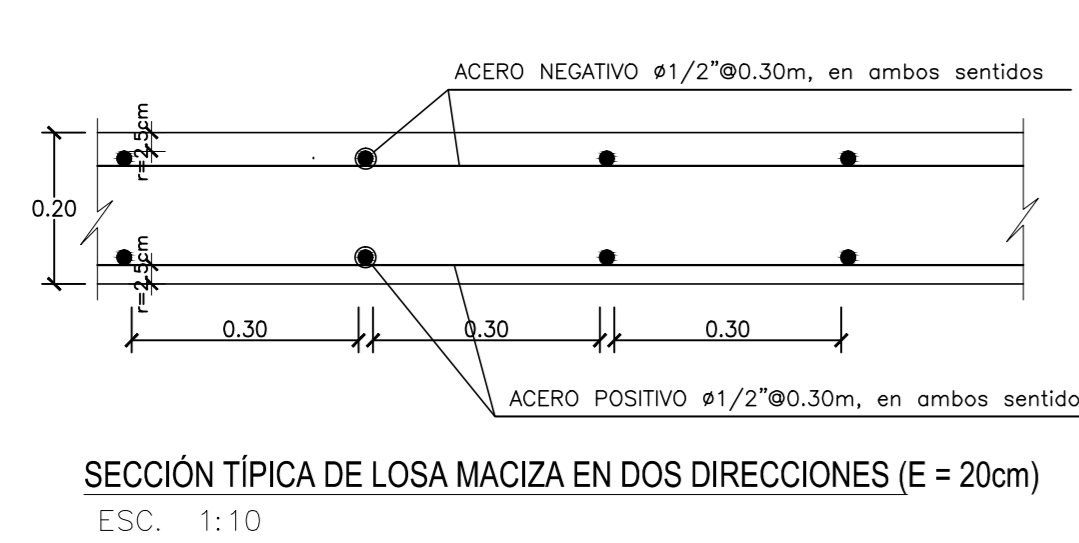
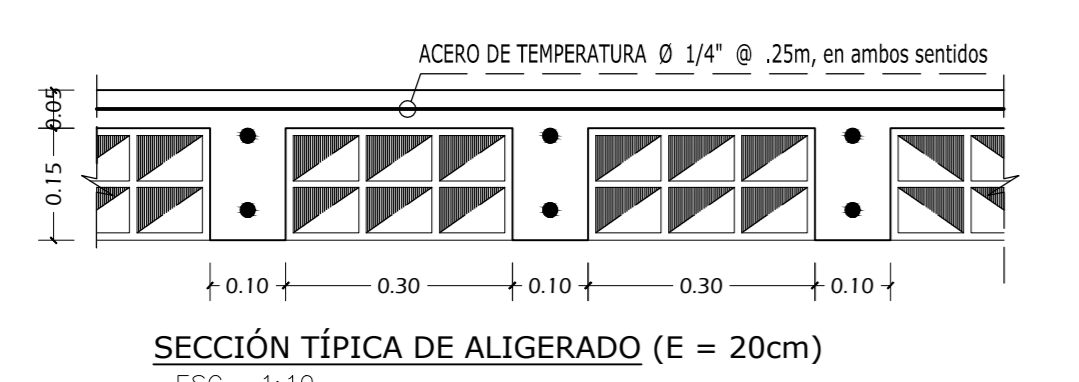
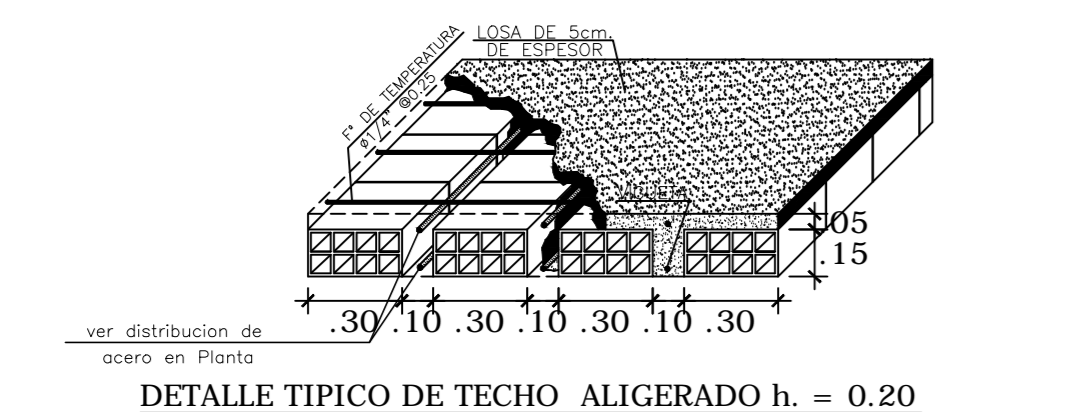
Fecha: OCTUBRE 2018
Escala: Indicada

PLANO: E-04

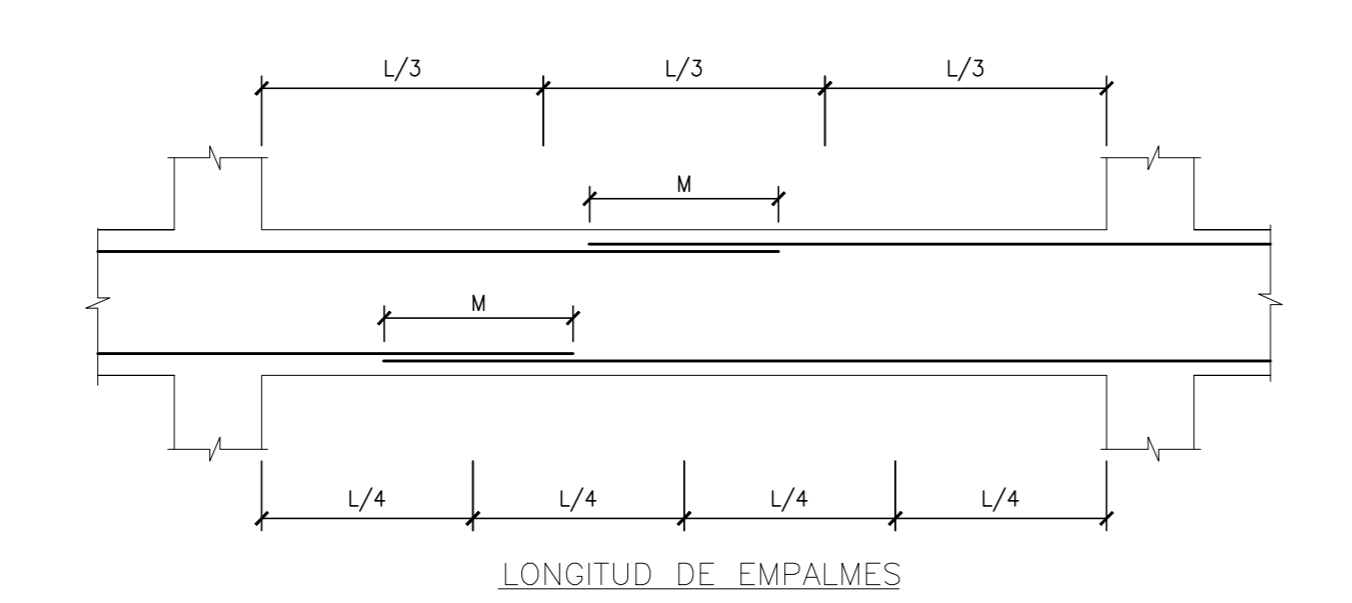
Departamento: ANCASH
Provincia: SANTA
Districto: NUEVO CHIMBOTE
Lugar: UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA



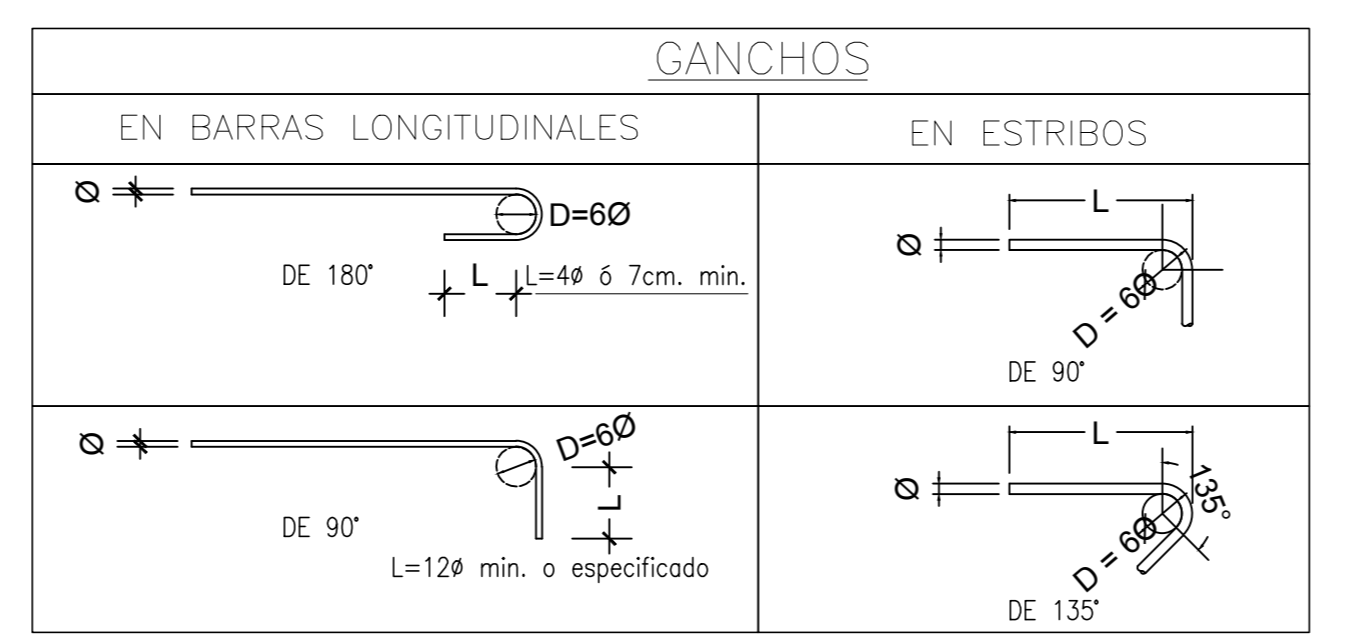
ALIGERADO 5
ESC: 1/50



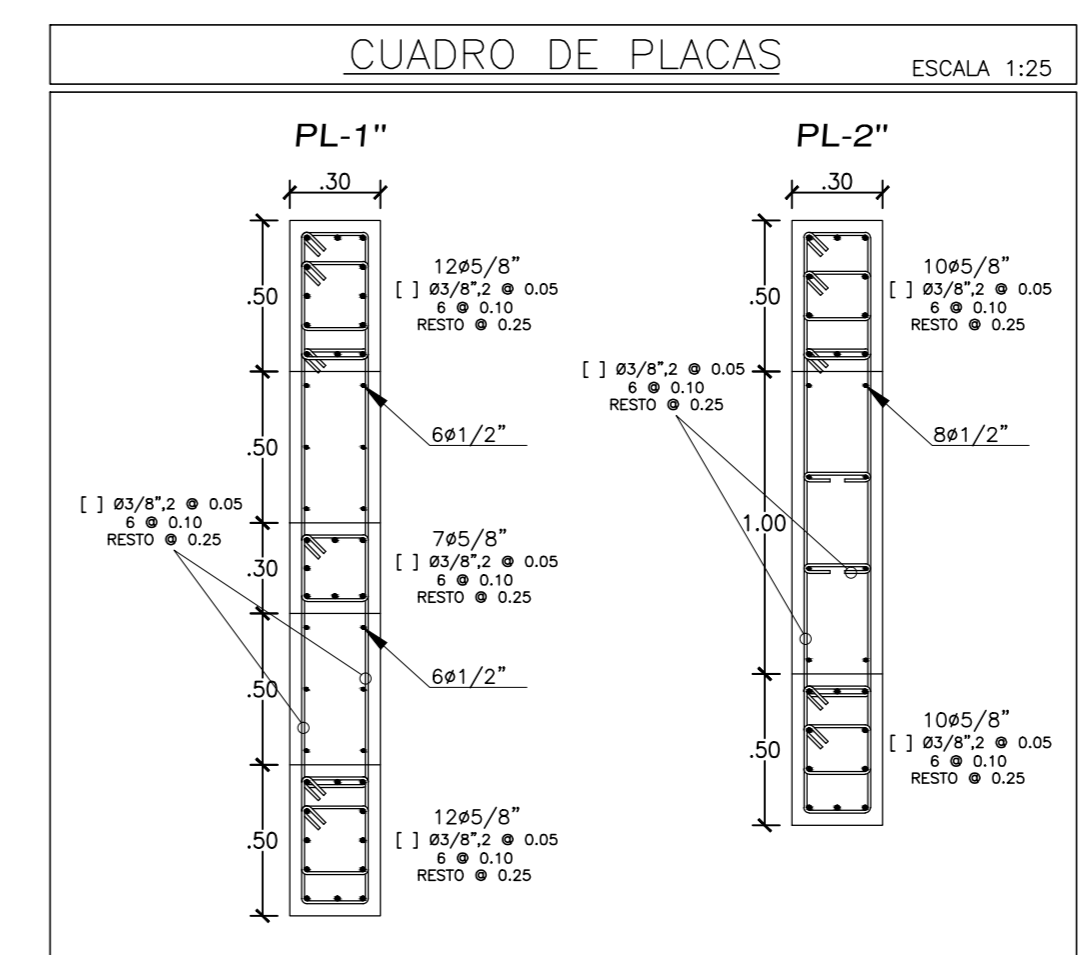
TRASLAPES Y EMPALMES		ESTRIBOS	
LOSAS Y VIGAS	EN COLUMNAS	Ø	L
6mm, 30		6 mm	7 cm, 1.5 cm
3/8", 40		3/8"	10 cm, 2.0 cm
1/2", 50			
5/8", 60			
3/4", 70			
1", 120			



LONGITUD DE EMPALME (L)		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
	H. Cualquiera	H < 0.30 H > 0.30
Ø 3/8"	0.40	0.40 0.45
Ø 1/2"	0.50	0.40 0.50
Ø 5/8"	0.60	0.45 0.60
Ø 3/4"	0.70	0.55 0.75
Ø 1"	1.20	0.55 0.75



LEYENDA	
	Viguetas de Losa Aligerado
	Aceros de Losa Maciza



CUADRO DE VIGAS, ALIGERADO 5	
SECCION	ACERO
VP-500	5 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2" + 4 Ø 5/8" [] Ø3/8"2 Ø 0.05 + Ø 0.15 RESTO Ø 0.30
VP-501	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2" + 4 Ø 5/8" [] Ø3/8"2 Ø 0.05 + Ø 0.15 RESTO Ø 0.30
VP-502	4 Ø 5/8" + 3 Ø 5/8" [] Ø3/8"2 Ø 0.05 RESTO Ø 0.15
Vb-500	3 Ø 5/8" + 3 Ø 5/8" [] Ø3/8"2 Ø 0.05 + Ø 0.15 RESTO Ø 0.30

CUADRO DE COLUMNAS ESCALA 1:25	
SECCION	ACERO
C-1	20 Ø 3/4" [] Ø3/8"2Ø 0.05 + 7Ø 10 RESTO Ø 0.30
C-2	16 Ø 3/4" [] Ø3/8"2Ø 0.05 + 7Ø 10 RESTO Ø 0.25
C-3	16 Ø 3/4" [] Ø3/8"2Ø 0.05 + 7Ø 10 RESTO Ø 0.20
C-4	6 Ø 3/4" [] Ø3/8"2Ø 0.05 RESTO Ø 0.10
C-5	12 Ø 3/4" [] Ø3/8"2Ø 0.05 RESTO Ø 0.10
C-6	10 Ø 3/4" [] Ø3/8"2Ø 0.05 RESTO Ø 0.10

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.00 CONCRETO ARMADO
Según elementos estructurales se tiene:
Zapatas (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 Kg/cm²
Vigas de Cimentación (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 Kg/cm²
Columnas Estructurales (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm²
Placas Estructurales (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm²
Losa Maciza (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm²
Aligerado (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm²
Columnetas (Cemento Tipo I) : f'c = 175 Kg/cm²
Vigas de confinamiento (Cemento Tipo I) : f'c = 175 Kg/cm²

2.00 REFORZAMIENTO
Según planos y detalles
Centros de Educación (Aulas) : 250 Kg/m²
Circulación : 400 Kg/m²
Carga Muerta de Acabados : 100 Kg/m²
Carga Viva en techos : 100 Kg/m²
3.00 CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO
Ø1=300m, q=2.00 Kg/cm²

3.00 REFORZAMIENTOS
Zapatas : 7.5 cm.
Elementos de confinamiento : 2.5 cm.
Columnas estructurales y Placas : 4 cm.
Vigas estructurales : 4 cm.
Aligerado : 2.5 cm.
Losa maciza : 2.5 cm.
Vigas de Cimentación : 5 cm.

4.00 CONDICIONES GENERALES
El proceso constructivo se registrará según lo establecido en el P.M.E. y/o especificaciones de Proyecto. Se respetará las notas adjuntas en los planos y a falta de detalles se consultará al Proyecto.
El Acero de las columnas No estructurales estará en Vigas o Bases macizas con una longitud de desarrollo de 20cm y estará no servido de apoyo a los elementos estructurales horizontales como vigas y losas.
Solo losas.
Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)
American Concrete Institute (ACI)

CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS, POOL DE AULAS - POOL "A"			
Z	FACTOR DE ZONA = 0.45		
U	FACTOR DE USO = 1.50		
S	FACTOR DE SUELO = 1.05		
PERIODOS DEL SUELO T ₀	0.60 Seg - T ₁ =2.00 Seg.		
R ₀	COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN R ₀ = R ₀ = 6		
R _x	COEFICIENTE DE IRREGULARIDADES EN ALTURA X, Y = 1.00		
R _y	COEFICIENTE DE IRREGULARIDADES EN PLANTA X, Y = 1.00		
R	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS		
R _X	R _X = 6 - R _Y = 6		
CORTANTE BASAL TRANSVERSAL V _b	394.294 Tn		
CORTANTE BASAL LONGITUDINAL V _l	395.760 Tn		
MODO 1	TRASLACIONAL EN LA DIRECCIÓN "X": 0.455 Seg.		
MODO 2	TRASLACIONAL EN LA DIRECCIÓN "Y": 0.421 Seg.		
MODO 3	ROTACIONAL: 0.400 Seg.		
DESPLAZAMIENTO EN EL ÚLTIMO NIVEL			
DIRECCIÓN X = TRANSVERSAL	2.279 Cm.		
DIRECCIÓN Y = LONGITUDINAL	2.239 Cm.		
CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS, POOL DE AULAS - POOL "A"			
CÁLCULO POR ENVOLVENTE DE CARGAS			
DIRECCIÓN X = TRANSVERSAL			
PISO	ΔL (m)	R ₀ 0.75	Δ
5	0.0014	4.5	0.0065 OK
4	0.0014	4.5	0.0061 OK
3	0.0014	4.5	0.0062 OK
2	0.0013	4.5	0.0050 OK
1	0.0009	4.5	0.0040 OK
DIRECCIÓN Y = LONGITUDINAL			
PISO	ΔL (m)	R ₀ 0.75	Δ
5	0.0011	4.5	0.0050 OK
4	0.0013	4.5	0.0059 OK
3	0.0015	4.5	0.0067 OK
2	0.0015	4.5	0.0069 OK
1	0.0008	4.5	0.0037 OK
EL DESPLAZAMIENTO SÍSMICO SE ANALIZÓ PARA CINCO PISOS			
Δ = R Δ _e			
DONDE :			
R	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA = E=0.30		
Δ _e	DESPLAZAMIENTO DEL ANÁLISIS SÍSMICO POR MÉTODOS ELÁSTICOS CALCULADO CON ETABS 2016		
Δ	DELTA DE ENTRENDO (ESTE VALOR TIENE QUE SER MENOR A 0.007 PARA EL E.E. X-X Y E.E. Y-Y POR SER DE CONCRETO ARMADO)		

Proyecto: **POOL DE AULAS - POOL "A"**
EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN CONVENCIONAL

Plano: **ESTRUCTURAS**
ALIGERADO 5 - PLANTA Y DETALLES

Propietario: **ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

Responsables:
Bach. Cristina Allende
Bach. Johan Barrionuevo

Especialista CAD:
ingbarcr23@gmail.com

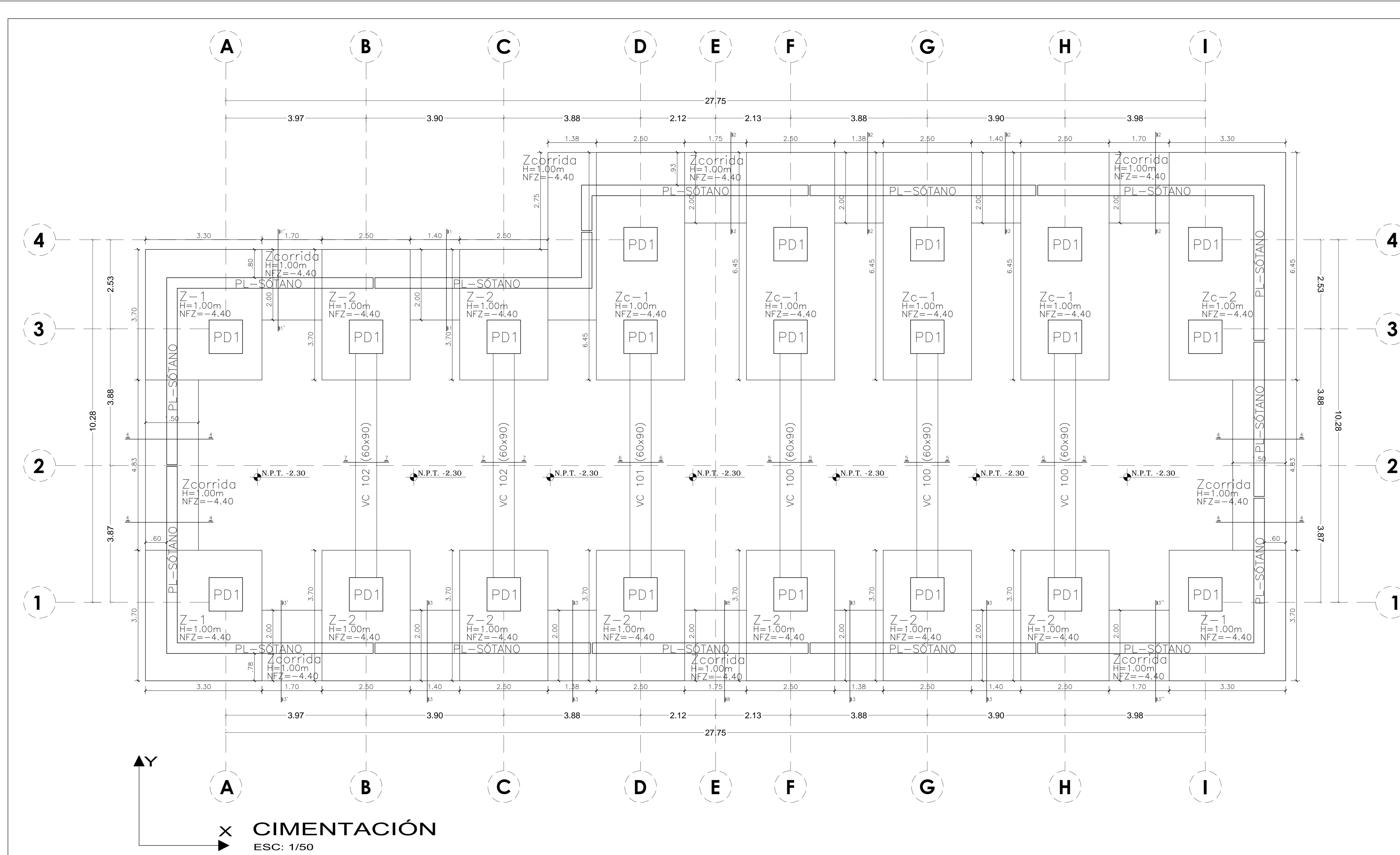
Fecha: **OCTUBRE 2018**
Escala: **Indicada**

Departamento: **ANCASH**
Provincia: **SANTA**
Distrito: **NEUVO CHIMBOTE**
Lugar: **UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**

PLANO: **E-05**



7.2 ANEXO 2: PLANOS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN AISLADA



CUADRO DE ZAPATAS						
DETALLE REFUERZO DE ZAPATAS						
Tipo	Cantidad	a	b	N.F.Z.	Refuerso Inf	Refuerso Sup
Z-1	3	3.30	3.70	-4.40	ø3/4"Ø.15	-
Z-2	8	2.50	3.70	-4.40	ø3/4"Ø.15	-

CUADRO DE ZAPATAS COMBINADAS						
DETALLE REFUERZO DE ZAPATAS COMBINADAS						
Tipo	Cantidad	a	b	N.F.Z.	Refuerso Inf	Refuerso Sup
ZC-1	4	2.50	6.45	-4.40	ø3/4"Ø.15	ø3/4"Ø.15
ZC-2	1	3.30	6.45	-4.40	ø3/4"Ø.15	ø3/4"Ø.15

CUADRO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN		ESCALA 1:25
SECCION	ACERO	
VC-100	5 ø 1"	[] ø1/2", 2 ø 0.05 + 12 ø 0.15 RESTO ø 0.20
VC-101	6 ø 3/4"	[] ø1/2", 2 ø 0.05 + 12 ø 0.15 RESTO ø 0.20
VC-102	6 ø 3/4"	[] ø1/2", 2 ø 0.05 + 12 ø 0.15 RESTO ø 0.20

CUADRO DE PEDESTALES		ESCALA 1:25
SECCION	ACERO	
PD1	32 ø 1"	[] ø3/8"2 ø 0.05 + 9 ø 0.10 RESTO ø 0.30

CUADRO DE PEDESTALES		ESCALA 1:25
SECCION	ACERO	
PD1	12 ø 1" + 12 ø 3/4"	[] ø3/8"2 ø 0.05 + 9 ø 0.10 RESTO ø 0.30

ESPECIFICACIONES TECNICAS

LOS CONCRETOS SUELEN
 Solado (Cemento Tipo MS) : C/R. 1:1:2
 2.00 CONCRETO ARMADO

Según elementos estructurales se tiene:
 Zapatas (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 Kg/cm²
 Muros de Sostentamiento (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 Kg/cm²
 Pedestales (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 Kg/cm²
 Vigas de Cimentación (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm²
 Columnas Estructurales (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm²
 Vigas (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm²
 Losas Macizas (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm²
 Losas Aligeradas (Cemento Tipo II) : f'c = 210 Kg/cm²
 Columnas (Cemento Tipo II) : f'c = 175 Kg/cm²
 Vigas de confinamiento (Cemento Tipo II) : f'c = 175 Kg/cm²

3.00 ACERO DE REFUERZO
 En todos los elementos, se empleará fierro corrugado U-60
 Según planos y detalles

4.00 SOBRECARGAS
 Centros de Educación (Aulas) : 250 Kg/m²
 Circulación : 400 Kg/m²
 Carga Muerta de Acabados : 100 Kg/m²
 Carga Viva en Techos : 100 Kg/m²
 5.00 CARGAS VIENTO ESTANTE DEL TERRENO
 V = 4.40 m/s, I = 2.00 Kg/cm²

6.00 RECURSIVAMENTE:
 Zapatas : 7.5 cm.
 Elementos de confinamiento : 2.5 cm.
 Columnas estructurales : 4 cm.
 Vigas estructurales : 4 cm.
 Losa Aligerada : 2.5 cm.
 Losa maciza : 2.5 cm.
 Vigas de Cimentación : 5 cm.
 Muros de Sostentamiento : 5 cm.
 Pedestales : 5 cm.

8.00 CONSERVACIONES GENERALES
 El proceso constructivo se regirá según lo establecido en el B.N.E. y/o indicaciones de Proyecto. Se respetará las notas adjuntas en los planos y o falta de detalles se consultará al Proyecto.
 El Acero de las columnas no estructurales estará en Vigas o Losas macizas con una longitud de desarrollo de 20cm y helix no superior a 20cm o los elementos estructurales horizontales como vigas y losas.

9.00 NORMAS
 Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)
 American Concrete Institute (ACI)

CARACTERISTICAS SIMICAS, POOL DE AULAS - POOL "A"			
Z - FACTOR DE ZONA = 0.45	U - FACTOR DE USO = 1.00	S - FACTOR DE SUELO = 1.05	PERIODOS DEL SUELO T ₀ = 0.60 Seg - T ₁ = 2.00 Seg.
R - COEFICIENTE DE REDUCCION DE LAS FUERZAS SIMICAS SUPERESTRUCTURAL: R _X = 2 - R _Y = 2	R - COEFICIENTE DE REDUCCION DE LAS FUERZAS SIMICAS SUBESTRUCTURAL: R _X = 1 - R _Y = 1	CORTANTE BASAL, SUPERESTRUCTURA: V _x , V _y = 524.661 Tn	MODO 1 - TRASLACIONAL EN LA DIRECCION "X": 2.711 Seg.
		MODO 2 - TRASLACIONAL EN LA DIRECCION "Y": 2.563 Seg.	MODO 3 - ROTACIONAL: 2.349 Seg.
DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN EL AISLADOR			
DIRECCION X - TRANSVERSAL	36.000 Cm.	DIRECCION Y - LONGITUDINAL	50.300 Cm.
DESPLAZAMIENTO EN EL NIVEL POR ENCIMA DE LOS AISLADORES			
DIRECCION X - TRANSVERSAL	36.829 Cm.	DIRECCION Y - LONGITUDINAL	51.065 Cm.
DESPLAZAMIENTO EN EL ULTIMO NIVEL			
DIRECCION X - TRANSVERSAL	39.109 Cm.	DIRECCION Y - LONGITUDINAL	53.352 Cm.

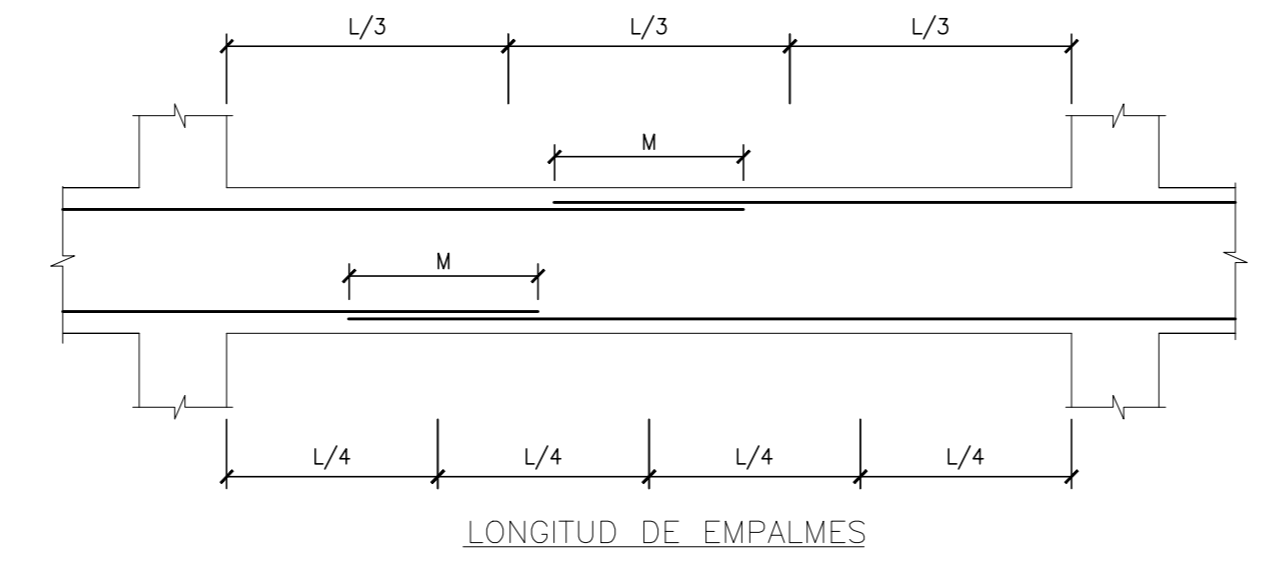
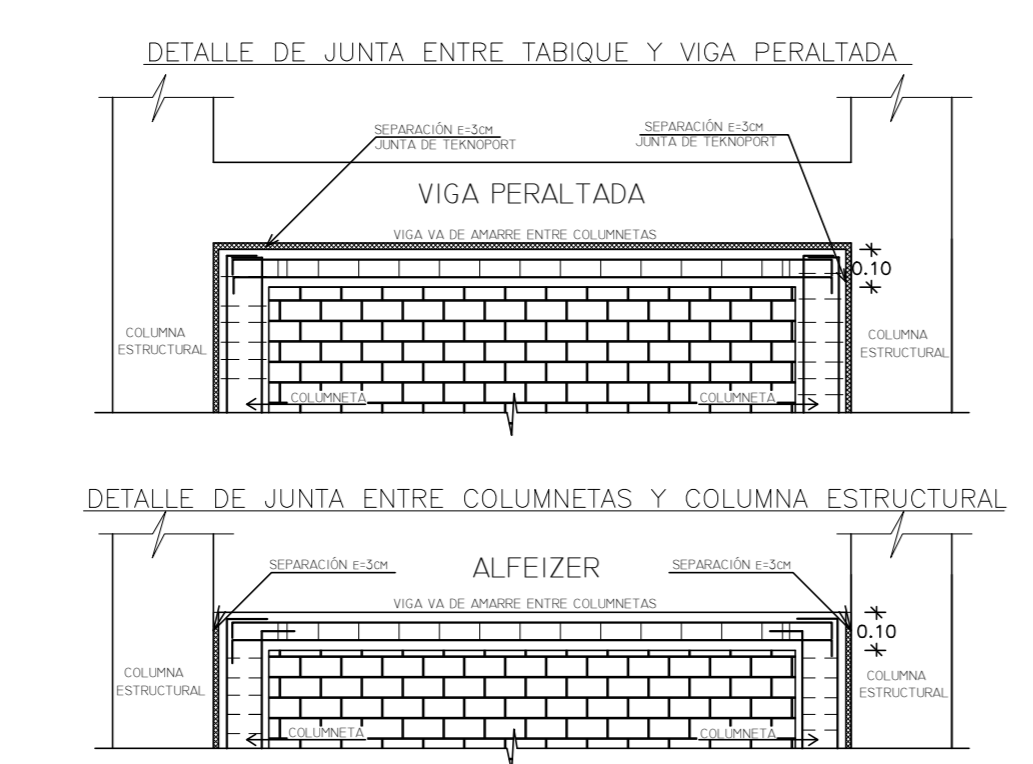
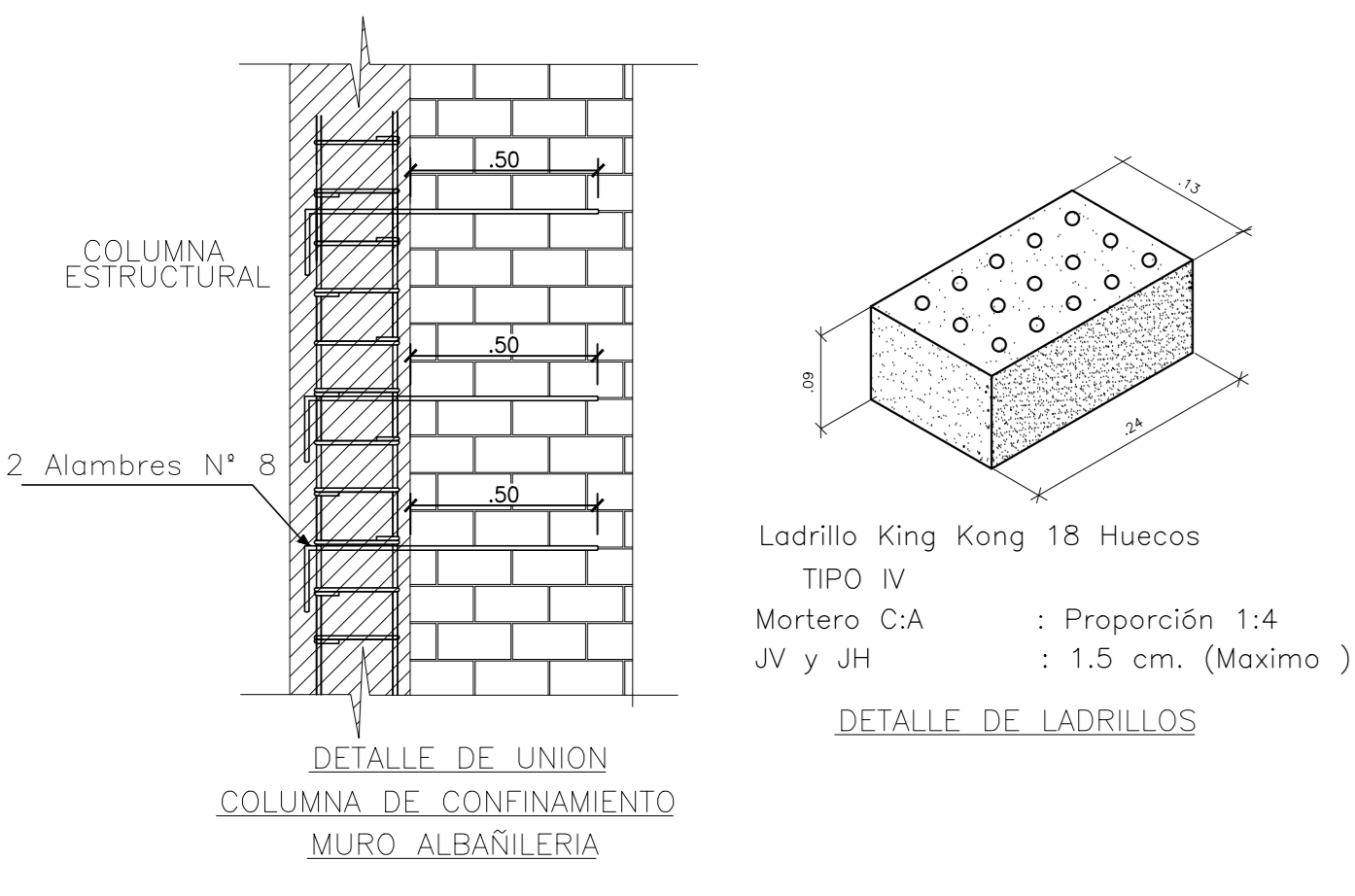
CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS, POOL DE AULAS - POOL "A"			
CALCULO POR ENVOLVENTE DE CARGAS			
DIRECCION X - TRANSVERSAL	PISO	Δ (cm)	Δ/R
DIRECCION X - TRANSVERSAL	5	39.109	0.151
	4	36.829	0.277
	3	36.829	0.455
	2	36.829	0.638
	1	37.588	0.759
DIRECCION Y - LONGITUDINAL	5	53.352	0.218
	4	53.352	0.356
	3	52.779	0.516
	2	52.263	0.689
	1	51.573	0.508

EL DESPLAZAMIENTO SIMICO SE ANALIZO PARA CINCO PISOS
 $\Delta = R \cdot \Delta_e$
 DONDE:
 R = COEFICIENTE DE REDUCCION SIMICA = E-030
 Δ_e = DESPLAZAMIENTO DEL ANILASO SIMICO POR METODOS HISTORIA DE RESPUESTA (FNA) CALCULADO CON ETABS 2016
 Δ_e = DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS
 Δ_e DERIVA DE ENTRENDO (ESTE VALOR TIENE QUE SER MENOR A 0.007 PARA EL EJE X-X Y EJE Y-Y POR SER DE CONCRETO ARMADO)

LEYENDA

Repleno con material de préstamo

Doble Tabiquería de Alfarería, de 30cm

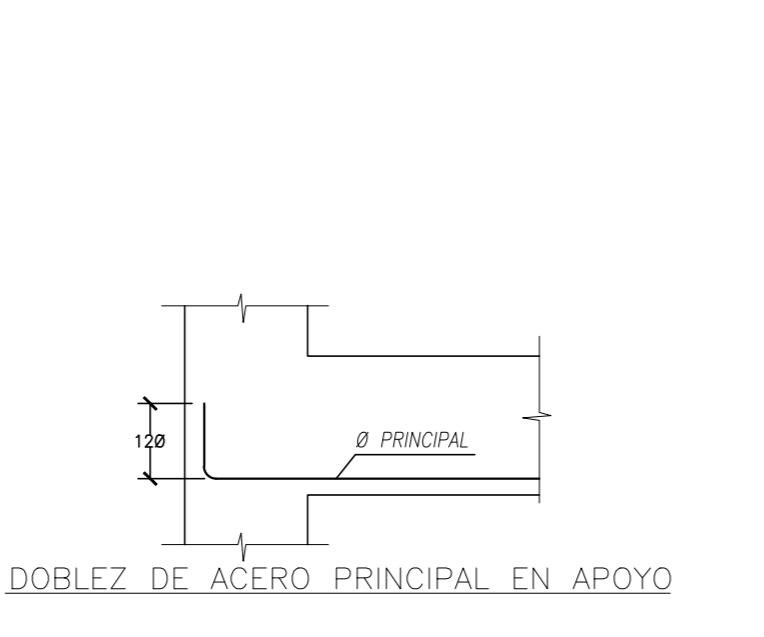


CUADRO DE COLUMNAS		ESCALA 1:25
SECCION	ACERO	
C-1	24 ø 3/4"	[] ø3/8"2 ø 0.05 + 4 ø 0.10 RESTO ø 0.15
C-2	16 ø 3/4"	[] ø3/8"2 ø 0.05 + 4 ø 0.10 RESTO ø 0.20

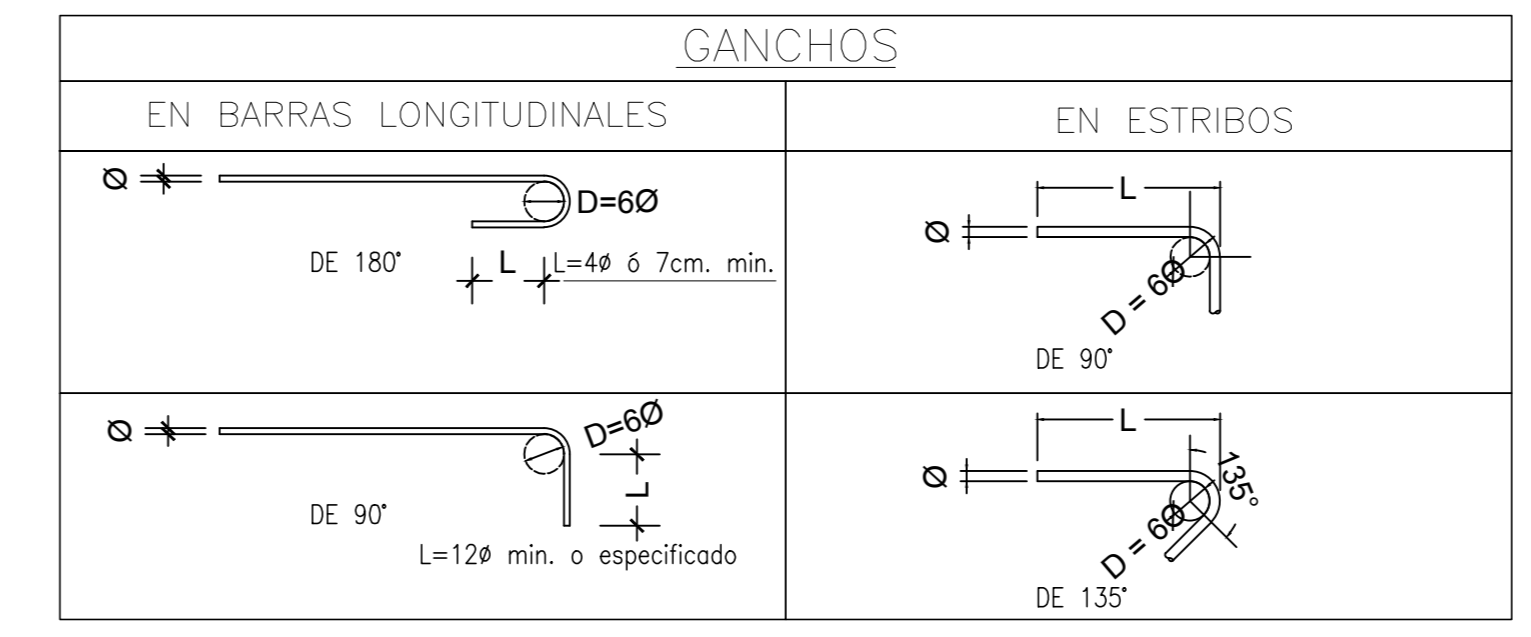
CUADRO DE PEDESTALES		ESCALA 1:25
SECCION	ACERO	
PD1	12 ø 1" + 12 ø 3/4"	[] ø3/8"2 ø 0.05 + 9 ø 0.10 RESTO ø 0.30

DETALLE DE ACERO EN VIGAS Y COLUMNETAS DE CONFINAMIENTO	
VIGA CONFINAMIENTO	COLUMNA CONFINAMIENTO
4 ø 3/8" CORRUGADO 1/4" 3Ø.05, R 20	6 ø 3/8" CORRUGADO 1/4" 3Ø.05, R 20

LONGITUD DE EMPALME (L)		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
	H. Cualquiera H < 0.30 H > 0.30	
Ø 3/8"	0.40	0.40
Ø 1/2"	0.50	0.40
Ø 5/8"	0.60	0.45
Ø 3/4"	0.70	0.55
Ø 1"	1.20	0.55



TRASLAPES Y EMPALMES		ESTRIBOS
LOSAS Y VIGAS	EN COLUMNAS	
Ø	L	R _{min}
6mm	30	6 mm
3/8"	40	7 cm
1/2"	50	1.5 cm
5/8"	60	3/8"
3/4"	70	10 cm
1"	120	2.0 cm



Proyecto: **POOL DE AULAS - POOL "A"**
EDIFICACION CON CIMENTACION AISLADA

Plano: **ESTRUCTURAS**
CIMENTACION - PLANTA Y DETALLES

Propietarios: **ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

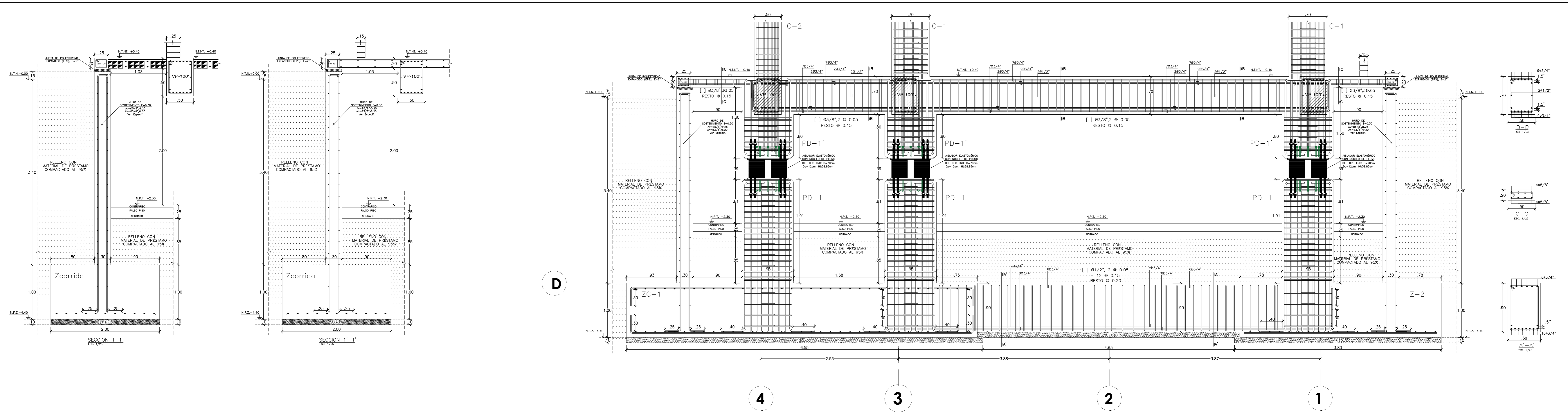
Responsables: **Bach. Cristina Allende**
Bach. Johan Barrionuevo

Especialista CAD: **ingbarcn23@gmail.com**
 Revisor: **Ms. Abner León Bobadilla**

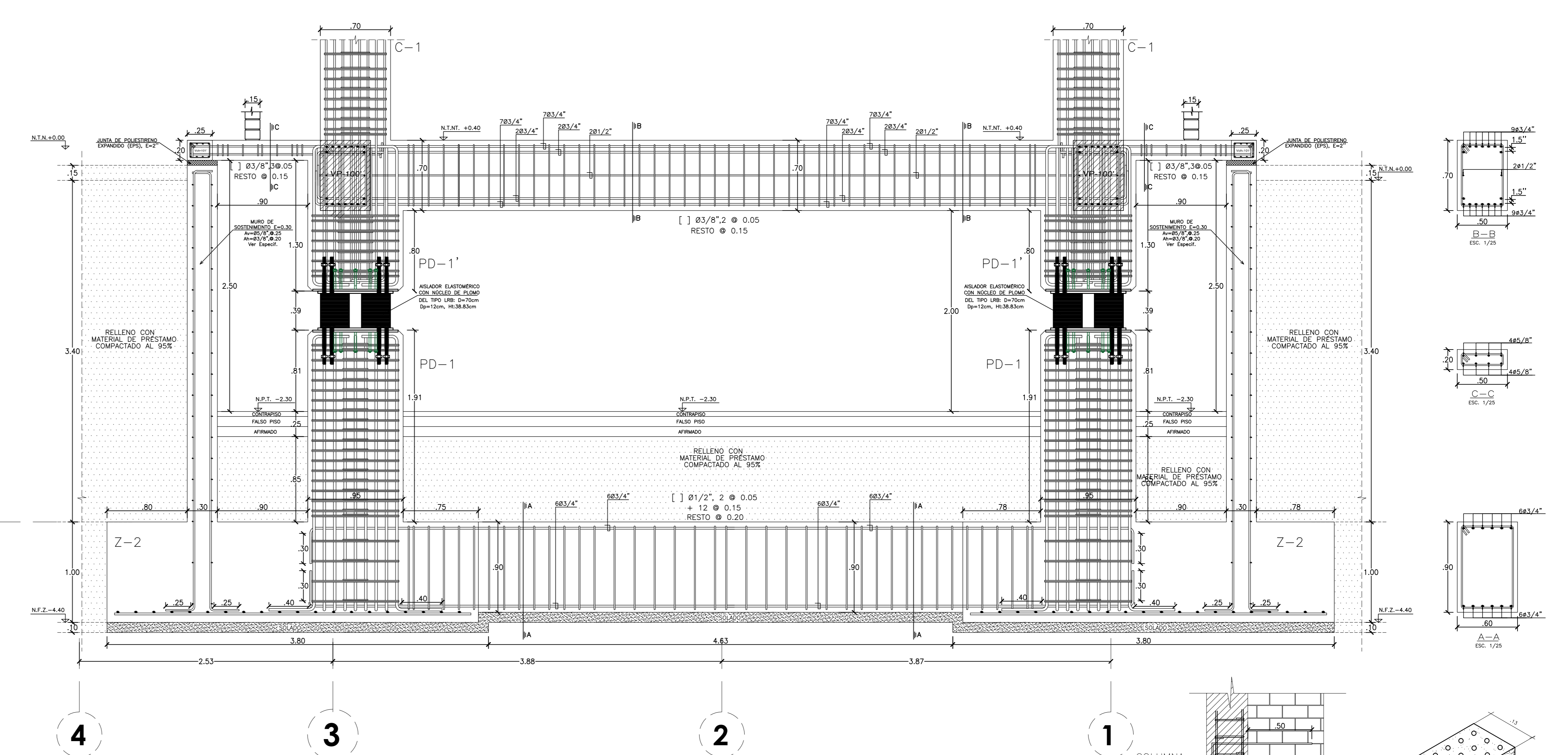
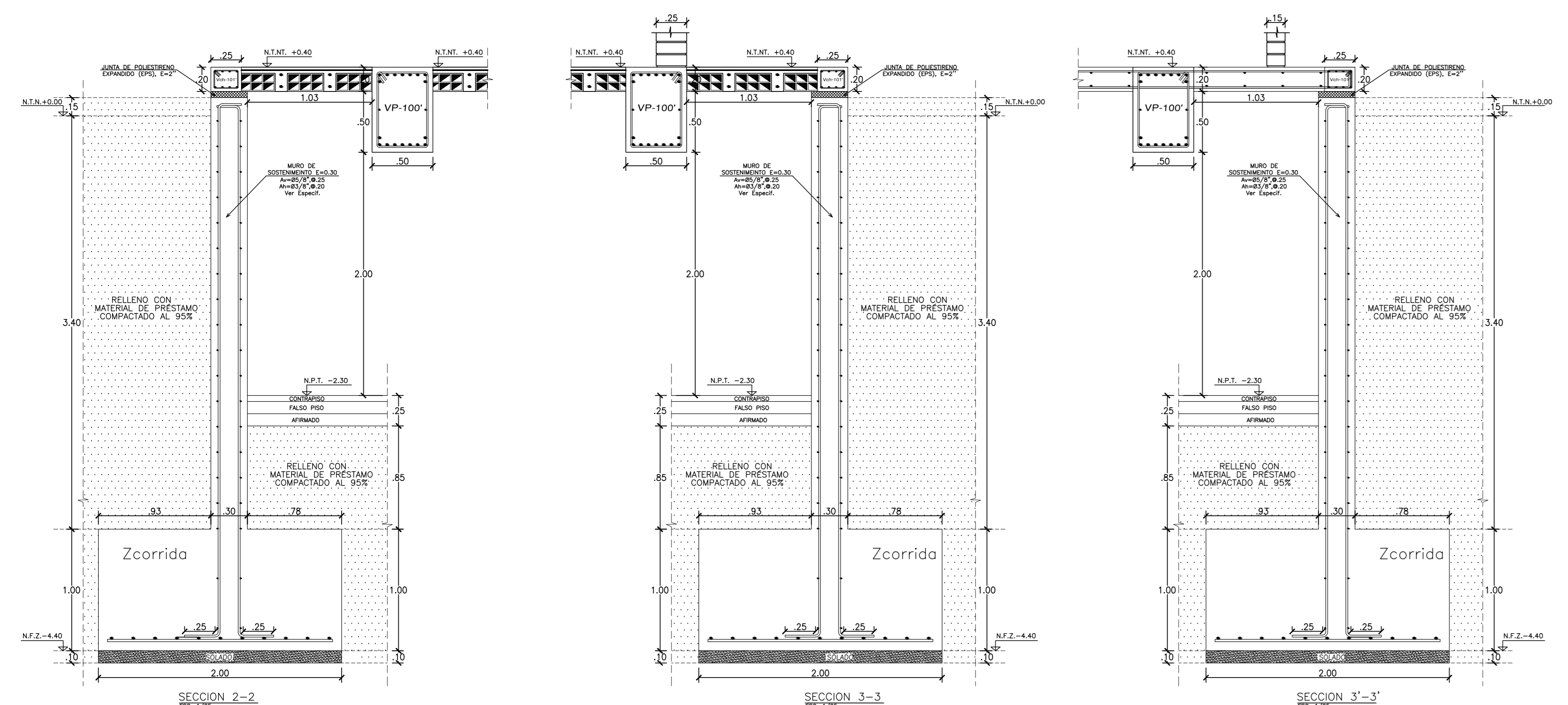
Fecha: **OCTUBRE 2018**
 Escala: **Indicada**

Departamento: **ANCASH**
 Provincia: **SANTA**
 Distrito: **NUEVO CHIMBOTE**
 Lugar: **UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**

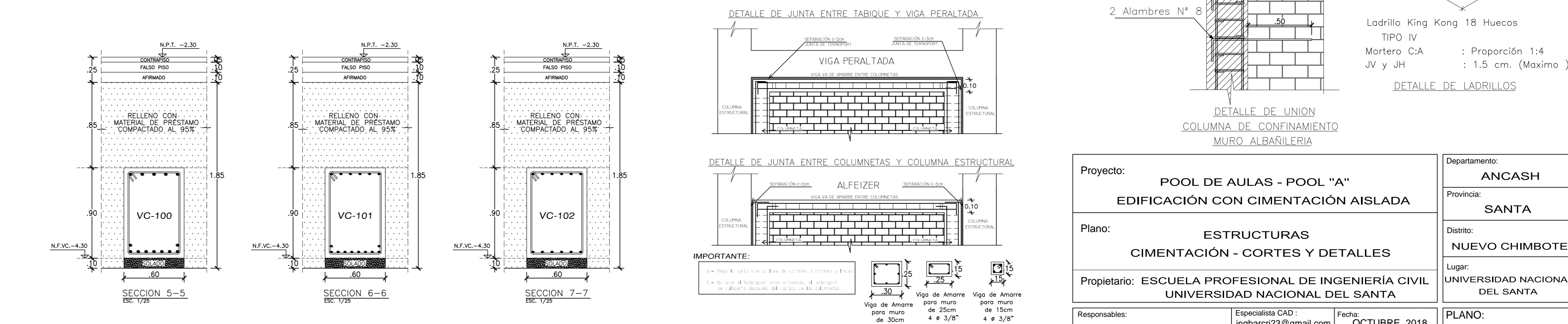
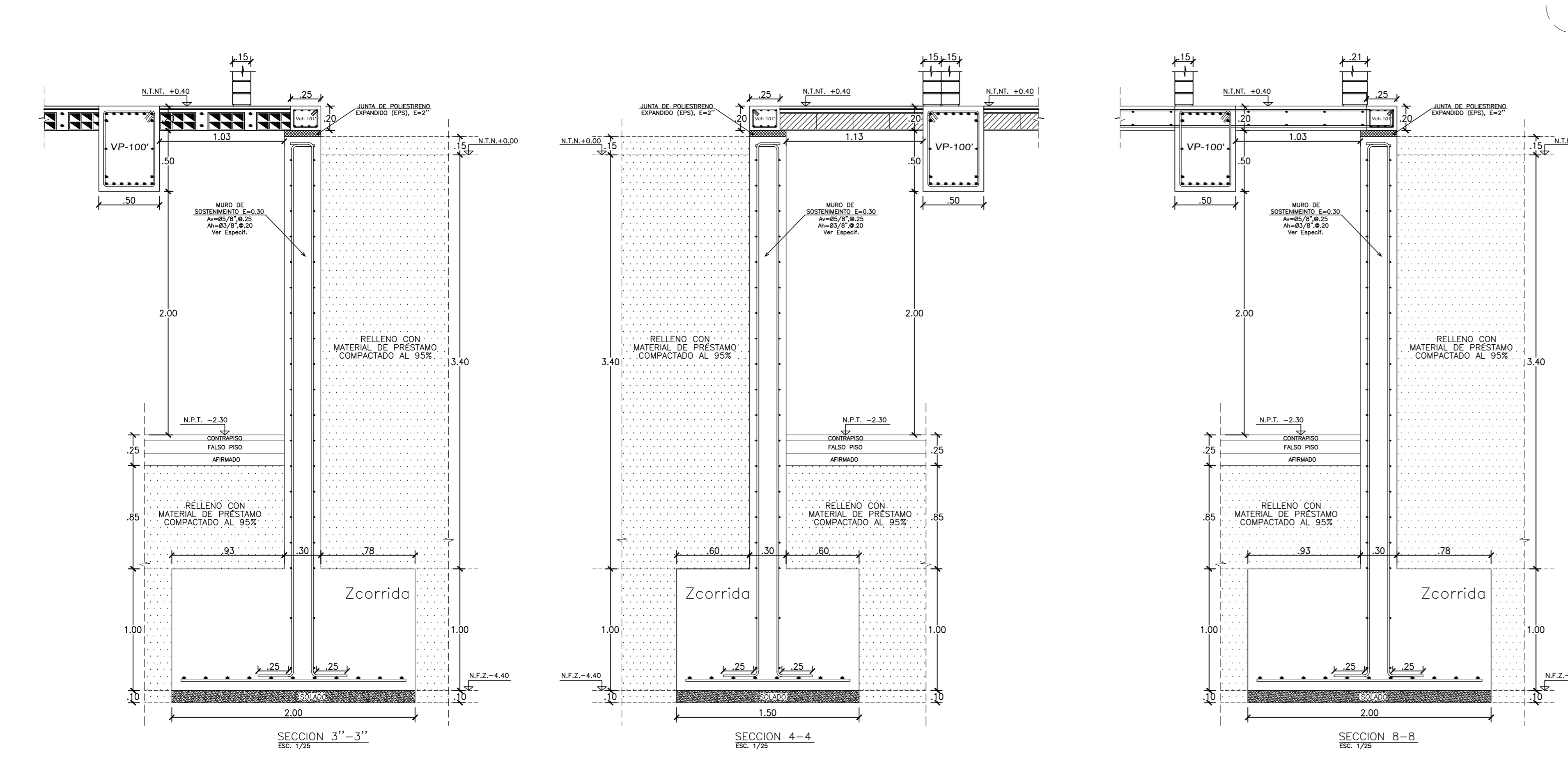
PLANO: **E-06**



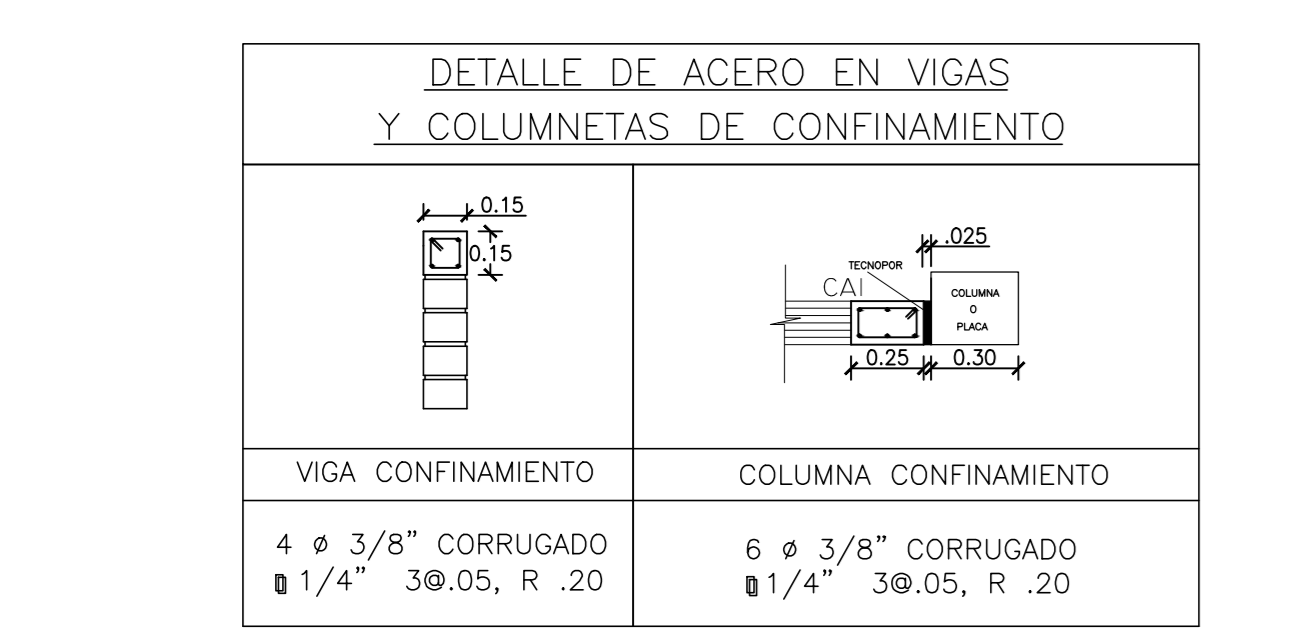
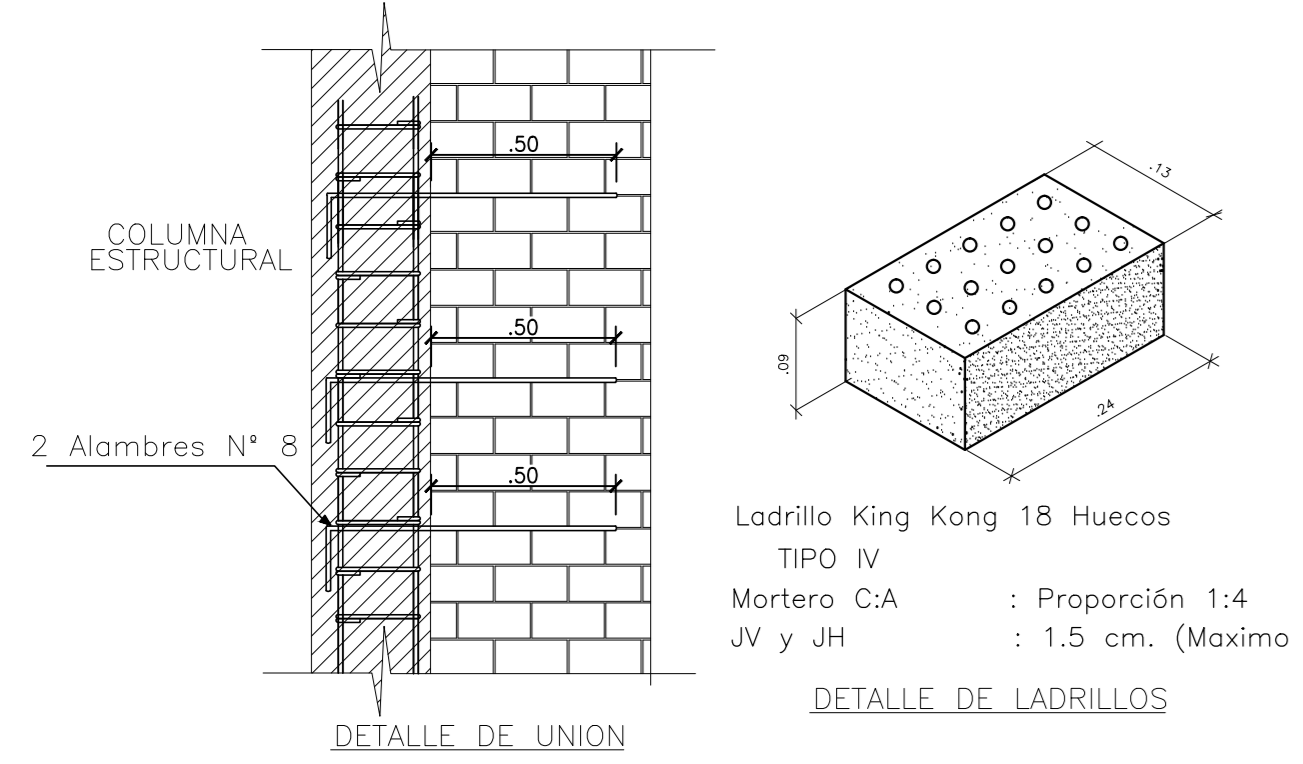
DETALLE DE ANCLAJE MUROS DE SOSTENIMIENTO - PEDESTALES - AISLADORES - COLUMNAS - VIGAS - ZAPATAS - VIGAS DE CIMENTACIÓN
E.M.: EJE D-D, ENTRE EJES 1-1 Y 4-4.
ESC: 1/25



DETALLE DE ANCLAJE MUROS DE SOSTENIMIENTO - PEDESTALES - AISLADORES - COLUMNAS - VIGAS - ZAPATAS - VIGAS DE CIMENTACIÓN
E.M.: EJE B-B, ENTRE EJES 1-1 Y 4-4.
ESC: 1/25



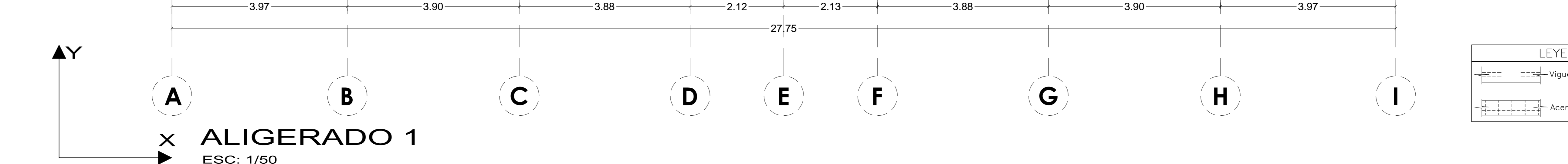
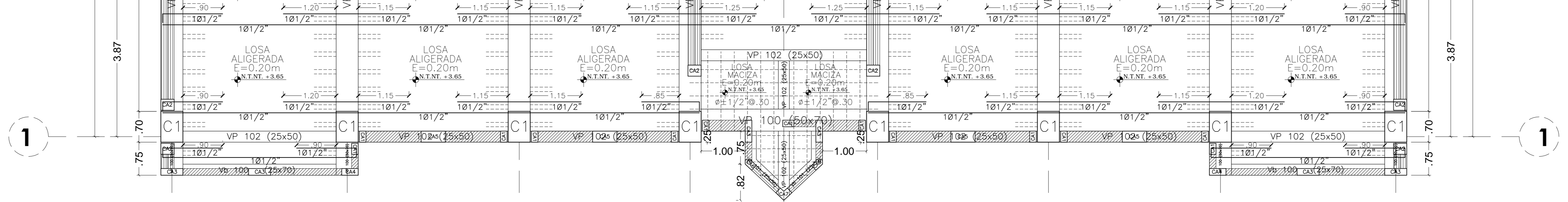
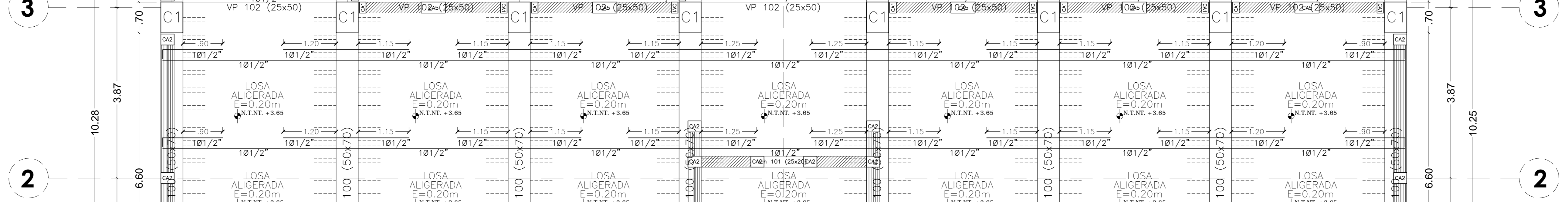
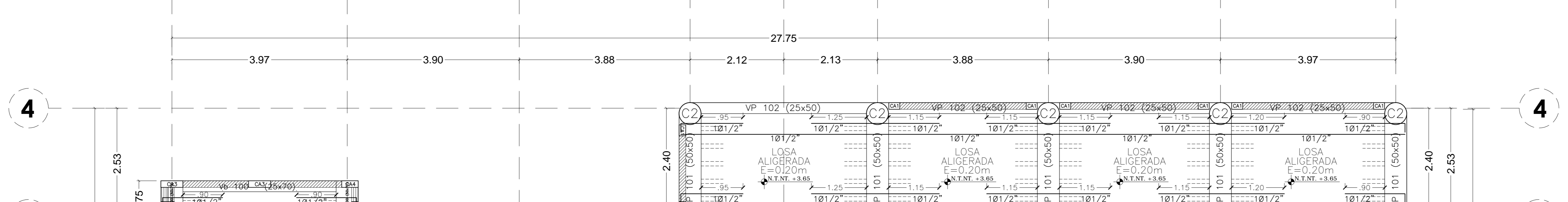
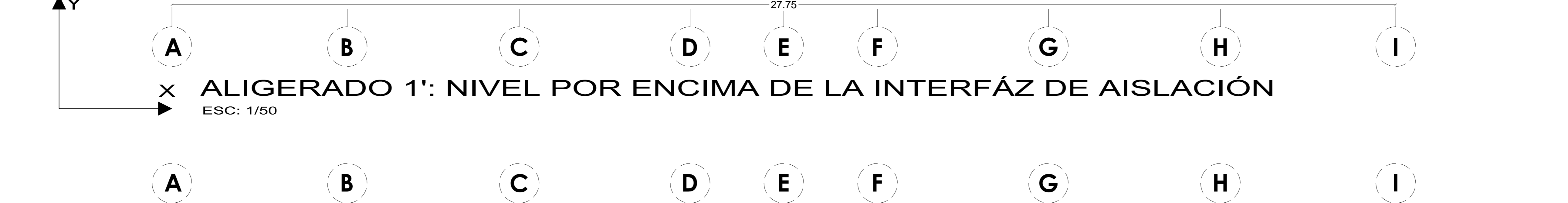
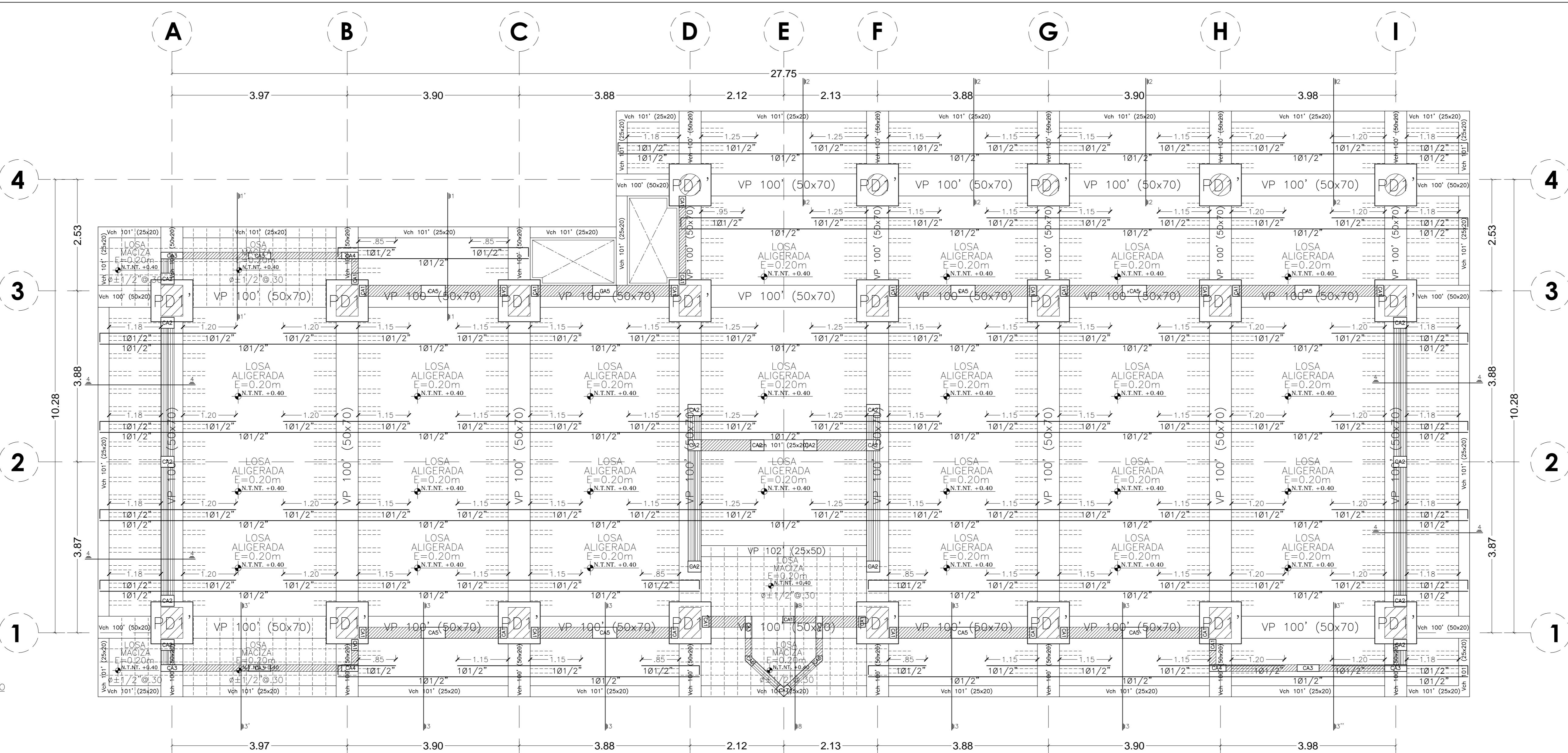
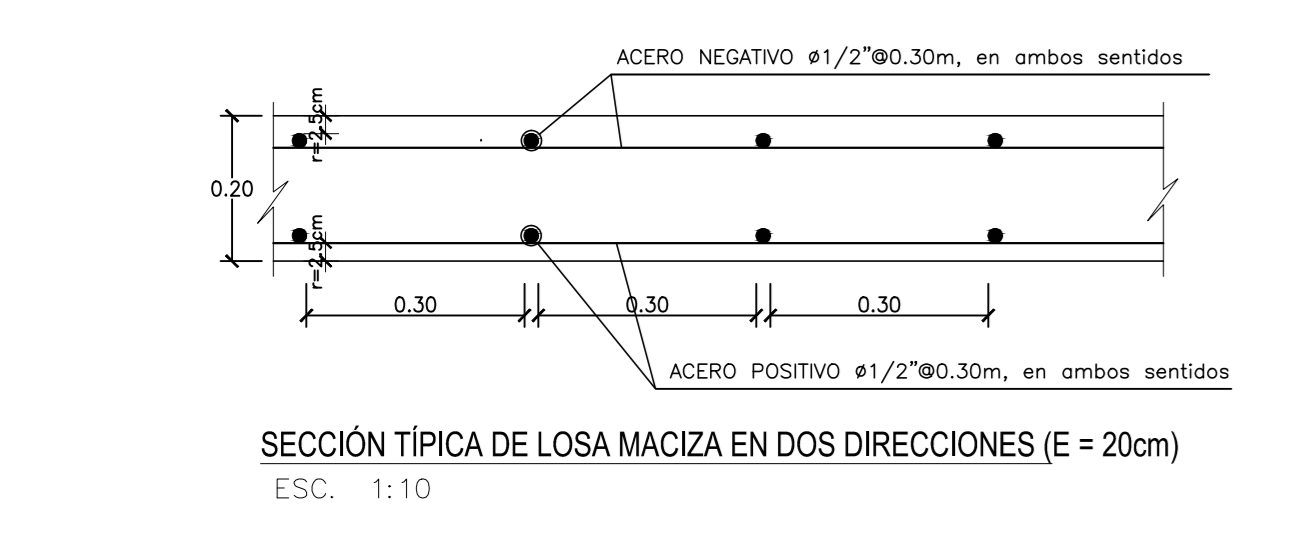
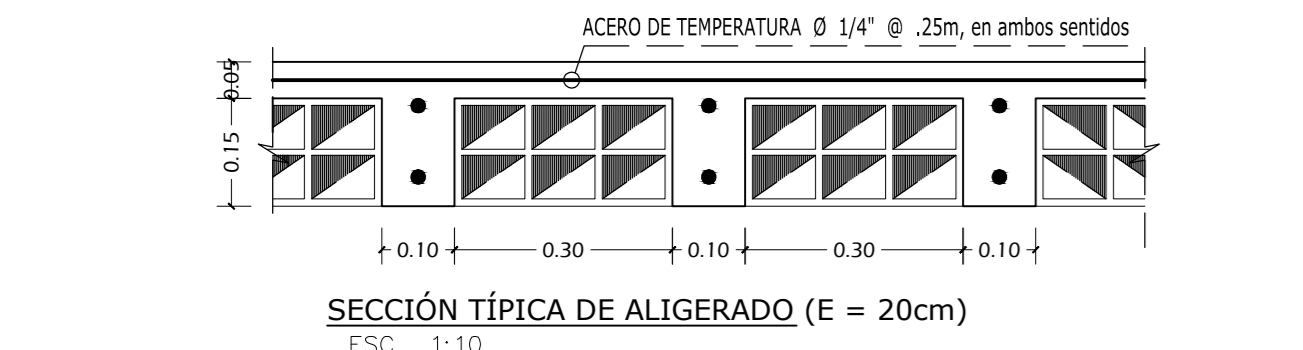
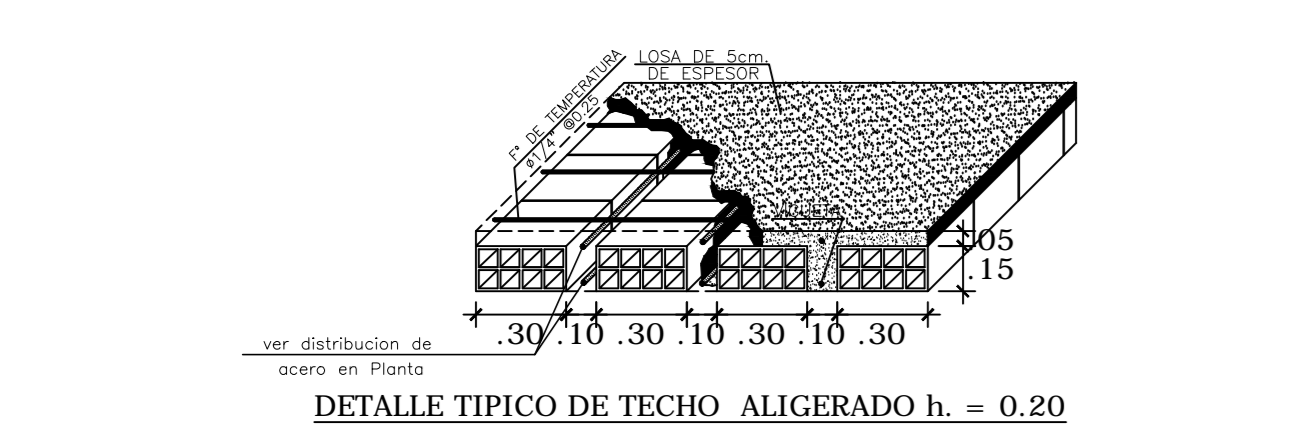
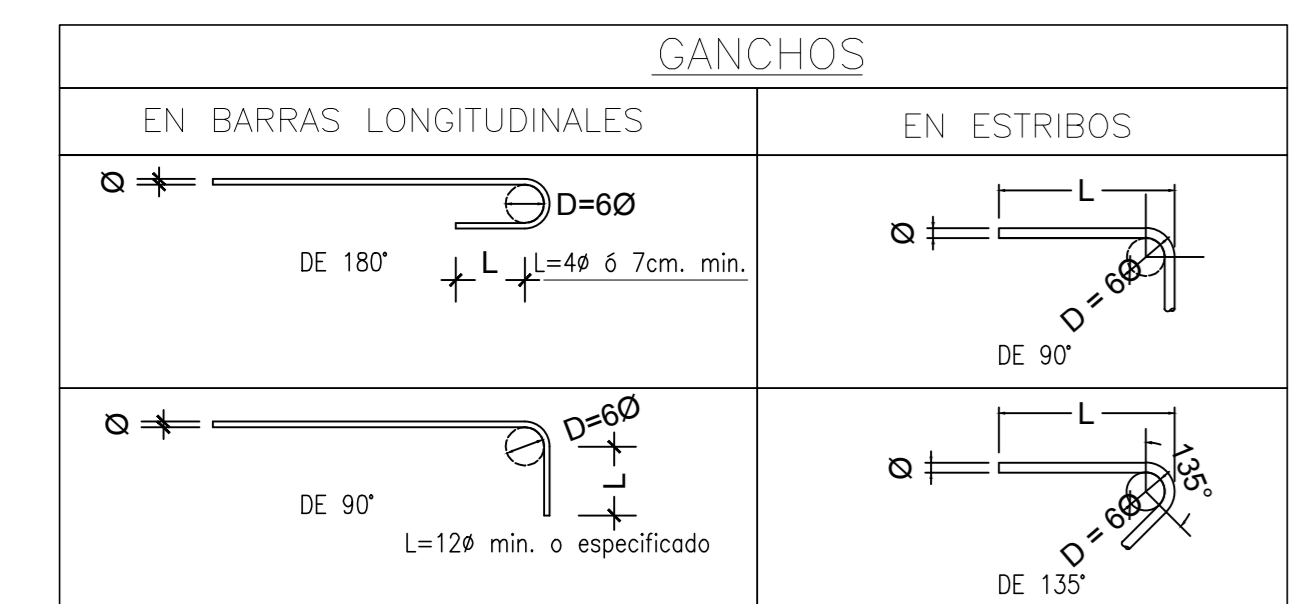
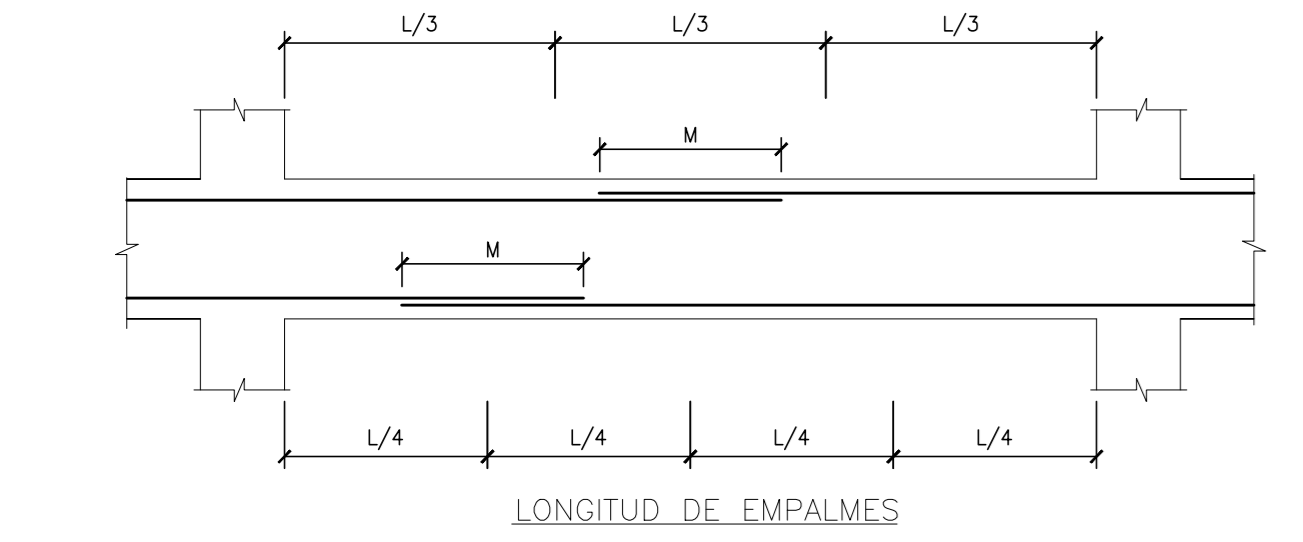
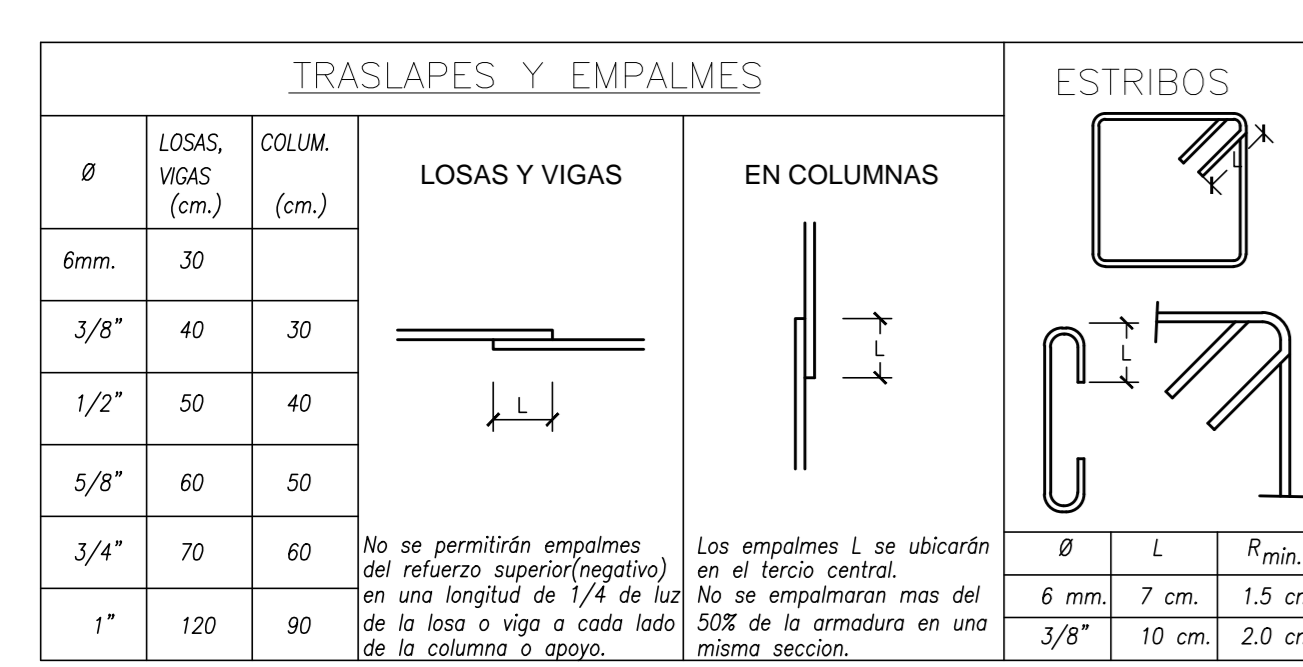
Proyecto:	POOL DE AULAS - POOL "A" EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN AISLADA	Departamento:	ANCASH
Plano:	ESTRUCTURAS CIMENTACIÓN - CORTES Y DETALLES	Provincia:	SANTA
Propietario:	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA	Districto:	NEUVO CHIMBOTE
Responsables:	Bach. Cristina Alendo Bach. Johan Barrionuevo	Lugar:	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
Elaborado CAD:	Ingharc23@gmail.com	Fecha:	OCTUBRE 2018
Revisión:	Ms. Abner León Badilla	Escala:	Indicada
PLANO:			E-07



LONGITUD DE EMPALME (L)

REFUERZO INFERIOR	H. CUALQUIERA	H < 0.30	H > 0.30
φ 3/8"	0.40	0.40	0.45
φ 1/2"	0.50	0.40	0.50
φ 5/8"	0.60	0.45	0.60
φ 3/4"	0.70	0.55	0.75
φ 1"	1.20	0.55	0.75

DOBLEZ DE ACERO PRINCIPAL EN APOYO



CUADRO DE VIGAS, ALIGERADO 1' ESCALA 1:25

SECCION	ACERO
VP-100'	9 φ 3/4" + 2 φ 1/2" [] 03/8" x 2 φ 0.05 RESTO φ 0.15
VP-102'	4 φ 1/2" + 3 φ 1/2" [] 03/8" x 2 φ 0.05 + 7 φ 0.15 RESTO φ 0.20
Vch-100'	4 φ 5/8" + 4 φ 5/8" [] 03/8" x 3φ.05 RESTO φ 0.15
Vch-101'	4 φ 3/8" + 4 φ 3/8" [] 01/4" x 3φ.05 RESTO φ 0.20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Según elementos estructurales se tiene:

- Solado (Cemento Tipo MS) : C/M, 1:3
- 3.00 CONCRETO ARMADO
- Según elementos estructurales se tiene:
 - Zapatas (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 kg/cm²
 - Muros de Sostentamiento (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 kg/cm²
 - Pedestales (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 kg/cm²
 - Vigas de Concreción (Cemento Tipo I) : f'c = 210 kg/cm²
 - Columnas Estructurales (Cemento Tipo I) : f'c = 210 kg/cm²
 - Vigas (Cemento Tipo I) : f'c = 210 kg/cm²
 - Losa Maciza (Cemento Tipo I) : f'c = 210 kg/cm²
 - Losa Aligerada (Cemento Tipo I) : f'c = 210 kg/cm²
 - Columnetas (Cemento Tipo I) : f'c = 175 kg/cm²
 - Vigas de confinamiento (Cemento Tipo I) : f'c = 175 kg/cm²

CUADRO DE VIGAS, ALIGERADO 1' ESCALA 1:25

SECCION	ACERO
VP-100	12 φ 3/4" + 2 φ 1/2" + 10 φ 3/4" [] 03/8" x 2 φ 0.05 RESTO φ 0.15
VP-101	7 φ 3/4" + 9 φ 3/4" [] 01/2" x 2 φ 0.05 RESTO φ 0.15
VP-102	8 φ 3/4" + 8 φ 3/4" [] 03/8" x 2 φ 0.05 + 6 φ 0.15 RESTO φ 0.30
Vb-100	4 φ 5/8" + 4 φ 5/8" [] 03/8" x 2 φ 0.05 + 6 φ 0.15 RESTO φ 0.30
Vb-101	3 φ 5/8" + 3 φ 5/8" [] 03/8" x 2 φ 0.05 + 6 φ 0.15 RESTO φ 0.30
Vch-101	3 φ 3/8" + 3 φ 3/8" [] 01/4" x 3φ.05 RESTO φ 0.20

CUADRO DE COLUMNAS ESCALA 1:25

SECCION	ACERO
C-1	24 φ 3/4" [] 03/8" x 2 φ 0.05 + 6 φ 0.15 RESTO φ 0.15
C-2	16 φ 3/4" [] 03/8" x 2 φ 0.05 + 6 φ 0.15 RESTO φ 0.20

CUADRO DE COLUMNETAS ESCALA 1:25

SECCION	ACERO
CA1	6 φ 3/8" [] 01/4" x 3φ.05 RESTO φ 0.20
CA2	10 φ 3/8" [] 01/4" x 3φ.05 RESTO φ 0.20
CA3	10 φ 3/8" [] 01/4" x 3φ.05 RESTO φ 0.20
CA4	8 φ 3/8" [] 01/4" x 3φ.05 RESTO φ 0.20
CA5	18 φ 3/8" [] 01/4" x 3φ.05 RESTO φ 0.20
CA6	9 φ 3/8" [] 01/4" x 3φ.05 RESTO φ 0.20
CA7	8 φ 3/8" [] 01/4" x 3φ.05 RESTO φ 0.20

LEYENDA

- Viguetas de Losa Aligerado
- Aceros de Losa Maciza

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS (CONTINUA)

El proceso constructivo se registró según lo establecido en el R.N.E. y las instrucciones de Proyecto. Se realizaron los ensayos de resistencia en los planos y a falta de ellos se consultó al Proyectista. El acero de las columnas no estructurales estará en vigas o losas macizas con una longitud de desarrollo de 25cm y estos no servirán de apoyo a los elementos estructurales horizontales como vigas y losas.

ANEXOS

Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)
American Concrete Institute (ACI)

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS (CONTINUA)

CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS, POOL DE AULAS - POOL "A"

Z = FACTOR DE ZONA = 0.45
U = FACTOR DE USO = 1.00
S = FACTOR DE SUELO = 1.05

PERIODO DEL SUELO T₀ = 0.60 Seg - T_l = 2.00 Seg.

R = COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS SUPERESTRUCTURA: R_x = 2 - R_y = 2

F = COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS SUBESTRUCTURA: R_x = 2 - R_y = 1

CORTANTE BASAL, SUPERESTRUCTURA: V_x, V_y = 524.661 Tn

MODO 1 - TRASLACIONAL EN LA DIRECCIÓN "X": 2.711 Seg.

MODO 2 - TRASLACIONAL EN LA DIRECCIÓN "Y": 2.563 Seg.

MODO 3 - ROTACIONAL: 2.549 Seg.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS (CONTINUA)

CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS, POOL DE AULAS - POOL "A"

DIRECCIÓN X - TRANSVERSAL

PISO	Δ (mm)	Δ/R	Δ/Δ	OK
5	39.109	0.151	0.0005	OK
4	38.858	0.277	0.0009	OK
3	38.681	0.455	0.0014	OK
2	38.226	0.638	0.0020	OK
1	37.588	0.759	0.0023	OK
1'	36.829	-	-	-

DIRECCIÓN Y - LONGITUDINAL

PISO	Δ (mm)	Δ/R	Δ/Δ	OK
5	53.352	0.218	0.0007	OK
4	53.135	0.356	0.0011	OK
3	52.779	0.516	0.0016	OK
2	52.263	0.689	0.0021	OK
1	51.573	0.508	0.0016	OK
1'	51.065	-	-	-

EL DESPLAZAMIENTO SÍSMICO SE ANALIZÓ PARA CINCO PISOS Δ = R Δ F

DONDE:
R = COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA = E-030
Δ = DESPLAZAMIENTO DEL ANÁLISIS SÍSMICO POR MÉTODOS HISTORIA DE RESPUESTA (THA) CALCULADO CON ETABS 2016
Δ = DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS
Δ = DERIVA DE ENTRESO (ESTE VALOR TIENE QUE SER MENOR A 0.007 PARA EL EJE X-X' Y EJE Y-Y' POR SER DE CONCRETO ARMADO)

PROYECTO: POOL DE AULAS - POOL "A"
EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN AISLADA

PLANO: ESTRUCTURAS
ALIGERADO 1' Y 1 - PLANTA Y DETALLES

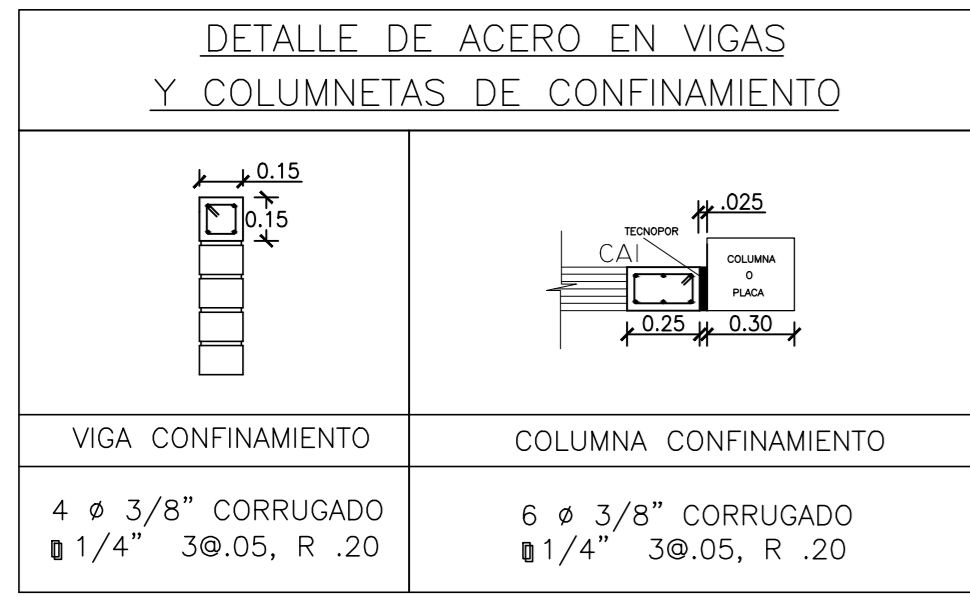
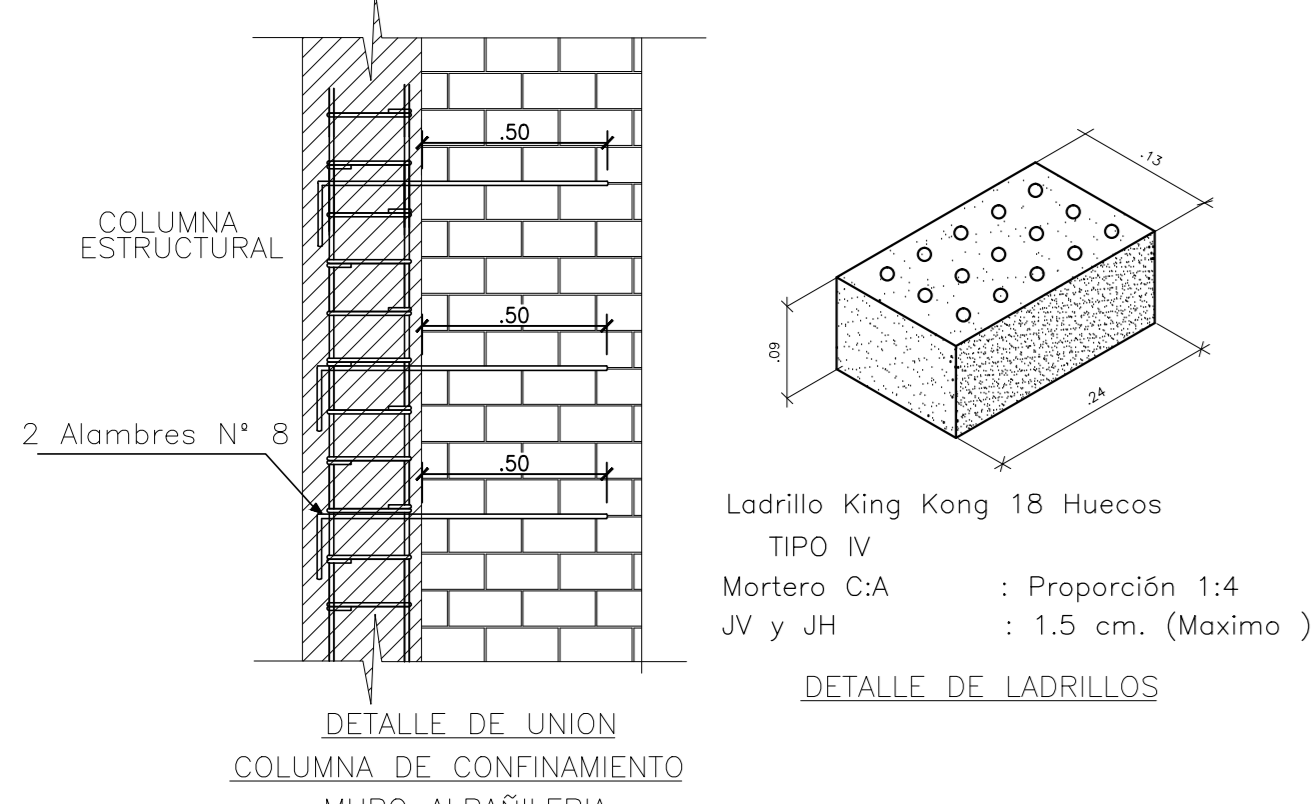
PROPIETARIO: ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

REVISORES: Bach. Cristina Allende
Bach. Johan Barrionuevo

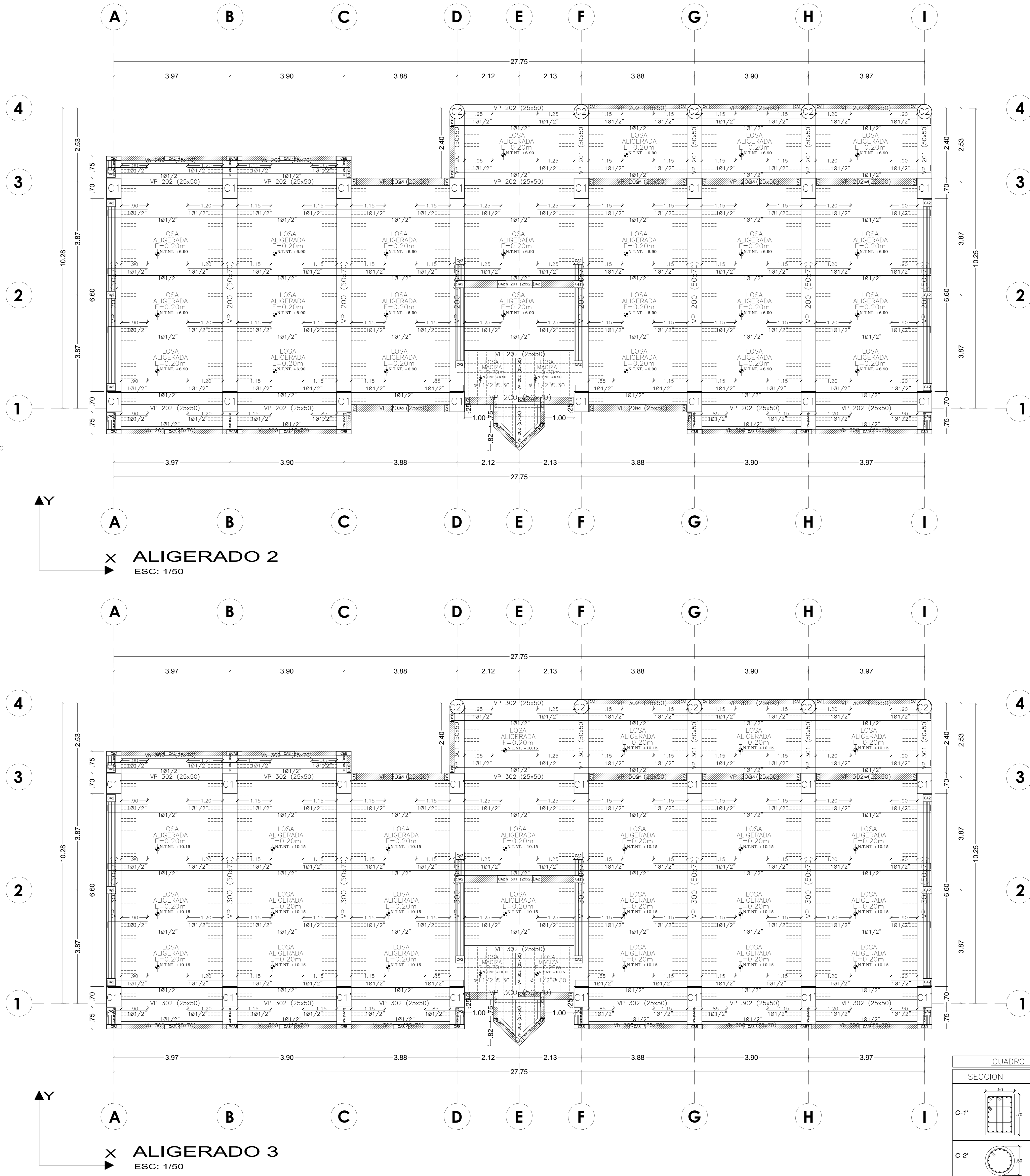
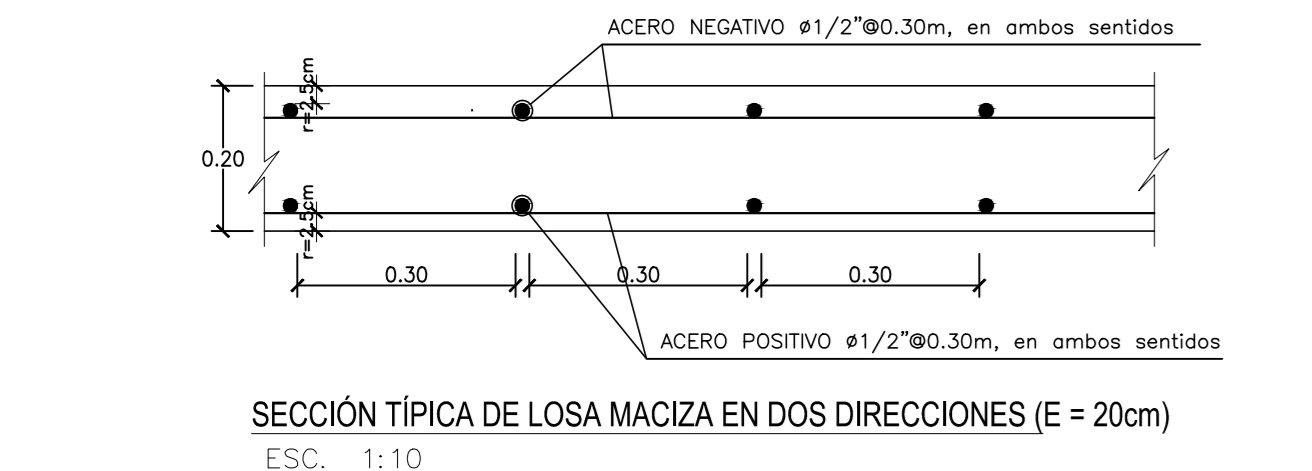
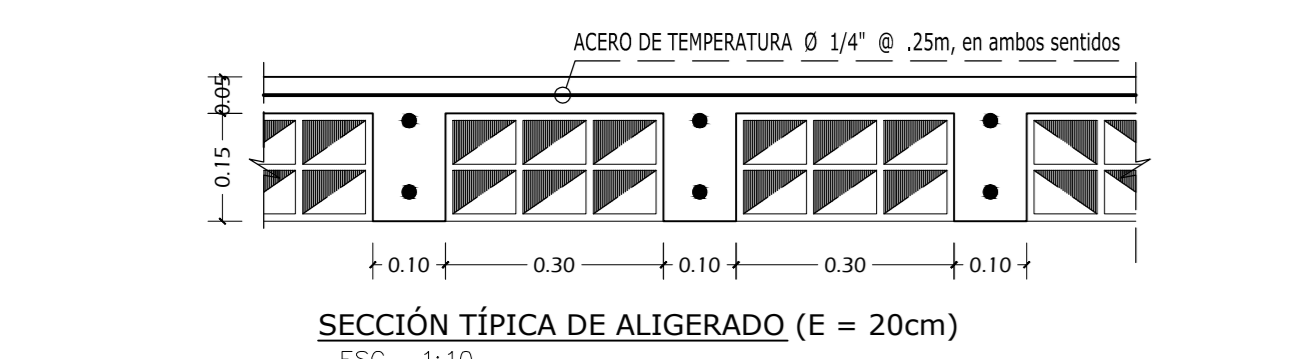
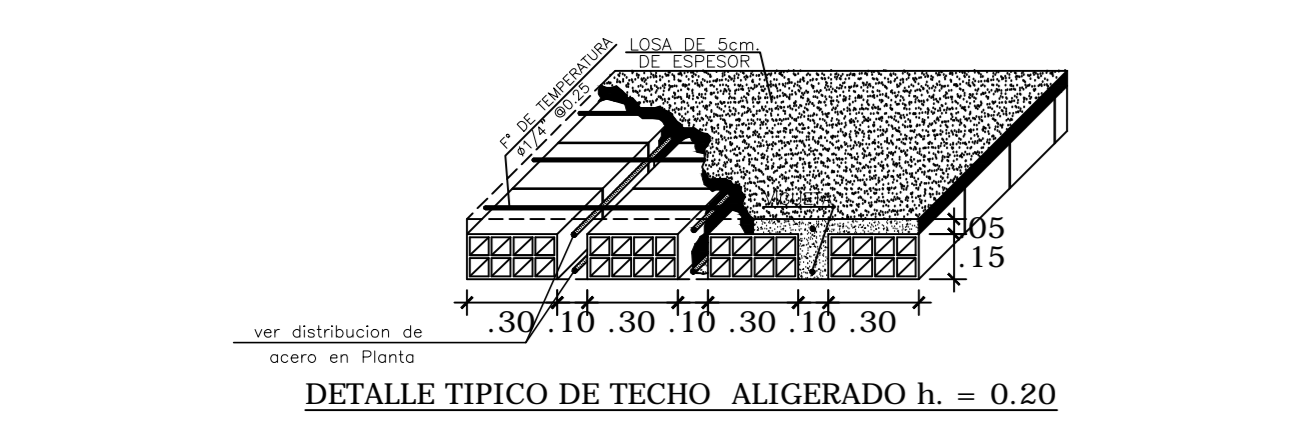
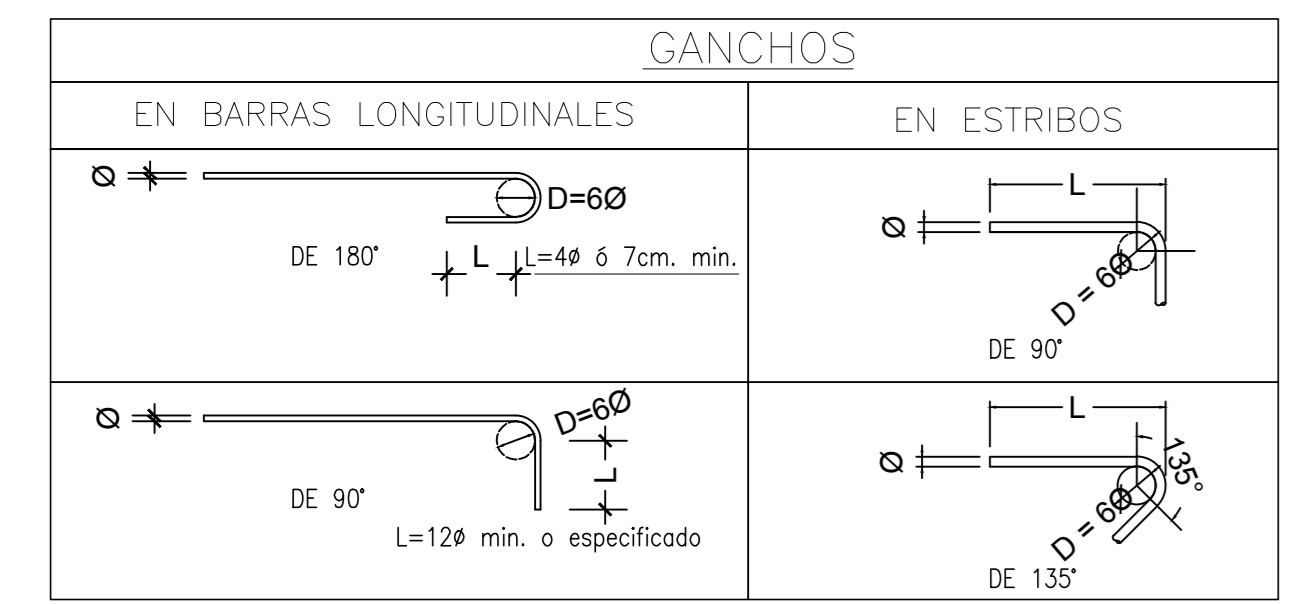
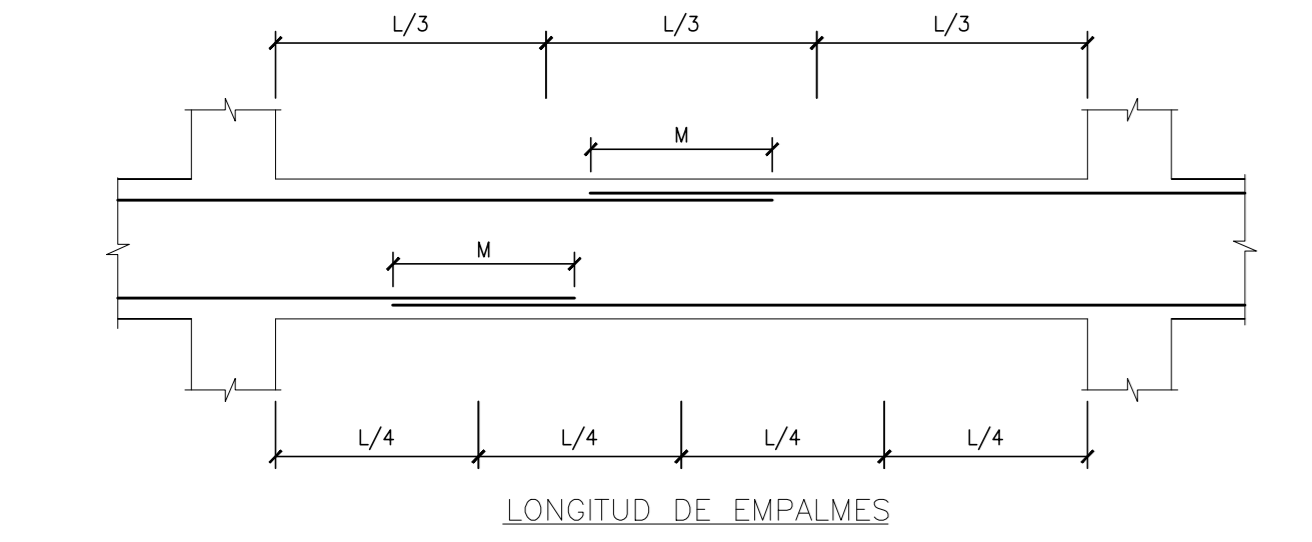
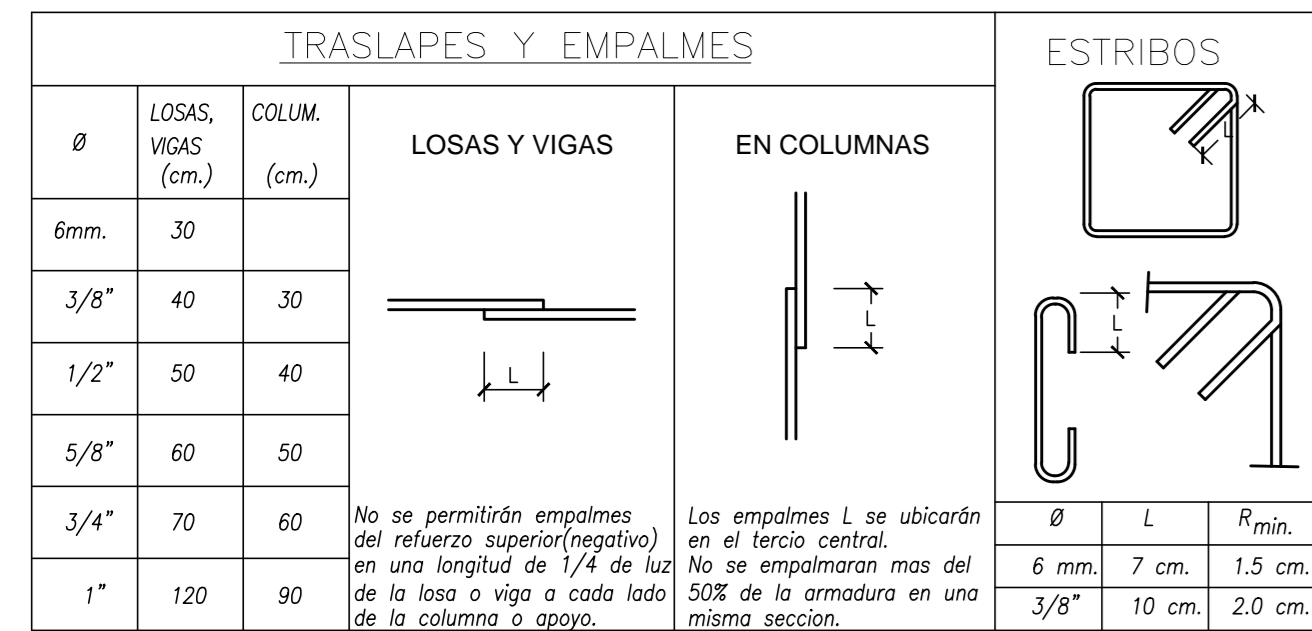
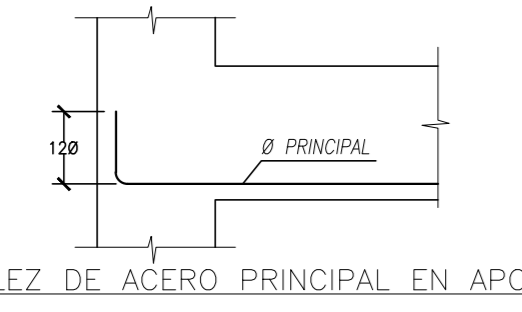
ESPECIALISTA CAD: ingbarro23@gmail.com

FECHA: OCTUBRE 2018

PLANO: E-08



LONGITUD DE EMPALME (L)	
REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
H. Cualquiera	H < 0.30
H > 0.30	H > 0.30
# 3/8"	0.40
# 1/2"	0.50
# 5/8"	0.60
# 3/4"	0.70
# 1"	1.20



SECCION	ACERO
VP-200	13 # 3/4" + 2 # 1/2" + 8 # 3/4" [] 01/2"2 Ø 0.05 + 6 Ø 0.15 RESTO Ø 0.20
VP-201	6 # 3/4" + 6 # 3/4" [] 01/2"2 Ø 0.05 + 6 Ø 0.15 RESTO Ø 0.20
VP-202	7 # 3/4" + 7 # 3/4" [] 03/8"2 Ø 0.05 + 6 Ø 0.15 RESTO Ø 0.20
Vb-200	4 # 5/8" + 4 # 5/8" [] 03/8"2 Ø 0.05 + 6 Ø 0.15 RESTO Ø 0.30
Vb-201	3 # 5/8" + 3 # 5/8" [] 03/8"2 Ø 0.05 + 6 Ø 0.15 RESTO Ø 0.30
Vch-201	3 # 3/8" + 3 # 3/8" [] 01/4"3Ø.05 RESTO Ø 0.20

SECCION	ACERO
VP-300	11 # 3/4" + 2 # 1/2" + 6 # 3/4" [] 03/8"2 Ø 0.05 + 9 Ø 0.15 RESTO Ø 0.25
VP-301	7 # 5/8" + 7 # 5/8" [] 03/8"2 Ø 0.05 + 6 Ø 0.15 RESTO Ø 0.20
VP-302	6 # 5/8" + 7 # 5/8" [] 03/8"2 Ø 0.05 + 6 Ø 0.15 RESTO Ø 0.20
Vb-300	4 # 5/8" + 4 # 5/8" [] 03/8"2 Ø 0.05 + 6 Ø 0.15 RESTO Ø 0.30
Vb-301	3 # 5/8" + 3 # 5/8" [] 03/8"2 Ø 0.05 + 6 Ø 0.15 RESTO Ø 0.30
Vch-301	3 # 3/8" + 3 # 3/8" [] 01/4"3Ø.05 RESTO Ø 0.20

SECCION	ACERO
CA1	6 # 3/8" [] 01/4"3Ø.05 RESTO Ø 0.20
CA2	10 # 3/8" [] 01/4"3Ø.05 RESTO Ø 0.20
CA3	10 # 3/8" [] 01/4"3Ø.05 RESTO Ø 0.20
CA4	8 # 3/8" [] 01/4"3Ø.05 RESTO Ø 0.20
CA5	18 # 3/8" [] 01/4"3Ø.05 RESTO Ø 0.20
CA6	9 # 3/8" [] 01/4"3Ø.05 RESTO Ø 0.20
CA7	8 # 3/8" [] 01/4"3Ø.05 RESTO Ø 0.20
CA8	10 # 3/8" [] 01/4"3Ø.05 RESTO Ø 0.20

SECCION	ACERO
C-1'	24 # 5/8" [] 03/8"2 Ø 0.05 + 6 Ø 0.15 RESTO Ø 0.20
C-2'	16 # 5/8" [] 03/8"2 Ø 0.05 + 6 Ø 0.15 RESTO Ø 0.20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

2.00 CONCRETO ARMADO : C/M, 1:3:2
 Según elementos estructurales se tiene:
 Zapatas (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 kg/cm²
 Muros de Sosténimiento (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 kg/cm²
 Paredes (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 kg/cm²
 Vigas de Cimentación (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 kg/cm²
 Columnas Estructurales (Cemento Tipo I) : f'c = 210 kg/cm²
 Vigas (Cemento Tipo I) : f'c = 210 kg/cm²
 Losas Macizas (Cemento Tipo I) : f'c = 210 kg/cm²
 Losa Aligerada (Cemento Tipo I) : f'c = 175 kg/cm²
 Columnetas (Cemento Tipo I) : f'c = 175 kg/cm²
 Vigas de confinamiento (Cemento Tipo I) : f'c = 175 kg/cm²

3.00 ALICERADO ALIGERADO
 En todos los elementos, se empleará fierro corrugado S-60
 Según diámetros y anchos.
 4.00 SOBREFUERZOS
 Centros de Educación (Aulas) : 250 kg/m²
 Circulación : 400 kg/m²
 Carga Muerta de Arcobobos : 100 kg/m²
 Carga Viva en Techos : 100 kg/m²
 5.00 CIMENTACIÓN CONSTANTE DEL TERRENO
 S/F=4.00m, S/F=2.00 kg/cm²
 6.00 REFINISCAMIENTOS
 Zapatas : 7.5 cm.
 Elementos de confinamiento : 2.5 cm.
 Columnas estructurales : 4 cm.
 Vigas estructurales : 4 cm.
 Losa Aligerada : 2.5 cm.
 Losas macizas : 2.5 cm.
 Vigas de Cimentación : 5 cm.
 Muros de Sosténimiento : 5 cm.
 Paredes : 5 cm.

7.00 CONFINAMIENTOS ESPECIALES
 El proceso constructivo se registró según lo establecido en el R.N.E. y/o instrucciones de Proyecto, se respaldó los datos adjuntos en los planos y a falta de detalles se consultó al Proyectista.
 El Acero de las columnas No estructurales deberá en Vigas o Losas macizas con una longitud de desarrollo de 25cm y deberá ser servido de apoyo a los elementos estructurales horizontales como vigas y losas.

8.00 HERRAJES
 Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)
 American Concrete Institute (ACI)

CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS, POOL DE AULAS - POOL "A"

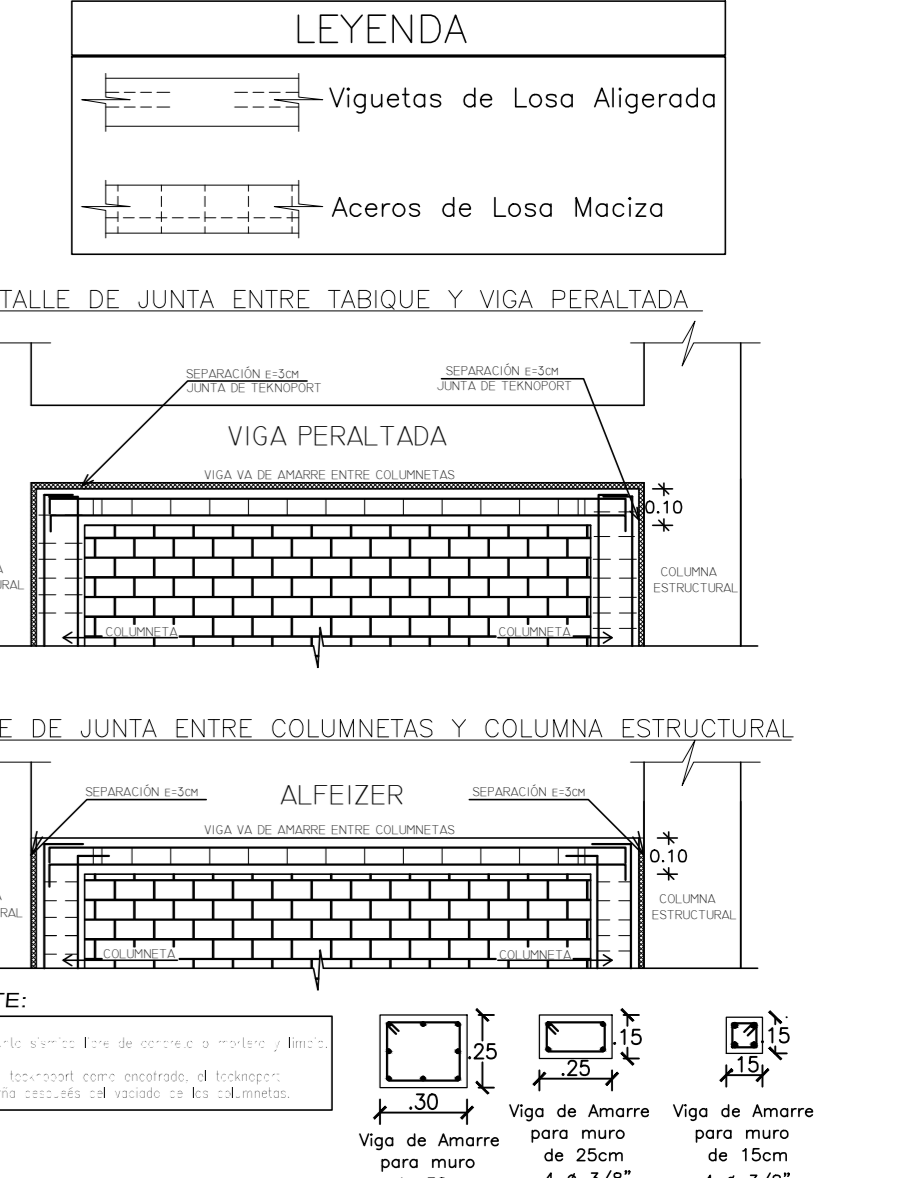
Z = FACTOR DE ZONA = 0.45
 U = FACTOR DE USO = 1.00
 S = FACTOR DE SUELO = 1.05
 PERIODO DEL SUELO T₀ = 0.69 Seg - T_l = 2.00 Seg.
 R = COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS SUPERESTRUCTURA: R_x = 2 - R_y = 4
 P = COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS SUBESTRUCTURA: R_x = 2 - R_y = 4
 CORTANTE BASAL, SUPERESTRUCTURA: V_x, V_y = 524.661 Tn
 CORTANTE BASAL, SUBESTRUCTURA: V_x, V_y = 1049.323 Tn
 MODO 1 - TRASLACIONAL EN LA DIRECCIÓN "X": 2.711 Seg.
 MODO 2 - TRASLACIONAL EN LA DIRECCIÓN "Y": 2.563 Seg.
 MODO 3 - ROTACIONAL: 2.549 Seg.

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN EL AISLADOR
 DIRECCIÓN X - TRANSVERSAL : 36.000 Cm.
 DIRECCIÓN Y - LONGITUDINAL : 50.300 Cm.
 DESPLAZAMIENTO EN EL NIVEL POR ENCIMA DE LOS AISLADORES
 DIRECCIÓN X - TRANSVERSAL : 36.829 Cm.
 DIRECCIÓN Y - LONGITUDINAL : 51.065 Cm.
 DESPLAZAMIENTO EN EL ÚLTIMO NIVEL
 DIRECCIÓN X - TRANSVERSAL : 39.109 Cm.
 DIRECCIÓN Y - LONGITUDINAL : 53.352 Cm.

CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS, POOL DE AULAS - POOL "A"

CÁLCULO POR ENVOLVENTE DE CARGAS				
DIRECCIÓN X - TRANSVERSAL				
PISO	Δ.E (mm)	Δ.R	Δ	
5	39.109	0.157	0.0005	OK
4	38.858	0.277	0.0009	OK
3	36.681	0.455	0.0014	OK
2	38.226	0.638	0.0020	OK
1	37.588	0.759	0.0023	OK
1'	36.829	-	-	-
DIRECCIÓN Y - LONGITUDINAL				
PISO	Δ.E (mm)	Δ.R	Δ	
5	53.352	0.218	0.0007	OK
4	53.135	0.356	0.0011	OK
3	52.779	0.516	0.0016	OK
2	52.263	0.689	0.0021	OK
1	51.573	0.508	0.0016	OK
1'	51.065	-	-	-

EL DESPLAZAMIENTO SÍSMICO SE ANALIZÓ PARA CINCO PISOS
 Δ = R.Δ.E
 DONDE :
 R = COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA = E-030
 Δ.E = DESPLAZAMIENTO DEL ANÁLISIS SÍSMICO POR MÉTODOS HISTÓRIA DE RESPUESTA (THA) CALCULADO CON ETABS 2016
 Δ = Δ.M. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS
 Δ : DERIVA DE ENTRESPO (ESTE VALOR TIENE QUE SER MENOR A 0.007 PARA EL EJE X-X' Y EJE Y-Y' POR SER DE CONCRETO ARMADO)



Proyecto: POOL DE AULAS - POOL "A"
 EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN AISLADA

Plano: ESTRUCTURAS
 ALIGERADO 2 Y 3 - PLANTA Y DETALLES

Propietario: ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

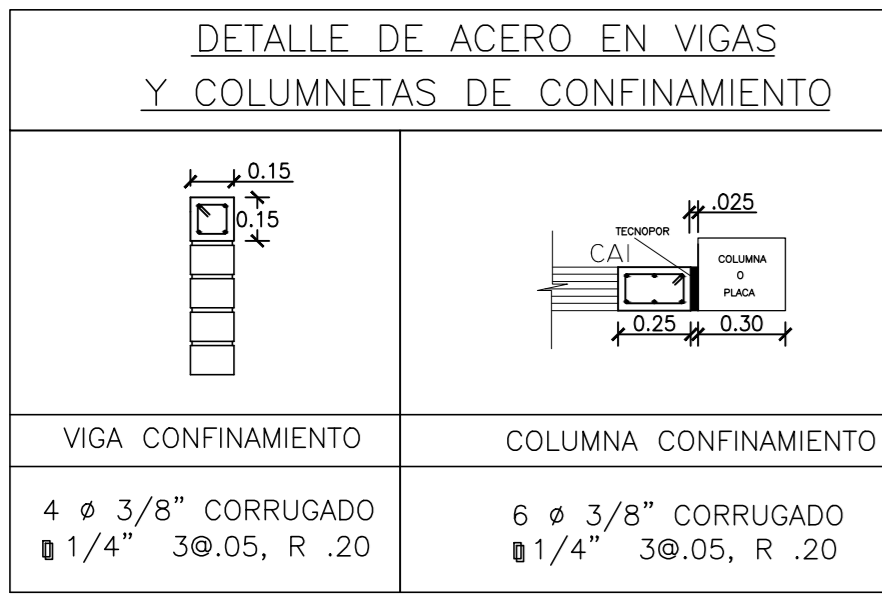
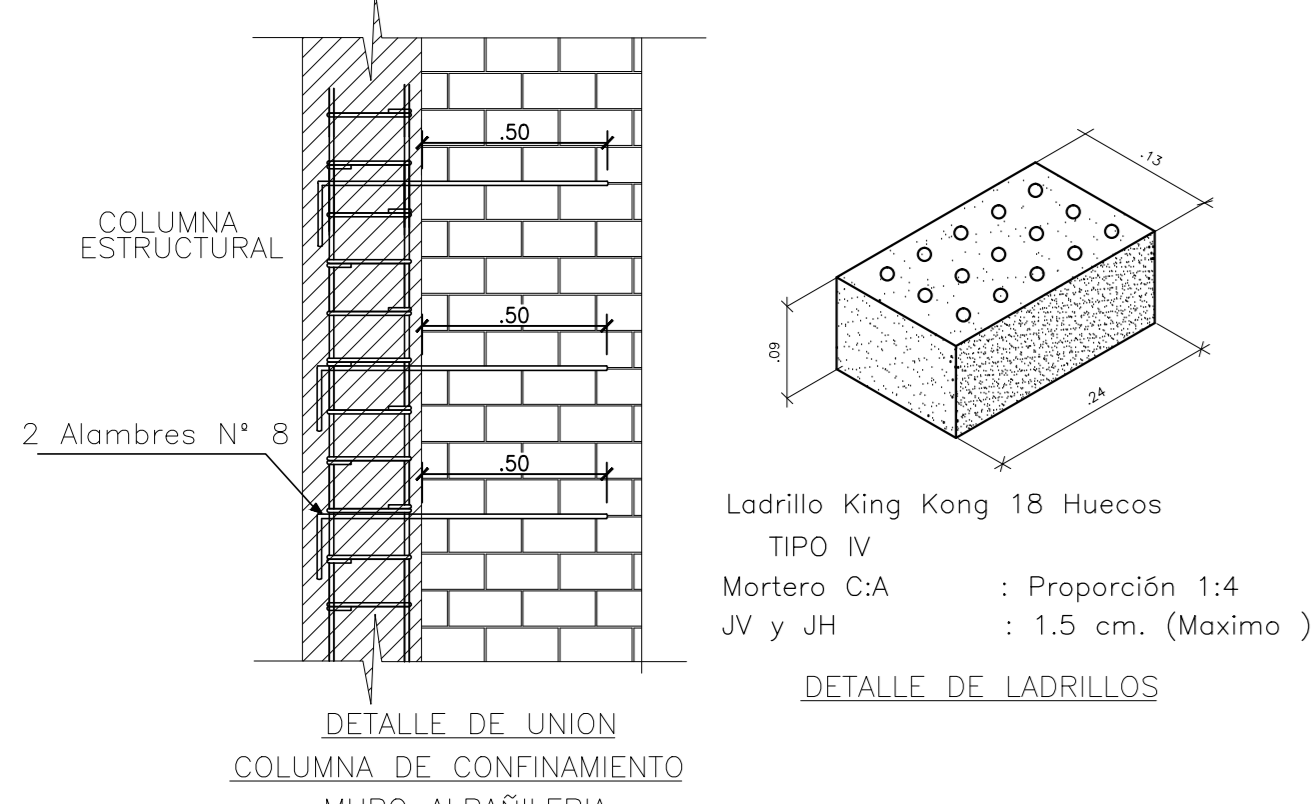
Revisión: Bach. Cristina Allende
 Bach. Johan Barrionuevo

Encargado CAD: ingbarro23@gmail.com
 Revisión: Mr. Aimer León Bobadilla

Fecha: OCTUBRE 2018
 Escala: Indica

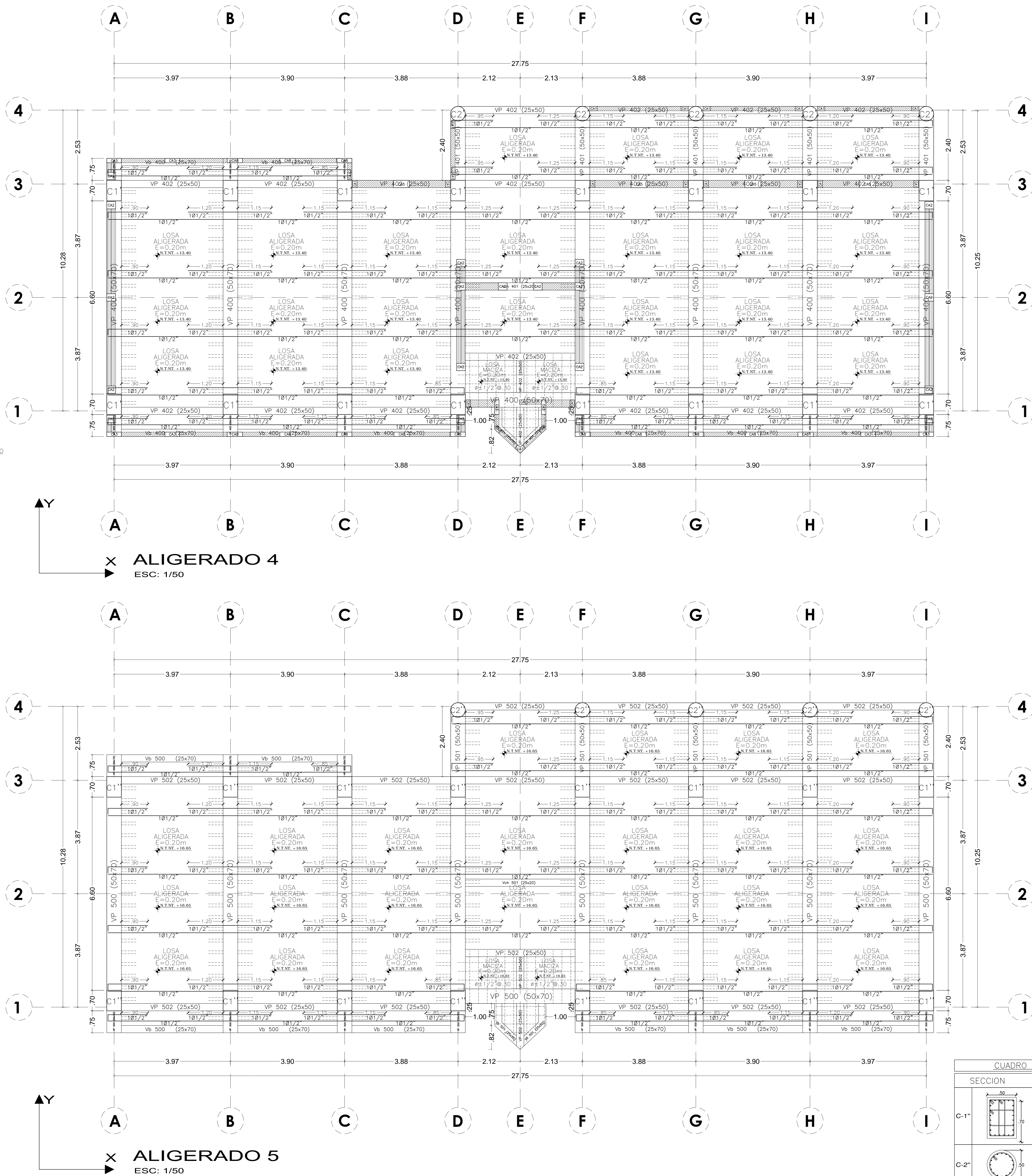
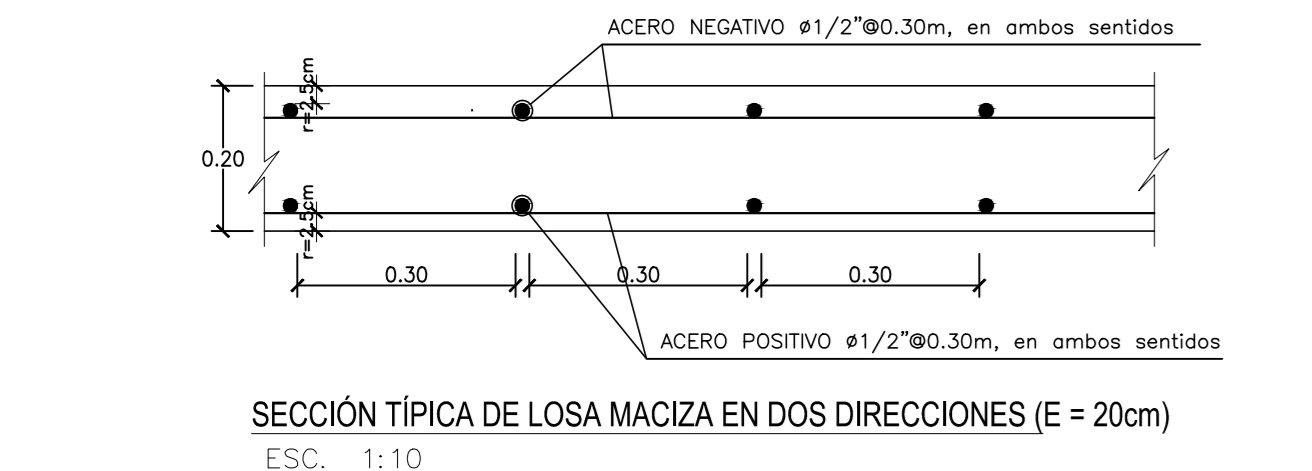
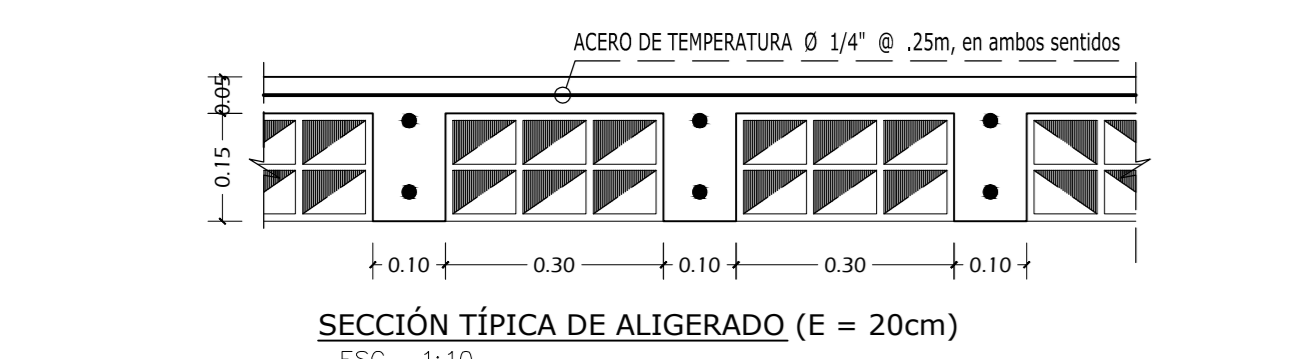
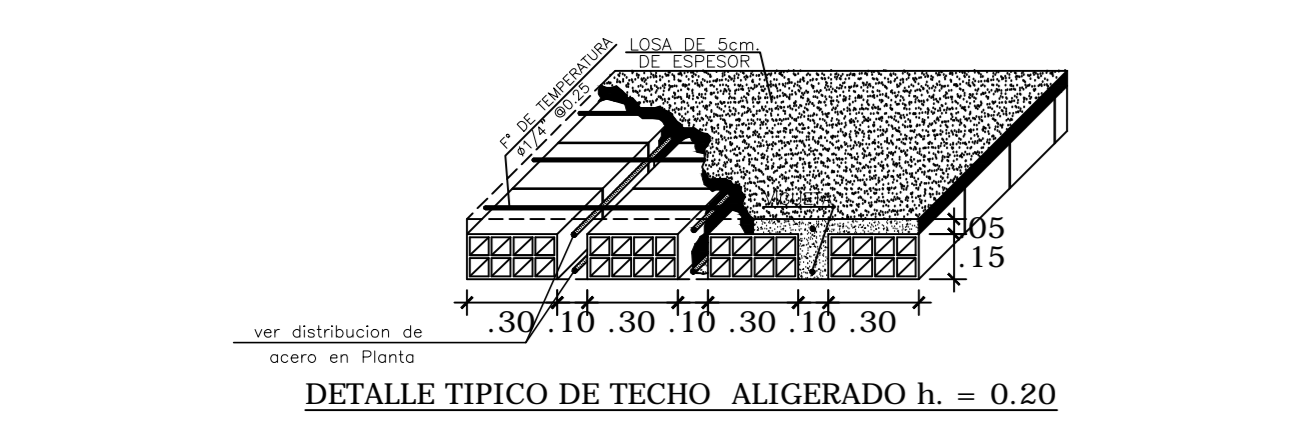
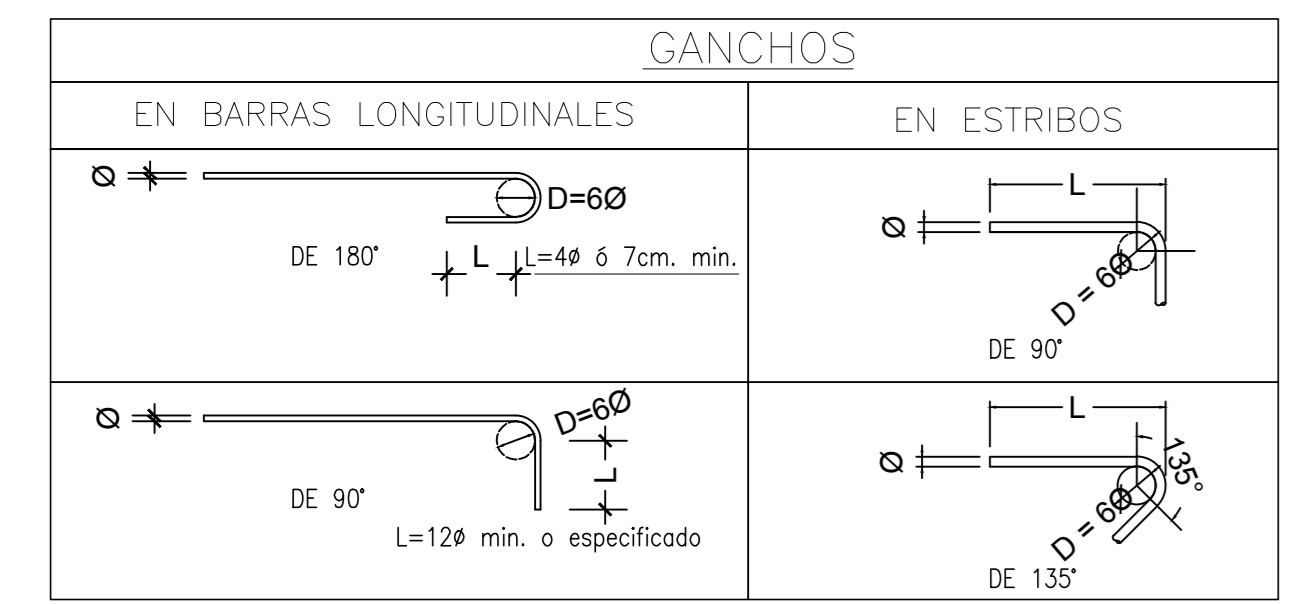
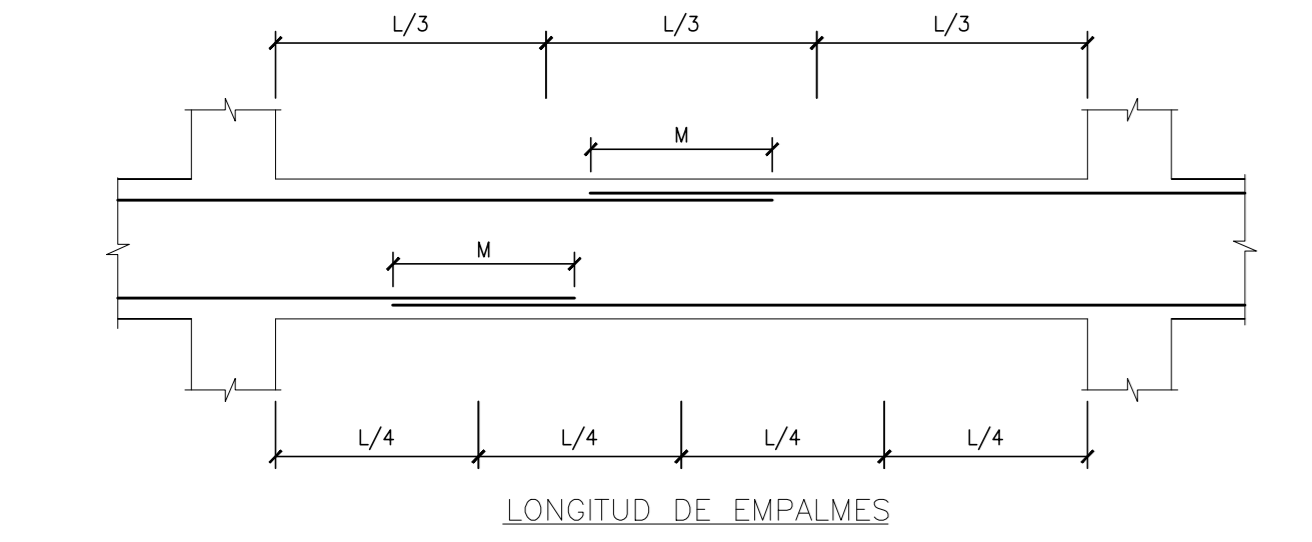
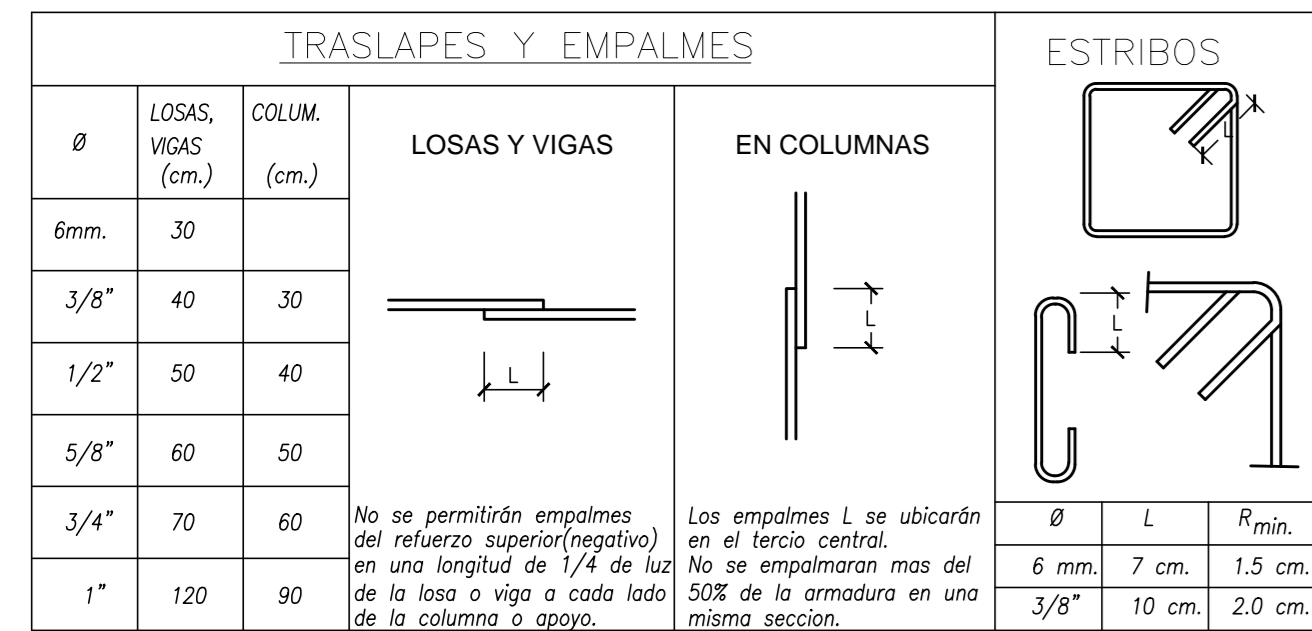
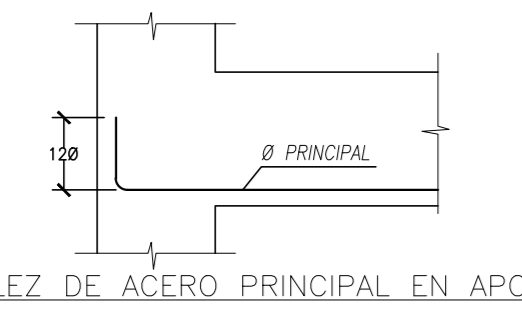
Departamento: ANCFASH
 Provincia: SANTA
 Distrito: NUEVO CHIMBOTE
 Lugar: UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

PLANO: E-09



LONGITUD DE EMPALME (L)

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
	H. Cualquiera	H < 0.30 H > 0.30
ø 3/8"	0.40	0.40, 0.45
ø 1/2"	0.50	0.40, 0.50
ø 5/8"	0.60	0.45, 0.60
ø 3/4"	0.70	0.55, 0.75
ø 1"	1.20	0.55, 0.75



CUADRO DE VIGAS, ALIGERADO 4 ESCALA 1:25

SECCION	ACERO
VP-400	12 ø 5/8" + 2 ø 1/2" [] ø 3/8" 2 ø 0.05 + 7 ø 0.15 RESTO ø 0.30
VP-401	6 ø 1/2" + 6 ø 1/2" [] ø 3/8" 2 ø 0.05 + 7 ø 0.15 RESTO ø 0.20
VP-402	5 ø 5/8" + 4 ø 5/8" [] ø 3/8" 2 ø 0.05 + 7 ø 0.15 RESTO ø 0.20
Vb-400	3 ø 5/8" + 3 ø 5/8" [] ø 3/8" 2 ø 0.05 + 7 ø 0.15 RESTO ø 0.30
Vb-401	3 ø 5/8" + 3 ø 5/8" [] ø 3/8" 2 ø 0.05 + 7 ø 0.15 RESTO ø 0.30
Vch-401	3 ø 3/8" + 3 ø 3/8" [] ø 1/4" 3Ø05, R. 20

CUADRO DE VIGAS, ALIGERADO 5 ESCALA 1:25

SECCION	ACERO
VP-500	8 ø 5/8" + 2 ø 1/2" + 6 ø 5/8" [] ø 3/8" 2 ø 0.05 + 7 ø 0.15 RESTO ø 0.30
VP-501	6 ø 1/2" + 6 ø 1/2" [] ø 3/8" 2 ø 0.05 + 7 ø 0.15 RESTO ø 0.20
VP-502	4 ø 1/2" + 3 ø 1/2" [] ø 3/8" 2 ø 0.05 + 7 ø 0.15 RESTO ø 0.20
Vb-500	3 ø 5/8" + 3 ø 5/8" [] ø 3/8" 2 ø 0.05 + 7 ø 0.15 RESTO ø 0.30
Vb-501	3 ø 5/8" + 3 ø 5/8" [] ø 3/8" 2 ø 0.05 + 7 ø 0.15 RESTO ø 0.30
Vch-501	3 ø 3/8" + 3 ø 3/8" [] ø 1/4" 3Ø05, R. 20

CUADRO DE COLUMNETAS ESCALA 1:25

SECCION	ACERO
CA1	6 ø 3/8" [] ø 1/4" 3Ø05 RESTO ø 0.20
CA2	10 ø 3/8" [] ø 1/4" 3Ø05 RESTO ø 0.20
CA3	10 ø 3/8" [] ø 1/4" 3Ø05 RESTO ø 0.20
CA4	8 ø 3/8" [] ø 1/4" 3Ø05 RESTO ø 0.20
CA5	18 ø 3/8" [] ø 1/4" 3Ø05 RESTO ø 0.20
CA6	9 ø 3/8" [] ø 1/4" 3Ø05 RESTO ø 0.20
CA7	8 ø 3/8" [] ø 1/4" 3Ø05 RESTO ø 0.20
CA8	10 ø 3/8" [] ø 1/4" 3Ø05 RESTO ø 0.20

CUADRO DE COLUMNAS ESCALA 1:25

SECCION	ACERO
C-1"	8 ø 5/8" + 16 ø 1/2" [] ø 3/8" 2 ø 0.05 + 7 ø 0.15 RESTO ø 0.20
C-2"	16 ø 1/2" [] ø 3/8" 2 ø 0.05 + 7 ø 0.15 RESTO ø 0.20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

2.00 CONCRETO ARMADO : C/M, 1:3:2

Según elementos estructurales se tiene:

Zapatas (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 kg/cm²

Muros de Sostentamiento (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 kg/cm²

Pedacitos (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 kg/cm²

Vigas de Cimentación (Cemento Tipo MS) : f'c = 210 kg/cm²

Columnas Estructurales (Cemento Tipo I) : f'c = 210 kg/cm²

Vigas (Cemento Tipo I) : f'c = 210 kg/cm²

Losas Macizas (Cemento Tipo I) : f'c = 210 kg/cm²

Losas Aligeradas (Cemento Tipo I) : f'c = 210 kg/cm²

Columnetas (Cemento Tipo I) : f'c = 175 kg/cm²

Vigas de confinamiento (Cemento Tipo I) : f'c = 175 kg/cm²

3.00 ALICERADO ALIGERADO

En todos los elementos, se empleará fierro corrugado S-60. Según diámetros y anchos.

4.00 SOBREFUERZOS

Centros de Educación (Alas) : 250 Kg/m²

Circulación : 400 Kg/m²

Carga Muerta de Acabados : 100 Kg/m²

Carga Viva en Techos : 100 Kg/m²

5.00 CIMENTACIÓN CONSTANTE DEL TERRENO

Ø = 4.00m, L = 2.00 Kg/m²

6.00 RECURSIVAMENTE

Zapatas : 7.5 cm

Elementos de confinamiento : 2.5 cm

Columnas estructurales : 4 cm

Vigas estructurales : 4 cm

Losas Aligeradas : 2.5 cm

Losas macizas : 2.5 cm

Vigas de Cimentación : 5 cm

Muros de Sostentamiento : 5 cm

Pedacitos : 2.5 cm

7.00 CONDICIONES ESPECIALES

El proceso constructivo se registró según lo establecido en el R.N.E. y/o instrucciones de Proyecto. Se detallan los muros acortados en los planos y a falta de detalles se consultará al Proyecto.

El Acero de las columnas No estructurales deberá ser en Vigas o Losas macizas con una longitud de desarrollo de 25cm y deberá ser servido de apoyo a los elementos estructurales horizontales como vigas y losas.

8.00 NOTAS

Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)

American Concrete Institute (ACI)

CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS, POOL DE AULAS - POOL "A"

Z = FACTOR DE ZONA = 0.45

U = FACTOR DE USO = 1.00

S = FACTOR DE SUELO = 1.05

R = COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS SUPERESTRUCTURA: R_x = 2 - R_y = 2

R = COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS SUBESTRUCTURA: R_x = 2 - R_y = 1

CORTANTE BASAL, SUPERESTRUCTURA: V_x, V_y = 524.661 Tn

CORTANTE BASAL, SUBESTRUCTURA: V_x, V_y = 1049.323 Tn

MODO 1 - TRASLACIONAL EN LA DIRECCIÓN "X": 2.711 Seg.

MODO 2 - TRASLACIONAL EN LA DIRECCIÓN "Y": 2.563 Seg.

MODO 3 - ROTACIONAL: 2.549 Seg.

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN EL AISLADOR

DIRECCIÓN X - TRANSVERSAL : 36.000 Cm.

DIRECCIÓN Y - LONGITUDINAL : 50.300 Cm.

DESPLAZAMIENTO EN EL NIVEL POR ENCIMA DE LOS AISLADORES

DIRECCIÓN X - TRANSVERSAL : 36.829 Cm.

DIRECCIÓN Y - LONGITUDINAL : 51.065 Cm.

DESPLAZAMIENTO EN EL ÚLTIMO NIVEL

DIRECCIÓN X - TRANSVERSAL : 39.109 Cm.

DIRECCIÓN Y - LONGITUDINAL : 53.352 Cm.

CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS, POOL DE AULAS - POOL "A"

DIRECCIÓN X - TRANSVERSAL

PISO	Δ.E. (mm)	Δ.P.	Δ
5	39.109	0.151	0.0005 OK
4	38.858	0.277	0.0009 OK
3	38.681	0.455	0.0014 OK
2	38.226	0.638	0.0020 OK
1	37.588	0.759	0.0023 OK
1"	36.829	-	-

DIRECCIÓN Y - LONGITUDINAL

PISO	Δ.E. (mm)	Δ.P.	Δ
5	53.352	0.218	0.0007 OK
4	53.135	0.356	0.0011 OK
3	52.779	0.516	0.0016 OK
2	52.263	0.689	0.0021 OK
1	51.573	0.508	0.0016 OK
1"	51.065	-	-

EL DESPLAZAMIENTO SÍSMICO SE ANALIZÓ PARA CINCO PISOS

Δ = R.Δ.E

DONDE :

R = COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA = E-030

Δ = DESPLAZAMIENTO DEL ANÁLISIS SÍSMICO POR MÉTODOS HISTÓRIA DE RESPUESTA (THA) CALCULADO CON ETABS 2016

Δ = DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS

Δ = DERIVA DE ENTRESPO (ESTE VALOR TIENE QUE SER MENOR A 0.007 PARA EL EJE X-X' Y EJE Y-Y' POR SER DE CONCRETO ARMADO)



Proyecto: **POOL DE AULAS - POOL "A"**
EDIFICACIÓN CON CIMENTACIÓN AISLADA

Plano: **ESTRUCTURAS ALIGERADO 4 Y 5 - PLANTA Y DETALLES**

Propietario: **ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**

Responsables: **Bach. Cristina Allende**
Bach. Johan Barrionuevo

Encargado CAD: **ingbarcn23@gmail.com**

Fecha: **OCTUBRE 2018**

Indicada

Departamento: **ANCASH**

Provincia: **SANTA**

Districto: **NUEVO CHIMBOTE**

Lugar: **UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**

PLANO: **E-10**