

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TÉCNICO DE LA INSTITUCIÓN
EDUCATIVA PRIMARIA Y SECUNDARIA SAN IGNACIO DE
LOYOLA N°16470, DISTRITO Y PROVINCIA DE SAN IGNACIO,
DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA, 2022**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTOR

**AMADO MIGUEL BARANDIARAN MEOÑO
GIAN PAUL MAYS CHAVEZ**

ASESOR

SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA

<https://orcid.org/0000-0001-9321-2501>

Chiclayo, 2022

**ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TÉCNICO DE LA
INSTITUCIÓN EDUCATIVA PRIMARIA Y SECUNDARIA
SAN IGNACIO DE LOYOLA N°16470, DISTRITO Y
PROVINCIA DE SAN IGNACIO, DEPARTAMENTO DE
CAJAMARCA, 2022**

PRESENTADA POR:

**AMADO MIGUEL BARANDIARAN MEOÑO
GIAN PAUL MAYS CHAVEZ**

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR:

Jose Alberto Acero Martinez

PRESIDENTE

Carlos Rafael Tafur Jimenez

SECRETARIO

Segundo Guillermo Carranza Cieza

VOCAL

DEDICATORIA

A mis padres Miguel y Mara y hermanos
Antonio y Matilde

A mi pareja Tatiana e hijas Sofía y Camila
- Amado Miguel Barandiaran Meoño

A mi madre Doris Maribel Chávez Gómez y mis tías
- Gian Paul Mays Chávez

AGRADECIMIENTO

Especial agradecimiento a nuestro asesor de tesis, el Ing. Segundo Guillermo Carranza Cieza, por sus valiosas enseñanzas y constante dedicación.

Índice

Resumen	12
Abstract	13
I. Introducción	14
II. Marco De Referencia Del Proyecto	17
2.1. Antecedentes del Problema	17
2.2. Base Teóricas Científicas	19
Bases Legales	19
III. Materiales y Métodos	22
3.1. Tipo y Nivel de Investigación	22
3.2. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos	22
3.2.1. Técnicas.....	22
3.2.2 Instrumentos	22
3.2.3. Fuentes	23
3.3. Plan de Procesamiento para Análisis de Datos	23
3.4. Estudios de Mecánica de Suelos	24
3.4.1. Generalidades	25
3.4.1.1. Antecedentes del Estudio	25
3.4.1.2. Objetivos del presente Estudio	25
3.4.1.3. Ubicación del Área de Estudio.....	25
3.4.1.4. Características Generales del Proyecto	29
3.4.1.5. Condiciones Climáticas del Proyecto.....	30
3.4.1.6. Fundamentos Técnicos del Proyecto.....	30
3.4.2. Estudios Efectuados	31
3.4.2.1. Trabajos De Campo.....	31
3.4.2.2. Trabajos de Laboratorio	35
3.4.2.3. Trabajos de Gabinete.....	35

3.5. DISEÑO DE MÓDULOS	55
3.5.1. GENERALIDADES.....	55
3.5.1.1. PROPIEDADES DE MATERIALES	55
3.5.1.2. RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS	56
3.5.1.3. CARGAS ASIGNADAS.....	56
3.5.1.4. COMBINACIONES DE CARGA	57
3.5.2. ESTRUCTURACIÓN.....	58
3.5.2.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	58
3.5.3. PREDIMENSIONAMIENTO.....	60
3.5.3.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	60
3.5.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS EN UNA DIRECCIÓN	60
3.5.3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	60
3.5.3.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA.....	62
3.5.4. DISEÑO SISMORESISTENTE RNE E.0.30 - 2018.....	63
3.5.4.1. ETAPA I. PELIGRO SÍSMICO.....	63
3.5.4.2. ETAPA II. CARACTERIZACIÓN DEL EDIFICIO.....	65
3.5.4.3. ETAPA III. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	74
3.5.4.4. ETAPA VI. REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD .	80
3.5.5. DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA	86
3.5.5.1. VERIFICACIÓN DE ESPESOR MÍNIMO.....	86
3.5.5.2. RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL.....	87
3.5.5.3. CONTROL DE FISURACIÓN.....	88
3.5.5.4. VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA A CORTE DEL EDIFICIO.....	89
3.5.5.5. FUERZAS INTERNAS EN ALBAÑILERÍA CONFINADA.....	89
3.5.5.6. VERIFICACIÓN DE NECESIDAD DE REFUERZO HORIZONTAL.....	90
3.5.5.7. DISEÑO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO.....	91
3.5.5.8. DISEÑO DE VIGAS SOLERAS	94

3.5.6. DISEÑO DE VIGAS A FLEXIÓN.....	96
3.5.6. 1. SECCIÓN DE VIGA	96
3.5.6.2. CÁLCULO DE ACERO REQUERIDO	97
3.5.6.3. VERIFICACIÓN DE ACERO MÍNIMO (As mín)	97
3.5.6.4. VERIFICACIÓN DE ACERO MÁXIMO (Asmáx) Y ANCHO MÍN. (bmín)..	98
3.5.6.5. REQUISITOS MINIMOS SISMORESISTENTES PARA MUROS ESTRUCTURALES O DUAL TIPO I	99
3.5.7. DISEÑO DE VIGAS A CORTANTE	101
3.5.7.1. SECCIÓN DE VIGA	101
3.5.7.2. DETERMINACIÓN DE FUERZA CORTANTE DE DISEÑO	101
3.5.7.3. RESISTENCIA A CORTANTE	104
3.5.7.4. REQUISITOS MÍNIMOS SISMORESISTENTES PARA MUROS ESTRUCTURALES O DUAL TIPO I	105
3.5.7.5. DISEÑO POR CORTANTE	106
3.5.8. DISEÑO DE VIGAS A TORSIÓN	109
3.5.8.1. SECCIÓN DE VIGA	109
3.5.8.2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS	109
3.5.8.3. CASOS EN LOS CUALES PUEDE IGNORARSE EL TORSOR	110
3.5.8.4. REDUCCIÓN DE TORSIÓN DE DISEÑO	111
3.5.8.5. RESISTENCIA A TORSIÓN DE LA SECCIÓN	111
3.5.8.6. DISEÑO POR TORSIÓN	111
3.5.9. CONTROL DE DEFLEXIONES.....	114
3.5.9.1. VIGAS RECTANGULARES	115
3.5.9.2. CÁLCULOS.....	115
3.5.9.3. CASO DE CARGA DEAD.....	116
3.5.9.4. CASO DE CARGA DEAD + LIVE	117
3.5.9.5. CASO DE CARGA DEAD + 0.25LIVE	118
3.5.9.6. VERIFICACIÓN DE DEFLEXIÓN INSTANTÁNEA POR CARGA VIVA. .	119

3.5.9.7. VERIFICACIÓN DE DEFLEXIÓN A LARGO PLAZO	119
3.5.10. LONGITUD DE DESARROLLO	121
3.5.10.1. LONGITUDES DE DESARROLLO A TRACCIÓN	121
3.5.10.2. LONGITUDES DE DESARROLLO A COMPRESIÓN	122
3.5.10.3. LONG. DE DES.DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN	122
3.5.10.4. DESARROLLO DEL REFUERZO PARA FLEXIÓN	123
3.5.10.5. DESARROLLO DEL REFUERZO PARA M(-).....	124
3.5.10.6. DESARROLLO DEL REFUERZO PARA M(+)	125
3.5.11. EMPALME POR TRASLAPE	127
3.5.11.1. EMPALMES DE ALAMBRES Y BARRAS CORRUGADAS A TRACCIÓN	127
3.5.11.2. EMPALMES DE BARRAS CORRUGADAS A COMPRESIÓN.....	128
3.5.12. DISEÑO DE LOSAS EN UNA DIRECCIÓN	129
3.5.12.1. SECCIÓN DE LOSAS	129
3.5.12.2. CASOS PARA EL DISEÑO DE VIGAS T A FLEXIÓN	130
3.5.12.3. INCLUSIÓN DE ALTERNANCIA DE CARGAS	130
3.5.12.4. TIPO DE DISEÑO	131
3.5.12.5. CÁLCULO DEL ACERO REQUERIDO.....	131
3.5.12.6. VERIFICACIÓN DEL ACERO MÍNIMO (As mín)	132
3.5.12.7. VERIFICACIÓN DEL ACERO MÁXIMO (As máx)	133
3.5.12.8. REFUERZO POR TEMPERATURA	133
3.5.12.9. REQUERIMIENTO POR CORTANTE	134
3.5.13. ÍNDICE DE ESTABILIDAD.....	135
3.5.13.1. DETERMINACIÓN DE DESPLAZ.LATERALES POR SISMO.....	136
3.5.13.2. SUMA DE CARGAS AXIALES Y CORTANTES DE ENTREPISO	136
3.5.13.3. CÁLCULO DEL ÍNDICE DE ESTABILIDAD.....	136
3.5.14. DISEÑO DE COLUMNAS	137

3.5.14.1. DETERMINACIÓN DE LA ESBLETEZ DE UNA COLUMNA EN ESTRUCTURAS SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL.....	137
3.5.14.2. MOMENTOS MAGNIFICADOS EN ESTRUCTURAS SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL.....	138
3.5.14.3. DESARROLLO DEL CÁLCULO.....	139
3.5.14.4. TIPO DE DISEÑO	140
3.5.15. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	141
3.5.16.1. SECCIÓN DEL MURO	144
3.5.16.2. CÁLCULO DE CORTANTE	145
3.5.16.3. DISEÑO POR CORTANTE DEL MURO	145
3.5.16.4. ELEMENTOS DE BORDE	147
3.5.17. DISEÑO DE CIMENTACIONES	151
3.5.17.1. ESFUERZO NETO DEL TERRENO.....	151
3.5.17.2. DIMENSIONAMIENTO DEL ÁREA DE LA ZAPATA	151
3.5.17.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA ZAPATA.....	152
3.5.17.4. CÁLCULO DEL ACERO REQUERIDO.....	154
3.6. DISEÑO DE CERCHAS	158
3.6.1. GENERALIDADES.....	158
3.6.1.1. PROPIEDADES DE MATERIALES	158
3.6.1.2. CARGAS ASIGNADAS.....	158
3.6.1.3. COMBINACIONES DE CARGA	159
3.6.2. ESTRUCTURACIÓN	161
3.6.2.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	161
3.6.3. PREDIMENSIONAMIENTO.....	162
3.6.3.1. DIMENSIONAMIENTO DEL ARCO	162
3.6.3.2. CARÁCTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL ARCO	162
3.6.3.3. NÚMERO DE SUBARCOS	163
3.6.4. CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL VIENTO	164

3.6.4.1. CLASIFICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN	164
3.6.4.2. VELOCIDAD DE DISEÑO.....	164
3.6.4.3. CARGA EXTERIOR DE VIENTO	164
3.6.4.4. CARGA INTERIOR DE VIENTO	165
3.6.4.5. CASOS DE CARGA DE VIENTO	165
3.6.4.6. CARGAS A ASIGNAR EN LOS PUNTOS (JOIN) DEL ARCO	167
3.6.4.7. FLECHA MÁXIMA	168
3.6.5. DISEÑO DE ELEMENTOS METÁLICOS	170
3.6.5.1. GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN.....	170
3.6.5.2. ESFUERZOS AXIALES MÁXIMOS	170
3.6.5.3. FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA K.....	170
3.6.5.4. VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ A COMPRESIÓN	171
3.6.5.5. VERIFICACIÓN DE PANDEO LOCAL.....	171
3.6.5.6. RESISTENCIA DE DISEÑO EN COMPRESIÓN PARA PANDEO POR FLEXIÓN (PANDEO LATERAL).....	172
3.6.5.7. RESISTENCIA DE DISEÑO EN TRACCIÓN.....	172
3.6.5.8. ÁREA NETA Y ÁREA NETA EFECTIVA.....	173
3.7. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN	174
3.7.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE MURO DE CONTENCIÓN	174
3.7.2. FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VUELCO.....	175
3.7.3. FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO	176
3.7.4. VERIFICACIONES DE PRESIONES DEL SUELO.....	176
3.7.6. DISEÑO DE TALÓN POSTERIOR.....	178
3.7.7. DISEÑO DE TALÓN ANTERIOR	179
IV. Resultados	181
V. Discusión.....	185
VI. Conclusiones	187

VII. Referencias Bibliográficas	190
VIII. Anexos	191
1. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES	191
2. PRESUPUESTO	192
3. FINANCIAMIENTO	193
ANEXO N°01: DOCUMENTOS.....	195
ANEXO N°02: TABLAS.....	200
ANEXO N°03: GRÁFICOS	211
ANEXO N°04: FOTOGRAFÍAS.....	224

Resumen

El presente proyecto es desarrollado con el fin de elaborar el expediente técnico de la Institución Educativa Primaria y Secundaria San Ignacio de Loyola N°16470, ubicado en el distrito y provincia de San Ignacio, departamento de Cajamarca. Cuenta con un área de 2.46 hectáreas y consta de módulos para aulas, coliseo, piscina, tribunas, losas deportivas, laboratorios entre otros. Por otro lado, mediante el estudio de suelos se pudo determinar la profundidad de cimentación mínima de 1.50 m y capacidad portante de 0.64 – 1.35 Kg/cm². Se emplearon softwares como SAP 2000, para el modelamiento de las estructuras, S10 para el análisis de costo y presupuestos, AutoCAD para el dibujo de planos y MsProject para programación de obra.

Palabras clave: Expediente técnico, estudio de suelos, modelamiento

Abstract

This project is developed in order to develop the technical file of the San Ignacio de Loyola Primary and Secondary Educational Institution No. 16470, located in the district and province of San Ignacio, department of Cajamarca. It has an area of 2.46 hectares and consists of modules for classrooms, colosseum, pool, stands, sports, laboratories among others. On the other hand, by means of the study of soils it was possible to determine the minimum foundation depth of 1.50 m and bearing capacity of 0.64 – 1.35 Kg / cm². Software such as SAP 2000 was used for the modeling of structures, S10 for cost and budget analysis, AutoCAD for drawing plans and MsProject for work programming.

Keywords: Technical file, soil study, modeling

I. Introducción

La situación en que se encuentra el mundo actual se caracteriza por varias paradojas. La intensificación de la globalización económica ha reducido la pobreza en el mundo, pero también está generando modelos de crecimiento del subempleo, aumentando el desempleo juvenil y el trabajo precario. Asimismo, la globalización económica está agravando las desigualdades entre países y en cada uno de ellos. Los sistemas de educación contribuyen a esas desigualdades al ignorar las necesidades de educación de los alumnos en situación desventajosa y las de muchos habitantes de países pobres, y concentrar las oportunidades entre los ricos, dando así un carácter muy exclusivo al aprendizaje y la educación de buena calidad. [1]

En el Perú las desigualdades en el acceso al sistema educativo siguen siendo importantes, especialmente a medida que se avanza hacia niveles educativos más altos, y están relacionadas principalmente con el nivel socioeconómico, el género, la ubicación rural o urbana y la lengua de origen. Segundo, la calidad de la educación, en particular en la educación secundaria, sigue siendo baja, tal y como ilustran los resultados del país en las pruebas PISA. Si bien la última ronda de PISA 2012 no captura los avances educativos más recientes, esta prueba resalta que existen retos significativos pendientes para mejorar el desempeño en educación secundaria. [2]

Cajamarca, es uno de los departamentos con la mayor tasa de analfabetismo en todo el Perú, llega a niveles tan altos que el analfabetismo en Cajamarca es aprox. un poco más de dos veces el promedio a nivel nacional (TABLA N°2.8).

San Ignacio es uno de los 7 distritos de la provincia del mismo nombre, está ubicado en el extremo norte del departamento de Cajamarca, en la frontera con el país de Ecuador, a una altitud de 1324 m.s.n.m. (FOTOGRAFÍA N° 4.2).

El mobiliario escolar es tan insuficiente que por cada 5 alumnos hay 1 computadora disponible, dando la posibilidad que solo el 20% de la población estudiantil estudie dignamente (TABLA N°2.11).

En la actualidad la Institución Educativa Primaria y Secundaria San Ignacio de Loyola N°16470 se encuentra en un estado de emergencia desde el año 2002, debido a que sus pabellones antiguos se encuentran hechos de quincha, apreciable a simple vista (FOTOGRAFÍA N°10), siendo las más afectadas las vigas y losa, que presentan deflexiones considerables y grietas. Por otro lado, las columnas han sido picadas para colocar las barandas (FOTOGRAFÍA N°11), y el diseño estructural concebido no cumple con los requisitos mínimos de diseño (FOTOGRAFÍA N°12).

Viendo el claro problema antes mencionado, la elaboración del expediente técnico del colegio San Ignacio de Loyola N°16470, San Ignacio, departamento de Cajamarca, surge con la intención de mejorar la calidad de vida estudiantil de los niños y jóvenes, el proyecto se encuentra justificable por las siguientes razones:

El desarrollo del expediente técnico se regirá por las normas existentes en lo que respecta al diseño de colegios emblemáticos, de niveles primario y secundario, cumpliendo los parámetros establecidos en dichas normas como diseño de pabellones, zonas deportivas, auditorios, laboratorios, entre otros.

En el aspecto económico, el proyecto beneficiará a los estudiantes de la provincia de San Ignacio y afueras, lo cual promoverá el desarrollo estudiantil siendo este más productivo, beneficioso y exigente. Los estudiantes se verán beneficiados directamente en el tipo de enseñanza puesta en cada clase que reciban, ya que tendrán la infraestructura y mobiliario necesario para ser dictadas, disminuyendo el índice de analfabetos y de niños y jóvenes sin acabar estudios de primaria y secundaria.

En el ámbito ambiental, cada obra de ingeniería, ya sea de cualquier tipo, genera un impacto en la zona donde se realiza, que deteriora el suelo, aire, agua, fauna, flora entre otros factores ambientales, sin embargo, en la elaboración del expediente técnico, se realizará todo lo relativo a amortiguar los efectos que ocasionen, siendo disminuidos en su mayoría; también se considerará la elaboración y aplicación de una Evaluación de Impacto Ambiental vigilando así por el equilibrio del ecosistema.

Como justificación social, ante la falta de un colegio para dar beneficio a niños y jóvenes que se quedan sin estudiar, por falta de infraestructura y mobiliario para las diferentes

asignaturas, se produce la necesidad de contar con un colegio que tenga todos los ambientes y mobiliario necesario para que estos alumnos tengan una educación plena, buena y exigente. Además, originará fuentes directas e indirectas de empleos, permitiendo mejorar los estándares de calidad de vida de la población.

Por último, el objetivo general de nuestro estudio es elaborar el Expediente Técnico de la Institución Educativa Primaria y Secundaria San Ignacio de Loyola N°16470 provincia de San Ignacio, departamento de Cajamarca. Para dicho fin se realizará el Estudio de Mecánica de Suelos, para determinar y definir los parámetros de diseño, se desarrollará la Topografía de la zona, realizará los diseños estructurales, eléctricos, sanitarios y otros de los elementos que componen el proyecto mencionado, hará el Presupuesto y Cronograma de Obra, así como las especificaciones técnicas de cada especialidad y elaborará la Evaluación de Impacto Ambiental del proyecto.

II. Marco De Referencia Del Proyecto

2.1. Antecedentes del Problema

Entre los antecedentes relacionados con el proyecto de tesis: “Elaboración del Expediente Técnico de la Institución Educativa Primaria y Secundaria San Ignacio De Loyola N°16470, distrito y provincia de San Ignacio, departamento de Cajamarca, 2017”, tenemos:

Ministerio de Educación. 2015. Construcción de la Institución Educativa Emblemática Santa Teresita. Cajamarca.

La Institución Educativa demoró en ser construida 2 años y su presupuesto bordeó los 28 millones de nuevos soles asignados por el Gobierno Central. Este proyecto asumió como finalidad edificar un colegio nuevo, demoliendo la infraestructura antigua, y edificando una moderna. Los recientes servicios cuentan con nuevos ambientes como laboratorios de biología y química, centro de cómputo, biblioteca, comedor, auditorium, capilla, y un polideportivo con piscina, gimnasio y coliseo. El colegio de mujeres, dirigido hace 18 años por las hermanas Canoneras de la Cruz, cuenta con más de 2,300 alumnas en los niveles de primaria y secundaria. Es una de las instituciones más representativas de Cajamarca, al igual que el también colegio emblemático San Ramón.

Ministerio de Educación. 2016. Construcción de la Institución Educativa Emblemática Nuestra Señora del Rosario. Chiclayo.

La construcción de este colegio tuvo una inversión es de más de 20 millones de soles ya que incluye ambientes totalmente modernos que buscan el desarrollo integral de las 900 alumnas que componen el plantel. El área del colegio es de aproximadamente 10000 m², la mitad corresponde al área techada. El proyecto tuvo como objetivo edificar un colegio nuevo, demoliendo la infraestructura antigua, y construyendo una actual. El proyecto contempla módulos de aulas, laboratorios (física, química, Centro de Recursos Tecnológicos y biología), talleres (cocina, folklore, danza, robótica), salas de cómputo, sala de banda y filarmónica, biblioteca y ambientes administrativos. Asimismo, contará con una piscina techada y temperada gracias a un sistema de gas. El auditorio y coliseo tendrán también una gran capacidad.

Ministerio de Educación. 2015. Construcción de la Institución Educativa Emblemática Karl Weiss. Chiclayo.

Con una inversión de 29 millones de nuevos soles el Gobierno central financió la construcción y equipamiento del moderno colegio Karl Weiss, en la ciudad de Chiclayo. Este proyecto tuvo como intención construir un colegio nuevo, demoliendo la infraestructura antigua, y edificando una moderna. La comunidad educativa de este colegio, contará con nueva infraestructura para el proceso enseñanza aprendizaje de unos 2,500 estudiantes de los niveles Inicial, Primaria y Secundaria. Esta institución tendrá un campo deportivo construido con las medidas reglamentarias parecido a lo que existe en el Estadio Elías Aguirre de Chiclayo y una piscina olímpica con agua temperada que va a estar lista y a disposición de todos los alumnos. Asimismo, un polideportivo para practicar deportes como el vóley, basket, entre otros. “Es un coliseo edificado con acústica para que los escolares puedan practicar sus deportes y, también se desarrollen actividades artísticas-musicales”, anotó tras agregar que contará con un anfiteatro.

Ministerio de Educación. 2016. Construcción de la Institución Educativa Emblemática Honorio Delgado Espinoza. Arequipa.

Con una inversión de 19 millones de nuevos soles el Gobierno central financió la construcción del colegio Honorio Delgado Espinoza, en la ciudad de Arequipa. Este proyecto tuvo como propósito construir un colegio nuevo, demoliendo la infraestructura antigua, y construyendo una moderna. La comunidad educativa de este colegio, contará con 46 aulas, 3 laboratorios, 7 escaleras de circulación, 1 rampa, 6 servicios higiénicos y un polideportivo que contará con piscina, lozas deportivas, baños, oficinas de administración. La remodelación de la institución educativa, no solo beneficiará a sus 2257 alumnos, sino también a los 74776 habitantes de Cayma. El polideportivo favorecerá también a los alumnos del Instituto Superior Tecnológico Honorio Delgado Espinoza.

Ministerio de Educación. 2015. Construcción de la Unidad Educativa Bernardo Valdivieso. Loja - Ecuador.

Con una inversión de 10 millones 159 mil 689 dólares, se construyó este colegio, cuya capacidad estudiantil es de 2500 alumnos. La construcción del colegio está dividida en dos etapas; la primera está compuesta de 5 bloques de 12 aulas, bibliotecas, laboratorios, comedor, área de administración y 3 bloques de aulas para educación inicial. La segunda etapa la compone toda el área deportiva. La obra de construcción está enmarcada bajo el esquema básico de implantación de infraestructura educativa estandarizada, esto con un eje longitudinal que se distribuye claramente en zonas: administración, educación, servicio,

recreativa y complementarias. Constará de zonas de recreación activa y pasiva en diferentes niveles y vinculados con áreas verdes y áreas duras, mediante corredores que comunican a estas áreas.

2.2. Base Teóricas Científicas

Bases Legales

Para el Diseño del Expediente Técnico del proyecto en mención, las normas nacionales que prevalecen son las siguientes:

Reglamento Nacional de Edificaciones. 2016. Norma IS.010: Instalaciones Sanitarias. Lima

Contiene los requisitos mínimos para el diseño de las instalaciones sanitarias para edificaciones en general. Para los casos no contemplados en la presente Norma, el ingeniero sanitario, fijará los requisitos necesarios para el proyecto específico, incluyendo en la memoria descriptiva la justificación y fundamentación correspondiente.

Dirección General de Electricidad. Código Nacional de Electricidad. 2006. Lima

Tiene como objetivo establecer las reglas preventivas para salvaguardar las condiciones de seguridad de las personas, de la vida animal y vegetal, y de la propiedad, frente a los peligros derivados del uso de la electricidad; así como la preservación del ambiente y la protección del Patrimonio Cultural de la Nación.

El Código también contempla las medidas de prevención contra choques eléctricos e incendios, así como las medidas apropiadas para la instalación, operación y mantenimiento de instalaciones eléctricas.

Reglamento Nacional de Edificaciones. 2016. Norma E020: Cargas. Lima

Contiene los valores mínimos de cargas empleados para el diseño. Dichas cargas se encuentran dadas en condiciones de servicio. Contempla: carga muerta, carga viva (esta última a su vez comprende, carga viva de piso, de techo, móviles, cargas de nieve y cargas debidas al viento) y otras cargas (como presiones de tierra, construcción, térmicas y de contracción). También presenta combinaciones de cargas y los principios de estabilidad y rigidez. Al final nos muestra una tabla de Pesos Unitarios de algunos materiales, así como el Mapa Eólico del Perú

Reglamento Nacional de Edificaciones. 2016. Norma E030: Diseño Sismorresistente. (Actualización por DECRETO SUPREMO N° 003-2016-VIVIENDA). Lima

Establece los parámetros mínimos necesarios para el diseño sismorresistente de edificaciones. Tiene como Filosofía del Diseño Sismorresistente: Evitar pérdidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad. En base a esa filosofía presenta 3 principios que permitan un comportamiento aceptable de la estructura tales como: La estructura de no debe colapsar ni causar daños graves a las personas, debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados y para edificaciones esenciales deberá permanecer en condiciones operativas luego un sismo severo.

Reglamento Nacional de Edificaciones. 2016. Norma E050: Suelos y Cimentaciones. Lima

Comprende los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS), con fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Esta norma establece. Los EMS se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos. La norma menciona los estudios que deberán realizarse de acuerdo al tipo de proyecto y su importancia, el análisis de las condiciones de cimentación, parámetros para el diseño de cimentaciones superficiales y profundas y problemas especiales de cimentación.

Reglamento Nacional de Edificaciones. 2016. Norma E060: Concreto Armado. Lima

Esta norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, preesforzado y simple.

En cuanto lo referente al análisis y diseño, proporciona los detalles del refuerzo, longitudes de desarrollo, parámetros mínimos para elementos a flexión y carga axial, corte, torsión, etc. Así también como cimentaciones y muros de concreto armado. Presenta además los parámetros para el diseño de elementos de concreto preesforzado y prefabricado. Abarca una sección de Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico (Cap.21). Por último, da el alcance en cuanto a Concreto Estructural Simple.

Ley General Del Ambiente (Ley N° 28611). Decreto Supremo N° 008-2005-PCM.

La Ley General del Ambiente es la norma ordenadora del marco normativo legal para la gestión ambiental en el Perú.

Establece los principios y normas básicas que aseguren el efectivo ejercicio del derecho constitucional al ambiente saludable, equilibrado y adecuado para el pleno desarrollo de la vida.

Asimismo, la Ley General del Ambiente regula el cumplimiento de las obligaciones vinculadas a la efectiva gestión ambiental, que implique la mejora de la calidad de vida de la población, el desarrollo sostenible de las actividades económicas, el mejoramiento del ambiente urbano y rural, así como la conservación del patrimonio natural del país, entre otros objetivos.

III. Materiales y Métodos

3.1. Tipo y Nivel de Investigación

De acuerdo al diseño de investigación es Descriptiva. Puesto que para llegar a conocer la situación actual y las características del proyecto se requiere de una descripción y comprensión profunda de las condiciones actuales, mediante una recolección de datos.

De acuerdo al fin que se persigue es Aplicada. Debido a que busca la aplicación de los conocimientos adquiridos en la práctica de la Ingeniería Civil.

3.2. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

3.2.1. Técnicas

La observación directa: mediante las visitas a la zona de proyecto para la recolección de toda la información necesaria que permitan la elaboración pertinente del proyecto.

Experimentación en laboratorio especializado: para obtener las características del suelo y otros estudios necesarios.

3.2.2 Instrumentos

Ensayos de laboratorio de Mecánica de Suelos

Granulometría: Tamices.

Límites de Atterberg: Cuchara de Casagrande.

Contenido de Humedad: Horno, Taras.

Peso específico: Fiolas.

Ensayo de corte directo: Máquina de Ensayo Corte Directo.

Topografía

Estación Total

Prismas

Jalones

Wincha

Programas de cómputo

AutoCAD

Civil CAD

Microsoft Office: Excel, Word, Power Point.

S10

SAP 2000

Ms Project

3.2.3. Fuentes

Bibliografía

Reglamento Nacional de Edificaciones.

3.3. Plan de Procesamiento para Análisis de Datos

FASE I

Visita a la zona del proyecto y recolección de información.

Efectuar las coordinaciones con las autoridades competentes.

Recolección de información bibliográfica.

Revisión de la normativa nacional vigente respecto al tema.

Inicio de la Evaluación del Impacto Ambiental.

FASE II

Memoria Descriptiva

Topografía y planos topográficos.

Estudio de Mecánica de Suelos.

Diseño de Componentes Estructurales

Elaboración de Planos Estructurales

Diseño de Instalaciones Sanitarias

Planos de Instalaciones Sanitarias

Continuación de la evaluación del impacto ambiental.

FASE III

Diseño de Instalaciones Eléctricas

Planos de Instalaciones Eléctricas

Diseño de Pavimentos

Planos de Pavimentos

Elaboración de especificaciones técnicas.

Continuación de evaluación del impacto ambiental.

FASE IV

Elaboración de metrados.

Análisis de Precios Unitarios.

Elaboración de costos y presupuestos.

Elaboración del cronograma de obra.

Informe final de evaluación del impacto ambiental.

Elaboración Final del Proyecto.

3.4. Estudios de Mecánica de Suelos

El presente Estudio de Mecánica de Suelos ha sido efectuado para el desarrollo de la tesis denominado ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TÉCNICO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA PRIMARIA Y SECUNDARIA SAN IGNACIO DE LOYOLA N°16470, DISTRITO Y PROVINCIA DE SAN IGNACIO, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA, 2020 , sobre el Área DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA PRIMARIA Y SECUNDARIA SAN IGNACIO DE LOYOLA N°16470, Distrito y Provincia de San Ignacio, Departamento Cajamarca, El Área de terreno a efectuar el estudio es de 8333.77m² aproximadamente .

**ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TÉCNICO DE LA INSTITUCIÓN
EDUCATIVA PRIMARIA Y SECUNDARIA SAN IGNACIO DE LOYOLA
N°16470, DISTRITO Y PROVINCIA DE SAN IGNACIO, DEPARTAMENTO DE
CAJAMARCA, 2022
INFORME**

3.4.1. Generalidades

3.4.1.1. Antecedentes del Estudio

El área del terreno en estudio, es un área virgen aún sin construir, habiendo en dicho predio pastizales, árboles de frutas, maíz, y otras plantas. Hasta el terreno solo ha llegado una retroexcavadora con el fin de poder hacer las calicatas respectivas.

3.4.1.2. Objetivos del presente Estudio

El presente estudio tiene por objetivos principales:

- Determinar la profundidad de cimentación, capacidad portante admisible del suelo y la magnitud de sus asentamientos para el terreno en estudio.
- Determinar los parámetros de sitio, uso y estructural, necesarios para determinar la fuerza cortante total en la base de las cimentaciones proyectadas.
- Determinar el tipo y la magnitud del agente o agentes a los que estarán expuestos los cimientos de la estructura, los cuales pudiesen afectar su durabilidad.
- En función a los datos recogidos de campo, laboratorio y los resultados de los cálculos efectuados dar las recomendaciones técnicas necesarias.

Asimismo, los objetivos específicos necesarios para el desarrollo del estudio son:

- Definir las características y propiedades de los suelos, mediante el desarrollo de ensayos in situ y de laboratorio.
- Definir el perfil estratigráfico del área de estudio.
- Recomendar el tipo de cimentación para la edificación.

3.4.1.3. Ubicación del Área de Estudio

El terreno en estudio se ubicado en la trayectoria del Sector la Huamba hacia el Sector Portachuelo.

**UBICACIÓN DEL INSTITUCIÓN EDUCATIVA PRIMARIA Y SECUNDARIA
SAN IGNACIO DE LOYOLA N°16470**



Imagen N°1: Mapa Político del Perú



Imagen N°2: Mapa de la Región Cajamarca.



Imagen N°3: Mapa de la Provincia de San Ignacio

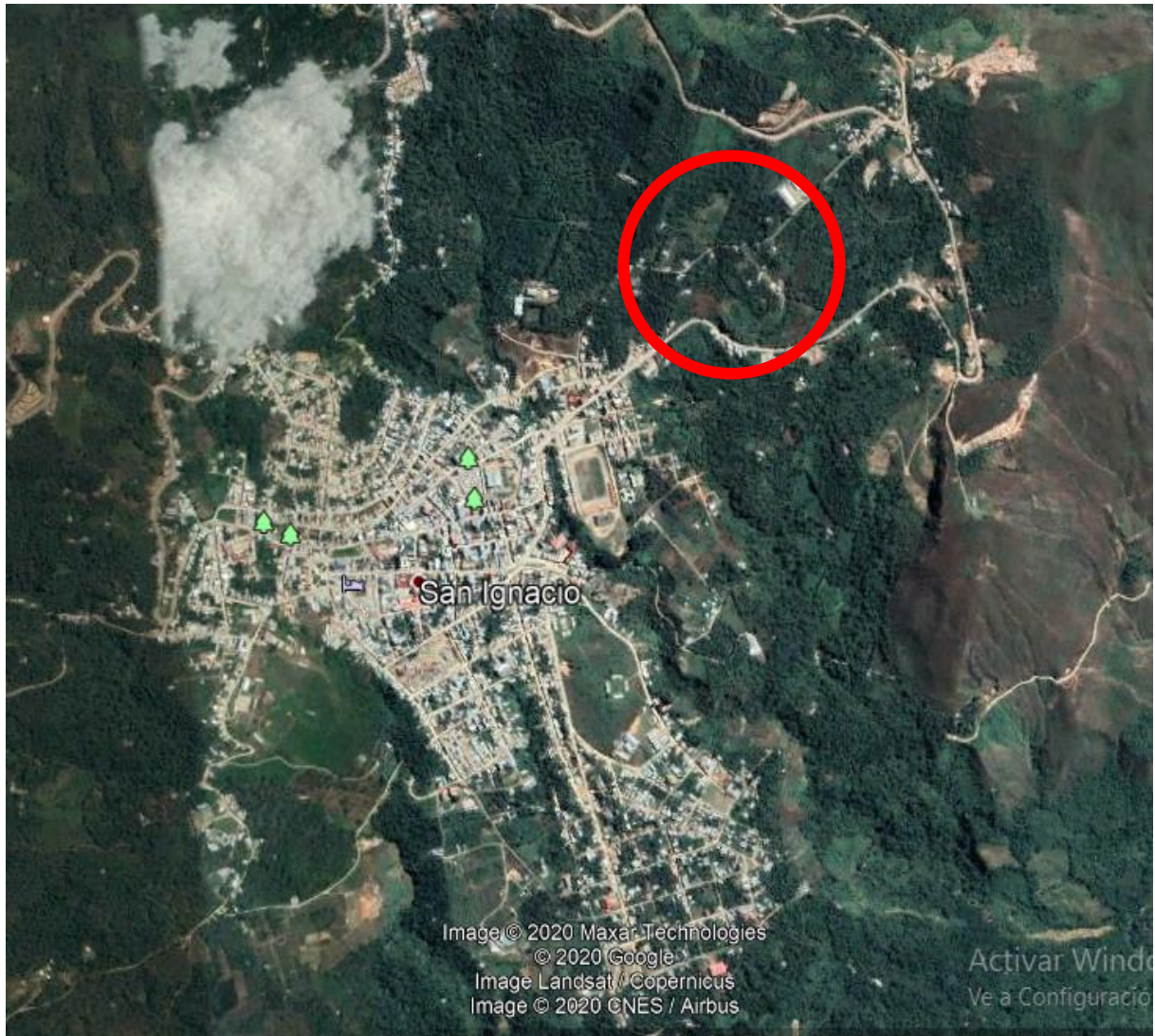


Imagen N°4: Mapa de la Ciudad de San Ignacio



Imagen N°5: Terreo de Estudio – Está encerrado en línea gruesa de color amarillo.

3.4.1.4. Características Generales del Proyecto

El terreno actualmente no presenta ninguna estructura construida, ya que es un área virgen aún sin construir, habiendo en dicho predio pastizales, árboles de frutas, maíz, y otras plantas. La estructura a diseñar va a transmitir sus cargas al terreno mediante cimientos corridos. Según la Tabla N°1 del capítulo 2, del artículo 9. del ítem 9.2. de la E 0.50 la estructura se clasifica como tipo C.

TABLA N° 1 TIPO DE EDIFICACIÓN					
CLASE DE ESTRUCTURA	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS* (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	C	C	C	B
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	C	C	B	A
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	B	A	—	—
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	A	—	—	—
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	A	A	A	A
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	B	A	A	A
* Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9 m de altura	> 9 m de altura		
		B	A		

Tabla N°01: Tipo de Estructura según su Estudio de Suelos

La topografía del terreno es ligeramente inclinada en algunas áreas y modernamente pronunciada en otras áreas. Altitud del proyecto 1360 m.s.n.m.

La zona de estudio presenta construcciones colindantes del tipo convencional de hasta 02 niveles, adyacentes en un radio de 300 m.

3.4.1.5. Condiciones Climáticas del Proyecto

El clima de costa semi cálido y húmedo, por lo que la temperatura media mensual varía entre 17.2°C y 20.2°C para los meses de agosto y diciembre respectivamente, la humedad relativa tiene una variación de 69 % en verano a 77% en invierno y en la precipitación máxima en 24 horas varía entre 0.0 y 0.9 mm y el total promedio anual 16.6 mm.

3.4.1.6. Fundamentos Técnicos del Proyecto

Para la ejecución del presente Informe Técnico se está tomando como referencia al Reglamento Nacional de Edificaciones (Cámara Peruana de la Construcción - CAPECO), el cual contiene las Normas que se emplearán como base del presente Informe Técnico, a decir:

- Norma E.020 Cargas
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente

- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.060 Concreto Armado
- Norma E.00 Albañilería

3.4.2. Estudios Efectuados

3.4.2.1. Trabajos De Campo

SONDAJES DEL ESTUDIO

La estructura se clasifica como tipo C, para lo cual de Acuerdo a norma solicita 01 punto de investigación cada 800m² (Ver Tabla N° 2.3.2; Enciso “b” del 2.3.2 Programa de Investigación mínimo; CAPITULO 2: ESTUDIOS, RNE E 0.50). se ha determinado efectuar 18 sondeos (18 calicatas), las cuales fueron distribuidas de manera estratégica sobre el área de estudio a intervenir, con la finalidad de obtener materiales y parámetros in situ representativos que sirvan de base para definir las características físico-mecánicas propias de los materiales del subsuelo. En el siguiente cuadro se muestran la profundidad de los sondeos efectuados:

Ubicación de calicatas.

Sondaje	COORDENADAS UTM		Prof. Sondaje (m)	Observaciones
	N	E		
C-01	9432084.2628	722549.5390	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-02	9432147.3745	722558.9112	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-03	9432210.9025	722529.4772	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-04	9432200.7967	722568.4200	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-05	9432202.8292	722590.5705	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-06	9432181.1842	722614.4591	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-07	9432176.2356	722644.6609	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-08	9432239.1820	722539.9249	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-09	9432234.7094	722579.5279	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-10	9432227.0507	722608.7273	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-11	9432218.0563	722637.5760	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-12	9432253.9501	722580.3484	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-13	9432246.9444	722609.6052	4.50	No Presenta Nivel Freático

Sondaje	COORDENADAS UTM		Prof. Sondaje (m)	Observaciones
	N	E		
C-14	9432242.1102	722629.0820	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-15	9432150.1047	722624.0894	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-16	9432114.9105	722567.9934	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-17	9432258.1012	722550.6301	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-18	9432236.0921	722658.4979	4.50	No Presenta Nivel Freático

Cuadro N°2: Datos de Calicatas

Nota: Los sondajes fueron ejecutados dentro del terreno en estudio.

UBICACIÓN DE SONDAJES

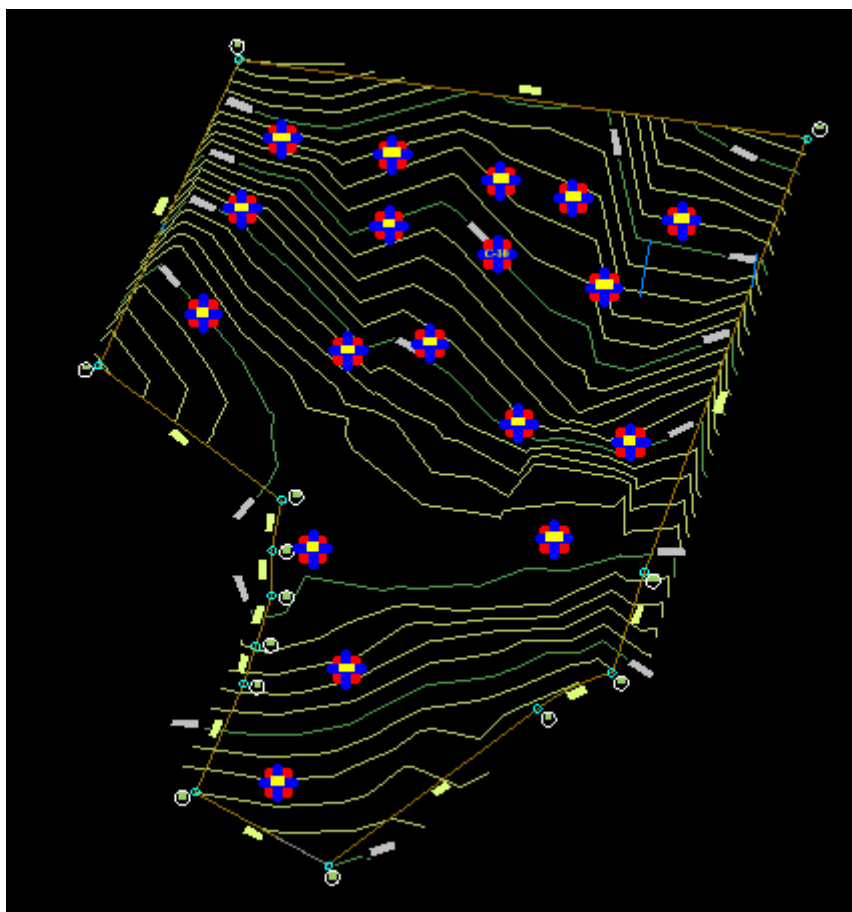


Imagen N°6: Plano de Ubicación de Calicatas

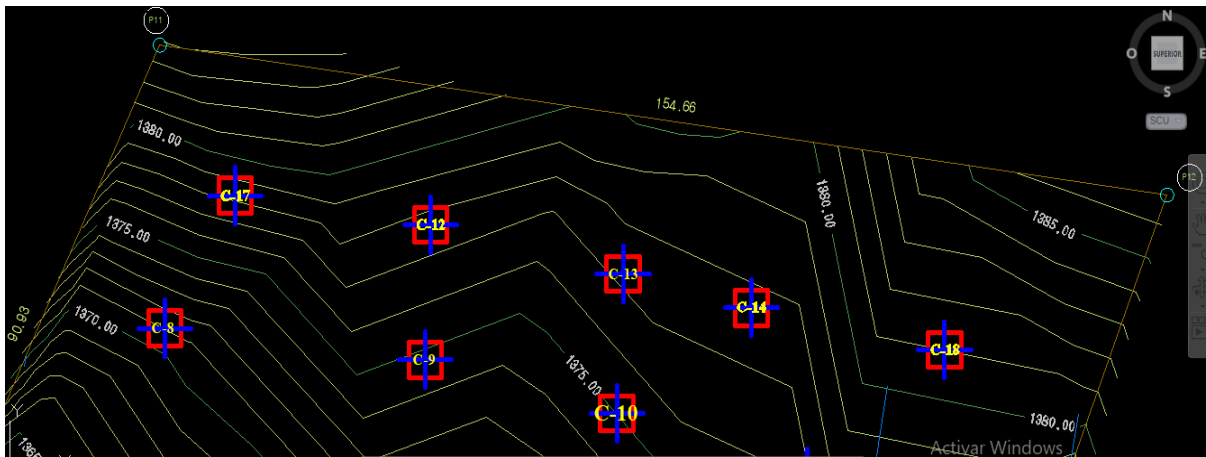


Imagen N°7: Plano de Detalles de Ubicación de Calicatas

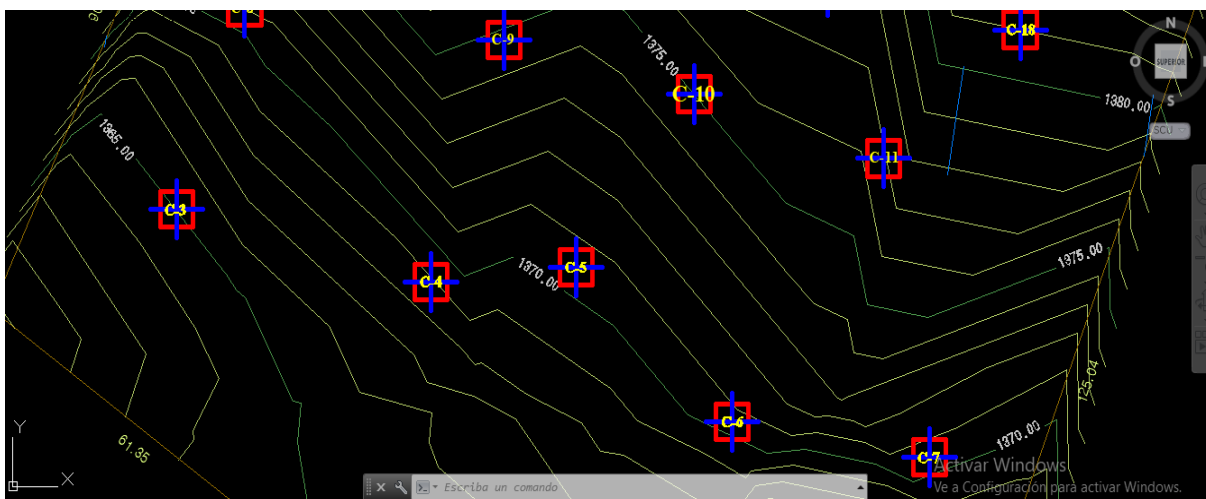


Imagen N°8: Plano de Ubicación de Calicatas

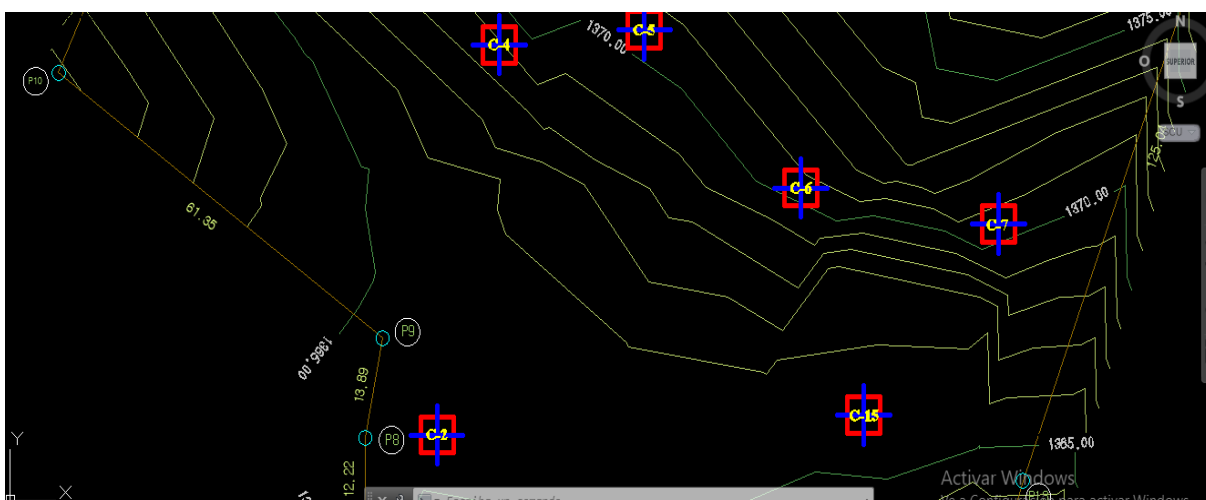


Imagen N°9: Plano de Ubicación de Calicatas

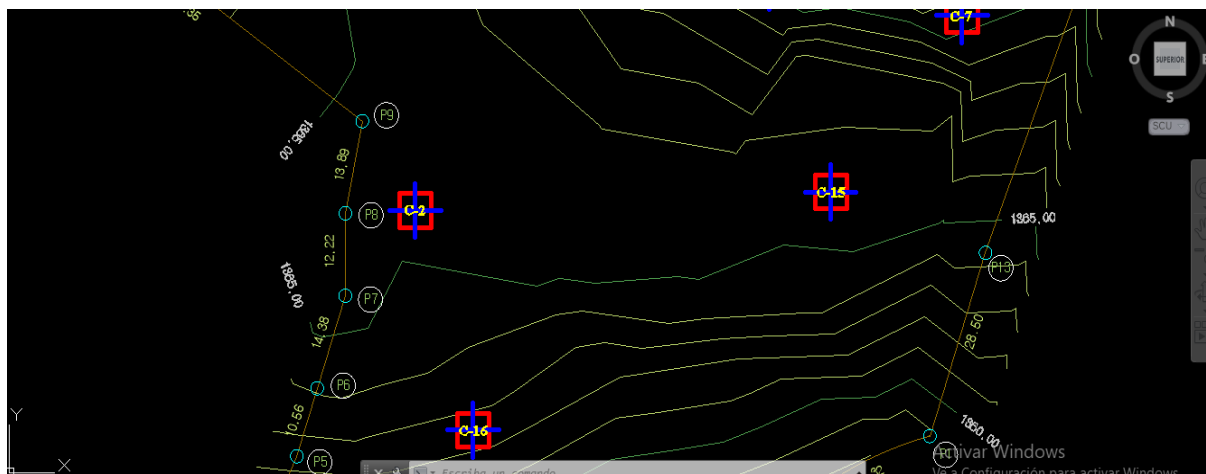


Imagen N°10: Plano de Ubicación de Calicatas

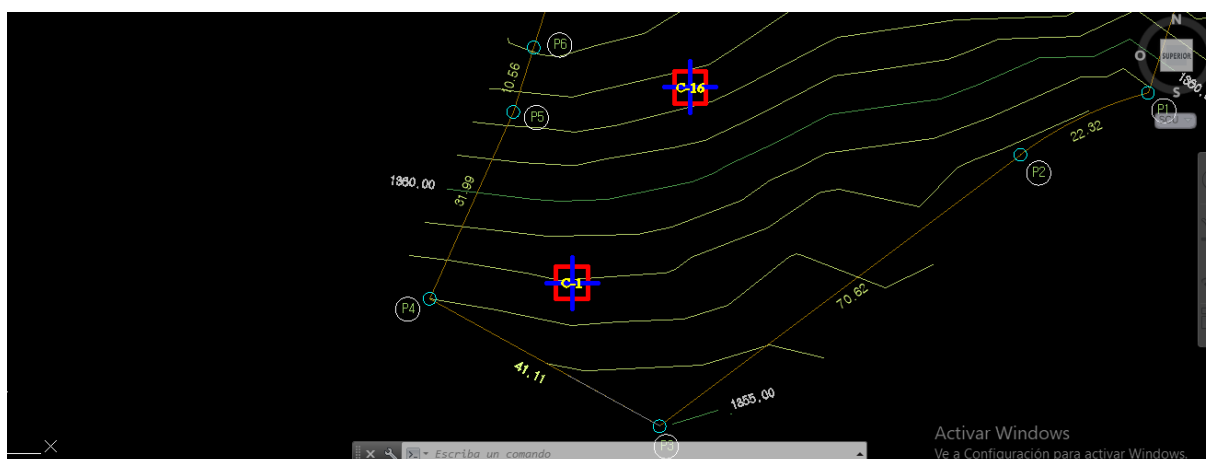


Imagen N°11: Plano de Ubicación de Calicatas

MUESTREO DE SUELOS

De los materiales encontrados en cada una de las calicatas, se tomaron muestras representativas disturbadas de los suelos de cada estrato en cantidades suficientes, los cuales fueron colocados en bolsas de polietileno y sacos de polipropileno para su traslado al laboratorio.

REGISTRO DE EXCAVACIONES

Paralelamente al muestreo de suelos, se realizó el registro e identificación de cada uno de los estratos encontrados en las distintas calicatas, anotándose las principales características, tales como: ubicación, profundidad, espesor, humedad, color, plasticidad, consistencia (suelos finos) o cementación (suelos granulares), entre otros.

Los cuales se complementarán con sus respectivos resultados de los ensayos de laboratorio.

Las muestras de suelos fueron clasificadas y seleccionadas in situ siguiendo el procedimiento descrito en la norma NTP 339.150 (ASTM D 2488) “Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual-manual”.

3.4.2.2. Trabajos de Laboratorio

Para poder definir las características propias de los materiales, éstos fueron sometidos a una serie de ensayos los cuales se mencionan a continuación:

- Análisis Granulométrico por Tamizado	ASTM D 422
- Contenido de Humedad	ASTM D 2216
- Límites de Consistencia	ASTM D 4318
- Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad	ASTM D 2487
- Clasificación SUCS	
- Clasificación para Vías de Transporte (AASHTO)	ASTM D 3282
- Ensayo de Corte Directo Consolidado-Drenado	ASTM D 3080
- Cloruros Expresados como ión CL^-	NPT 339.178
- Sulfatos Expresados como ión SO_4^-	NPT 339.178
- Entre otros.	

Estos ensayos, han permitido caracterizar los distintos tipos de suelos, así como definir los parámetros necesarios para el cálculo de la capacidad portante.

3.4.2.3. Trabajos de Gabinete

En base a la información general de la zona en estudio, la información obtenida durante los trabajos de campo, la descripción visual-manual de las características naturales del terreno, los ensayos in situ y los ensayos de laboratorio, se procedió a efectuar los registros de excavación (columnas estratigráficas) propios de cada calicata, determinar la profundidad de cimentación, la capacidad portante del suelo (Q_{adm}), cálculo de los asentamientos y la estimación de los parámetros de sitio, uso y estructural, necesarios para determinar la fuerza cortante total en la base de la cimentación. Así también determinar el tipo y magnitud del agente o agentes que pudiesen afectar la durabilidad de la estructura para finalmente dar las recomendaciones necesarias.

DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Los suelos del terreno presentan variaciones en cuanto a propiedades físicas (Análisis Granulométrico, Plasticidad) permitiendo definirlo de manera heterogénea siendo una aproximación por características cercanas y profundidad de estrato la siguiente descripción:

Profundidad de 0.00 a 0.13m, Relleno no controlado con presencia de cubierta vegetal.

Profundidad de 0.30 a 1.60m, Limo y Arcilla de Alta Plasticidad (CH Y MH).

Profundidad de 1.60m 4.50m está conformada por una arcilla y un limo de baja elasticidad(ML y CL), consistencia firme, compacta, no presenta gravas ni materiales sobredimensionados, color marrón, húmeda, No se ha detectado la presencia de Roca, no ha detectado la presencia de Nivel Freático a profundidad estudiada . La geología regional de la zona de estudio respalda la estimación del perfil estratigráfico.

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE SALES SOLUBLES TOTALES

CALICATA	ESTRATO	SALES TOTALES (PPM)	
C01	M01	1000.00	0.10
	M02	1000.00	0.10
C02	M01	1000.00	0.10
	M02	2000.00	0.20
C03	M01	15000.00	1.50
	M02	2000.00	0.20
	M03	2000.00	0.20
C04	M01	1000.00	0.10
	M02	2000.00	0.20
C05	M01	1000.00	0.10
	M02	1000.00	0.10
C06	M01	2000.00	0.20
	M02	1000.00	0.10
C07	M01	2000.00	0.20
C08	M01	2000.00	0.20
	M02	3000.00	0.30
C09	M01	1000.00	0.10
	M02	2000.00	0.20

CALICATA	ESTRATO	SALES TOTALES (PPM)	
C-10	M01	2000.00	0.20
	M02	5000.00	0.50
C-11	M01	2000.00	0.20
	M02	3000.00	0.30
C-12	M01	5000.00	0.50
	M02	4000.00	0.40
C-13	M01	1000.00	0.10
	M02	2000.00	0.20
C-14	M01	3000.00	0.30
	M02	4000.00	0.40
C-15	M01	5000.00	0.50
	M02	4000.00	0.40
C-16	M01	1000.00	0.10
C-17	M01	3000.00	0.30
	M02	3000.00	0.30
C-18	M01	3000.00	0.30
	M02	3000.00	0.30

PESO ESPECÍFICO

CALICATA	ESTRATO	Gs
C01	M01	2.65
	M02	2.69
C02	M01	2.62
	M02	2.62
C03	M01	2.36
	M02	2.42
	M03	2.52
C04	M01	2.61
	M02	2.70
C05	M01	2.64
	M02	2.60
C06	M01	2.62
	M02	2.58
C07	M01	2.54
C08	M01	2.65
	M02	2.46
C09	M01	2.49
	M02	2.41

CALICATA	ESTRATO	Gs
C10	M01	2.64
	M02	2.49
C11	M01	2.51
	M02	2.56
C12	M01	2.35
	M02	2.54
C13	M01	2.56
	M02	2.60
C14	M01	2.56
	M02	2.69
C15	M01	2.51
	M02	..
C16	M01	2.54
C17	M01	2.51
	M02	2.68
C18	M01	2.67
	M02	2.36

PESO VOLUMÉTRICO

CALICATA	ESTRATO	PESO VOL. (g/cm ³)	
		HÚMEDO	SECO
C01	M01	1.87	1.31
	M02	1.89	1.46
C02	M01	1.93	1.28
	M02	2.00	1.56
C03	M01	2.13	1.42
	M02	2.10	1.46
	M03	1.93	1.51
C04	M01	2.17	1.51
	M02	1.91	1.53
C05	M01	1.98	1.57
	M02	1.89	1.40
C06	M01	2.14	1.53
	M02	1.99	1.54
C07	M01	2.08	1.46
C08	M01	1.83	1.51
	M02	1.84	1.45
C09	M01	1.87	1.55
	M02	1.95	1.61

CALICATA	ESTRATO	PESO VOL. (g/cm ³)	
		HÚMEDO	SECO
C10	M01	2.20	1.57
	M02	2.29	1.77
C11	M01	1.89	1.48
	M02	2.03	1.59
C12	M01	2.16	1.51
	M02	1.91	1.44
C13	M01	2.14	1.53
	M02	2.10	1.58
C14	M01	2.21	1.67
	M02	2.09	1.53
C15	M01	2.23	1.60
	M02	2.23	1.73
C16	M01	1.98	1.55
C17	M01	2.12	1.60
	M02	2.06	1.53
C18	M01	2.05	1.57
	M02	1.96	1.61

CLASIFICACIÓN

Calicata C-1
Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad	Tipo de	Muestra	Símbolo	Clasificación	Descripción visual (IN-SITU)	
0.0 (m)	Excavación	Nº		SUCS		
0.00	A C I E L O A B I E R T O	M-1		CH	Material agrícola con presencia de raíces	
0.30					Arcilla de Alta Plasticidad de color mostaza Límite líquido : 57.91% Índice plástico : 35.54% Humedad natural : 42.51%	
1.90		M-2		CL	Arcilla de Baja Plasticidad con Arena de Color Marrón Límite líquido : 35.65% Índice plástico : 24.45% Humedad natural : 29.20%	
1.90						
4.50						

Calicata C-3
Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad	Tipo de	Muestra	Símbolo	Clasificación	Descripción visual (IN-SITU)	
0.0 (m)	Excavación	Nº		SUCS		
0.00	A C I E L O A B I E R T O	M-1		MH	Material agrícola con presencia de raíces	
0.30					Limo de Alta Plasticidad de color mostaza Límite líquido : 50.19% Índice plástico : 9.21% Humedad natural : 50.69%	
1.00		M-2		MH	Limo de Alta Plasticidad de color mostaza Límite líquido : 52.29% Índice plástico : 20.40% Humedad natural : 43.88%	
1.00						
2.60		M-3		MH	Limo de Alta Plasticidad con Arena de Color Marrón Límite líquido : 49.66% Índice plástico : 21.02% Humedad natural : 27.83%	
2.60						
4.50						

Calicata C-2
Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad	Tipo de	Muestra	Símbolo	Clasificación	Descripción visual (IN-SITU)	
0.0 (m)	Excavación	Nº		SUCS		
0.00	A C I E L O A B I E R T O	M-1		CH	Material agrícola con presencia de raíces	
0.30					Limo de Alta Plasticidad de color mostaza Límite líquido : 71.14% Índice plástico : 28.33% Humedad natural : 51.57%	
1.40		M-2		CL	Limo de Baja Plasticidad con Arena de Color Marrón Límite líquido : 49.66% Índice plástico : 21.02% Humedad natural : 27.83%	
1.40						
4.50						

Calicata C-4
Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad	Tipo de	Muestra	Símbolo	Clasificación	Descripción visual (IN-SITU)	
0.0 (m)	Excavación	Nº		SUCS		
0.00	A C I E L O A B I E R T O	M-1		CH	Material agrícola con presencia de raíces	
0.30					Limo de Alta Plasticidad de color mostaza Límite líquido : 52.51% Índice plástico : 17.29% Humedad natural : 43.50%	
2.00		M-2		CH	Arcilla de alta Plasticidad con Arena de Color Marrón Límite líquido : 52.95% Índice plástico : 30.19% Humedad natural : 24.92%	
2.00						
4.50						

Calicata C-5
 Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad (m)	Tipo de Excavación	Muestra N°	Símbolo	Clasificación SUCS	Descripción visual (IN-SITU)
0.0	A C I E L O	M-1	MH	MH	Material agrícola con presencia de raíces
0.00 0.30					Limo de Alta Plasticidad de color mostaza Límite líquido : 51.68% Índice plástico : 22.95% Humedad natural : 26.07%
2.20 2.20	A B I E R T O	M-2	ML	ML	Limo de baja Plasticidad de Color Marrón oscuro Límite líquido : 45.79% Índice plástico : 8.09% Humedad natural : 34.90%
4.50					

Calicata C-6
 Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad (m)	Tipo de Excavación	Muestra N°	Símbolo	Clasificación SUCS	Descripción visual (IN-SITU)
0.0	A C I E L O	M-1	MH	MH	Material agrícola con presencia de raíces
0.00 0.30					Limo de Alta Plasticidad de color mostaza Límite líquido : 70.16% Índice plástico : 34.65% Humedad natural : 39.69%
1.90 1.90	A B I E R T O	M-2	CL	CL	Arcilla de baja Plasticidad de Color Marrón oscuro Límite líquido : 46.66% Índice plástico : 27.02% Humedad natural : 29.34%
4.50					

Calicata C-7
 Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad (m)	Tipo de Excavación	Muestra N°	Símbolo	Clasificación SUCS	Descripción visual (IN-SITU)
0.0	A C I E L O	M-1	MH	MH	Material agrícola con presencia de raíces
0.00 0.30					Limo de Alta Plasticidad de color mostaza Límite líquido : 50.58% Índice plástico : 17.84% Humedad natural : 43.17%
4.50	A B I E R T O	M-1	MH	MH	

Calicata C-8
 Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad (m)	Tipo de Excavación	Muestra N°	Símbolo	Clasificación SUCS	Descripción visual (IN-SITU)
0.0	A C I E L O	M-1	CL	CL	Material agrícola con presencia de raíces
0.00 0.30					Arcilla de Baja Plasticidad de color mostaza Límite líquido : 47.69% Índice plástico : 29.15% Humedad natural : 21.08%
2.00 2.00	A B I E R T O	M-2	CL	CL	Arcilla de baja Plasticidad de Color Marrón oscuro Límite líquido : 46.31% Índice plástico : 19.21% Humedad natural : 27.15%
4.50					

Calicata C-9
 Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad	Tipo de	Muestra	Símbolo	Clasificación	Descripción visual (IN-SITU)
0.0	Excavación	Nº		SUCS	
0.00 0.30	A C I E L O	M-1		CH	Material agrícola con presencia de raíces
					Arcilla de Alta Plasticidad de color mostaza Límite líquido : 54.43% Índice plástico : 30.27% Humedad natural : 20.91%
2.00 2.00	A B I E R T O	M-2		CL	Arcilla de baja Plasticidad de Color Marrón oscuro Límite líquido : 49.95% Índice plástico : 23.58% Humedad natural : 21.35%
4.50					

Calicata C-10
 Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad	Tipo de	Muestra	Símbolo	Clasificación	Descripción visual (IN-SITU)
0.0	Excavación	Nº		SUCS	
0.00 0.30	A C I E L O	M-1		CL	Material agrícola con presencia de raíces
					Arcilla de Alta Plasticidad de color mostaza Límite líquido : 49.73% Índice plástico : 22.92% Humedad natural : 39.93%
1.90 1.90	A B I E R T O	M-2		CL	Arcilla de baja Plasticidad de Color Marrón oscuro Límite líquido : 39.29% Índice plástico : 18.74% Humedad natural : 29.75%
4.50					

Calicata C-11
 Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad	Tipo de	Muestra	Símbolo	Clasificación	Descripción visual (IN-SITU)
0.0	Excavación	Nº		SUCS	
0.00 0.30	A C I E L O	M-1		ML	Material agrícola con presencia de raíces
					Limo de Baja Plasticidad de color mostaza Límite líquido : 49.41% Índice plástico : 21.44% Humedad natural : 27.55%
1.40 1.40	A B I E R T O	M-2		ML	Limo de baja Plasticidad de Color Marrón oscuro Límite líquido : 49.66% Índice plástico : 21.02% Humedad natural : 27.83%
4.50					

Calicata C-12
 Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad	Tipo de	Muestra	Símbolo	Clasificación	Descripción visual (IN-SITU)
0.0	Excavación	Nº		SUCS	
0.00 0.30	A C I E L O	M-1		CL	Material agrícola con presencia de raíces
					Arcilla de Baja Plasticidad de color mostaza Límite líquido : 46.31% Índice plástico : 21.21% Humedad natural : 43.28%
1.80 1.80	A B I E R T O	M-2		CL	Arcilla de baja Plasticidad de Color Marrón oscuro Límite líquido : 46.12% Índice plástico : 24.53% Humedad natural : 32.39%
4.50					

Calicata C-13
 Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad	Tipo de Excavación	Muestra N°	Símbolo	Clasificación SUCS	Descripción visual (IN-SITU)
0.0					
0.00	A C I E L O A B I E R T O	M-1		CL	Material agrícola con presencia de raíces
0.30					Arcilla de Baja Plasticidad de Color Mostaza Límite líquido : 41.83% Índice plástico : 21.98% Humedad natural : 39.39%
2.00	A C I E L O A B I E R T O	M-2		CL	Arcilla de baja Plasticidad Con Arena de Color Marrón Límite líquido : 46.80% Índice plástico : 28.42% Humedad natural : 32.57%
2.00					
4.50					

Calicata C-14
 Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad	Tipo de Excavación	Muestra N°	Símbolo	Clasificación SUCS	Descripción visual (IN-SITU)
0.0					
0.00	A C I E L O A B I E R T O	M-1		CL	Material agrícola con presencia de raíces
0.30					Arcilla de Baja Plasticidad con Arena de Color Mostaza Límite líquido : 44.31% Índice plástico : 19.56% Humedad natural : 32.46%
2.20	A C I E L O A B I E R T O	M-2		CL	Arcilla de baja Plasticidad de Color Marrón oscuro Límite líquido : 45.44% Índice plástico : 24.19% Humedad natural : 37.09%
2.20					
4.50					

Calicata C-15
 Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad	Tipo de Excavación	Muestra N°	Símbolo	Clasificación SUCS	Descripción visual (IN-SITU)
0.0					
0.00	A C I E L O A B I E R T O	M-1		MH	Material agrícola con presencia de raíces
0.30					Limo de Alta Plasticidad de Color Mostaza Límite líquido : 70.16% Índice plástico : 34.65% Humedad natural : 39.69%
2.20	A C I E L O A B I E R T O	M-2		CL	Arcilla de baja Plasticidad de Color Marrón oscuro Límite líquido : 46.66% Índice plástico : 27.02% Humedad natural : 29.34%
2.20					
4.50					

Calicata C-16
 Tipo de Excavación A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad	Tipo de Excavación	Muestra N°	Símbolo	Clasificación SUCS	Descripción visual (IN-SITU)
0.0					
0.00	A C I E L O A B I E R T O	M-1		CL	Material agrícola con presencia de raíces
0.30					Arcilla de Baja Plasticidad de color mostaza Límite líquido : 49.25% Índice plástico : 37.23% Humedad natural : 27.97%
4.50					

Calicata
Tipo de Excavación

C-17
A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad (m)	Tipo de Excavación	Muestra N°	Símbolo	Clasificación SUCS	Descripción visual (IN-SITU)
0.00	A C I E L O A B I E R T O	M-1		ML	Material agrícola con presencia de raíces
0.30					Limo de Baja Plasticidad de Color Mostaza Límite líquido : 45.62% Índice plástico : 16.49% Humedad natural : 32.22%
1.90		M-2		ML	Limo de baja Plasticidad de Color Marrón oscuro Límite líquido : 45.11% Índice plástico : 17.44% Humedad natural : 34.37%
4.50					

Calicata
Tipo de Excavación

C-18
A CIELO ABIERTO

Nivel freático : No se encontró

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Profundidad (m)	Tipo de Excavación	Muestra N°	Símbolo	Clasificación SUCS	Descripción visual (IN-SITU)
0.00	A C I E L O A B I E R T O	M-1		CL	Material agrícola con presencia de raíces
0.30					Arcilla de baja Plasticidad de Color Mostaza Límite líquido : 41.41% Índice plástico : 18.73% Humedad natural : 30.54%
2.10		M-2		CL	Arcilla de baja Plasticidad de Color Marrón oscuro Límite líquido : 45.85% Índice plástico : 24.70% Humedad natural : 21.66%
4.50					

ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

En función a los trabajos de campo sobre los suelos de cimentación encontrados en el área del proyecto, se concluye que el subsuelo se encuentra conformado predominantemente por materiales del tipo Limo y Arcilla de baja plasticidad con presencia de arenas finas (ML y CL), parámetro de suelos a considerar en el cálculo de la capacidad portante de forma conservadora asumiendo el tipo de cimentación, determinamos a continuación.

ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

TIPO Y PROFUNDIDAD DE CIMIENTOS

Analizando los perfiles estratigráficos, los resultados de los ensayos de laboratorio y teniendo en cuenta las características de las diversas estructuras del proyecto, De acuerdo a la estructura de diseño se recomienda los siguientes anchos de cimentación (B) y Profundidades de Desplante (Df):

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE DEL SUELO

Las características de resistencia de los suelos están dadas principalmente por su ángulo de Fricción Interno (ϕ) y su cohesión (C), es así que para efectos de definir la capacidad portante del terreno se procedió a realizar ensayos de "Corte Directo". De los ensayos de Corte Directo realizados se considera el siguiente resultado:

$$\varphi^{\circ} = 19.40 \quad ; \quad c = 0.135 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando la teoría de Karl Terzaghi, la Capacidad Portante Admisible se puede calcular mediante la siguiente relación, de falla por “**Corte Local**”.

Para “CIMIENTO AISLADO”

$$q_{adm} = \frac{1}{FS} [0.867c'N'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4\gamma' B N'_\gamma]$$

Donde:

Peso volumétrico del suelo sobre

$$\gamma = 1.88 \text{ g/cm}^3$$

Peso volumétrico del suelo debajo

$$\gamma' = 1.88 \text{ g/cm}^3$$

Ancho de Zapata Cuadrada.

$$B = 1.50 \text{ (m)}$$

Profundidad de cimentación respecto al N.P.T.

$$D_f = 1.40 \text{ (m)}$$

Factor de seguridad (FS)

$$FS = 3.00$$

Factores de capacidad de carga, función de

φ

$$N'_c, N'_q, N'_\gamma$$

Los factores de capacidad de carga de falla por **Corte General** están dados por:

Prandtl (1921)

Reissner (1924)

Meyerhof (1963)

Obteniéndose así:

$$N_c = 11.55$$

$$N_q = 3.71$$

$$N_\gamma = 1.04$$

Con estos parámetros podemos determinar la capacidad portante admisible, el cual se ha definido para las siguientes estructuras:

NOTA: Ver hoja de cálculo Anexos.

CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO

Los asentamientos elásticos en suelos granulares se pueden determinar mediante la siguiente relación (Harr 1966). Cabe señalar sin embargo que esta fórmula está concebida para el caso cuando la cimentación está colocada sobre la superficie del terreno:

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} x [1 - \mu_s^2] x \alpha$$

A continuación, se muestran valores característicos de acuerdo al tipo de suelo de fundación:

Tipo de Suelo	Es (kg/cm ²)	Relación de Poisson (μ)
Arena Suelta	100 – 250	0.20 – 0.40
Arena Densa Media	175 – 280	0.25 – 0.40
Arena Densa	350 – 560	0.30 – 0.45
Arena Limosa	50 – 200	0.20 – 0.40
Arena y Grava	700 – 1750	0.15 – 0.35
Limos	20 - 200	0.30 – 0.35
Arcilla Arenosa	300 - 425	0.20 – 0.30
Arcilla Suave	40 – 210	0.20 – 0.50
Arcilla Media	210 – 420	
Arcilla Firme	420 – 980	

Fuente: Cimentaciones de concreto Armado en edificaciones (ACI), pág. 31.

El factor de forma es expresado mediante la siguiente relación:

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{m}{\ln\left(\frac{L}{B}\right) + \ln\left(\frac{1}{1+m^2}\right) + m^2}}$$

$m = L/B$

Dónde:

L: Longitud de la cimentación

B: Ancho de cimentación

Finalmente, los valores obtenidos de los cuadros son reemplazados en la expresión del asentamiento.

$$\frac{\sqrt{1+m^2}}{1+m^2} \quad \frac{\sqrt{1+m^2}}{1+m^2}$$

Para CIMIENTO “AISLADO”

Dónde:

Ancho de Zapata	$B = 1.50(m)$
Presión Admisible	$Q_{adm} = 0.62(kg/cm^2)$
Relación de Poisson	$\mu_s = 0.1$
Módulo de Elasticidad	$E_s = 2000 kg/cm^2$
Factor de Forma	$\alpha = 0.112$

Reemplazando valores en el algoritmo se obtiene los asentamientos (S_e), de las siguientes estructuras:

S_e (cm)
0.23

A pesar de haberse calculado conservadoramente la cimentación, se ha obtenido un asentamiento menor a lo permitido por la Norma E.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones, la cual menciona que los asentamientos diferenciales deben ser menores de 2,5 cm; por lo que el suelo es aceptable para la cimentación de las estructuras de concreto del proyecto.

ASPECTOS SÍSMICOS

El área del proyecto se encuentra ubicado en la zona 4 del mapa de zonificación Sísmica del Perú, de acuerdo a la Norma Técnica de Edificación “E0.30 Diseño Sismorresistente”.

La fuerza cortante total V puede calcularse de acuerdo a las normas de Diseño Sismo Resistente según la siguiente relación.

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Donde:

Z: Factor de zona 3	$Z = 0,25$
U: Coeficiente de uso o importancia	$U = 1,5$
C: Factor de ampliación sísmica	$C = 2,5$
S: Factor para Suelo	$S = 1,4$ (Para un periodo predominante $T_p = 1,0s$ y $T_L = 1,6s$)

PARÁMETRO	VALOR
Perfil De Suelo	S2
Factor Zona (Zona 3)	0.25
Parámetros De Sitio	$S=1,4$ ($T_p = 1,0s$; $T_L = 1,6s$)

R: Factor de Reducción (Según el sistema estructural y lo que estipule el R.N.E.)

P: Peso total de la estructura, incluyendo carga muerta y un 25 % de la carga viva.

En la Figura 3, se muestra los valores de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 500 años y para una vida útil de 50 años, con una excedencia de 10%.

Figura N° 01: Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según el Reglamento Nacional de Edificaciones.

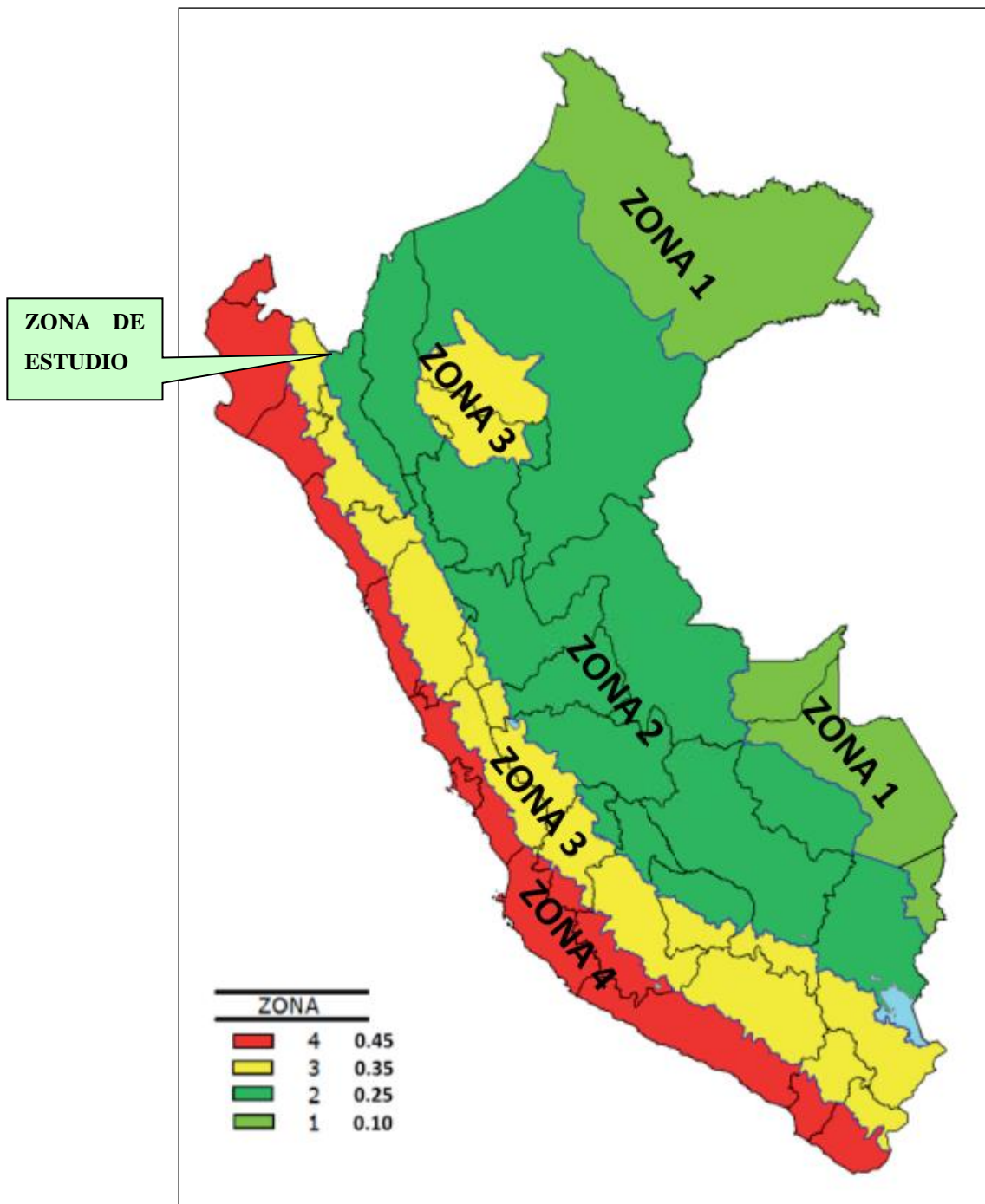


Figura N° 02: Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas (Alva et., al, 1984).

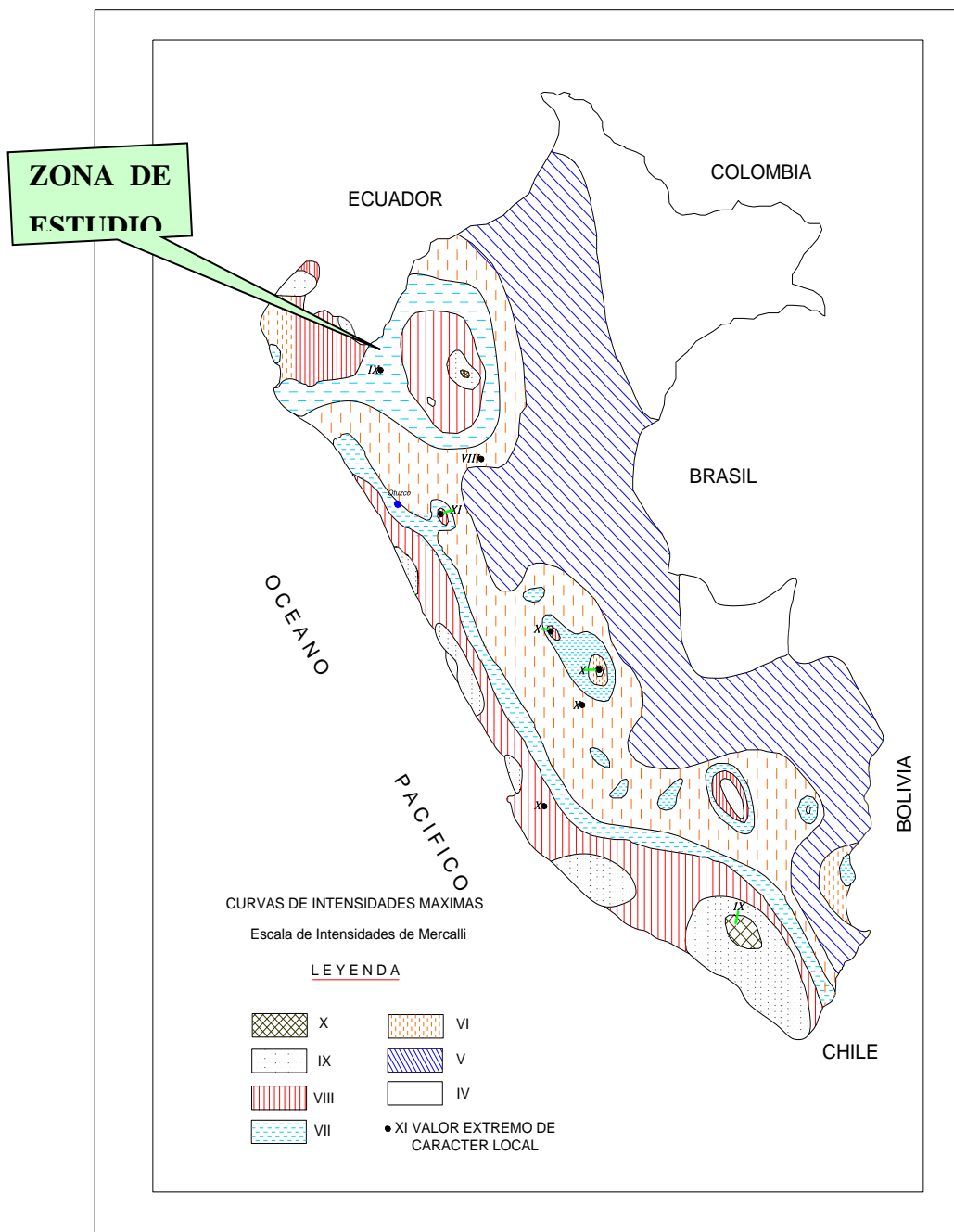
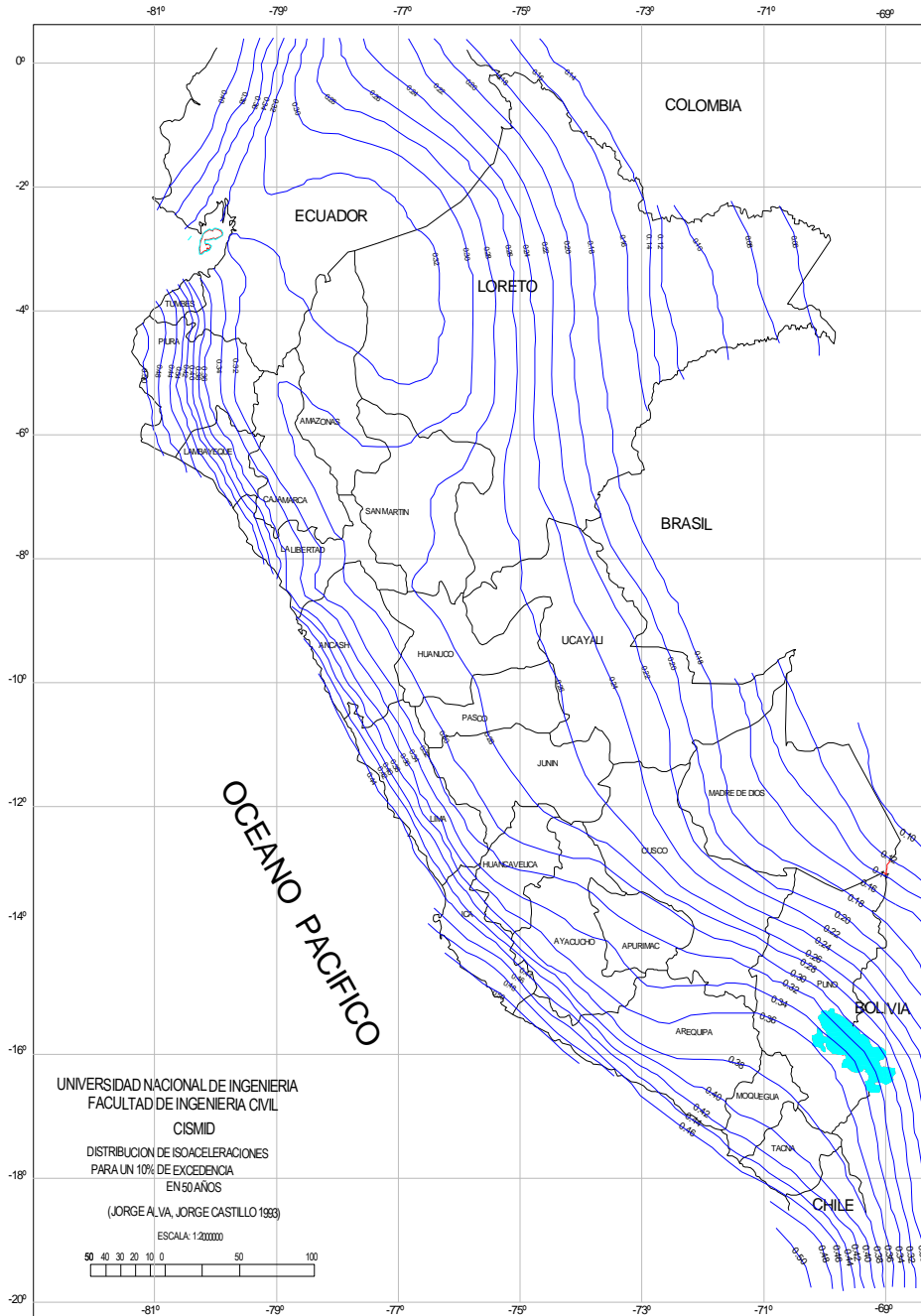


Figura N° 03: Mapa de isoaceleraciones para 500 años de periodo de retorno



CONTENIDO DE SULFATOS

Los resultados del análisis químico de las muestras representativas del suelo que va a estar en contacto con la estructura del cemento han arrojado los resultados expuestos en el Cuadro siguiente:

RESULTADOS DE ENSAYOS QUIMICOS (SUELO)

Descripcion	Cloruros CL⁻ (ppm)	Sulfatos SO₄ (ppm)
Suelos	3641	1032

De acuerdo a estos resultados de laboratorio se establece que la exposición de las sales (Sulfatos), es despreciable al límite con moderada, presentando en consecuencia efectos agresivos al Concreto de Cemento Portland. Por lo tanto, en concordancia con lo señalado en la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones (Tabla 4.4) se recomienda el empleo de Cemento Portland tipo “II, IP (MS), IS (MS), P (MS), I (PM) (MS), I (SM) (MS)”, para la preparación de la mezcla de concreto para los cimientos y todas las estructuras de ese tipo, colocadas directamente en contacto con el suelo. Los diseños de concreto Portland se ejecutarán considerando una relación A/C \leq a 0.50. (A/C =Relación Agua /Cemento).

EXPOSICION DE LOS SUELOS DE CIMENTACION AL ATAQUE DE SULFATOS

Grado de Exposición a Sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO₄), presente en el suelo, % en peso	Sulfatos (SO₄) En agua p.p.m.	Tipo de Cemento	Concreto con agregado de peso normal relación agua/cemento en peso	Concreto con agregados de peso normal muy ligero Resistencia mínima a compresión, f^c Mpa
Despreciable	0,00 < SO ₄ < 0,10	0,00 < SO ₄ < 150	-	-	-
Moderado	0,10 < SO ₄ < 0,20	150 < SO ₄ < 1500	II, IP (MS), IS (MS), P (MS), I (PM) (MS), I (SM) (MS)	0,50	28

			(SM) (MS)		
Severo	$0,20 < SO_4 < 2,00$	$1500 < SO_4 < 10000$	V	0,45	31
Muy Severo	$SO_4 > 2,00$	$SO_4 > 1000$	V más Puzolana	0,45	31

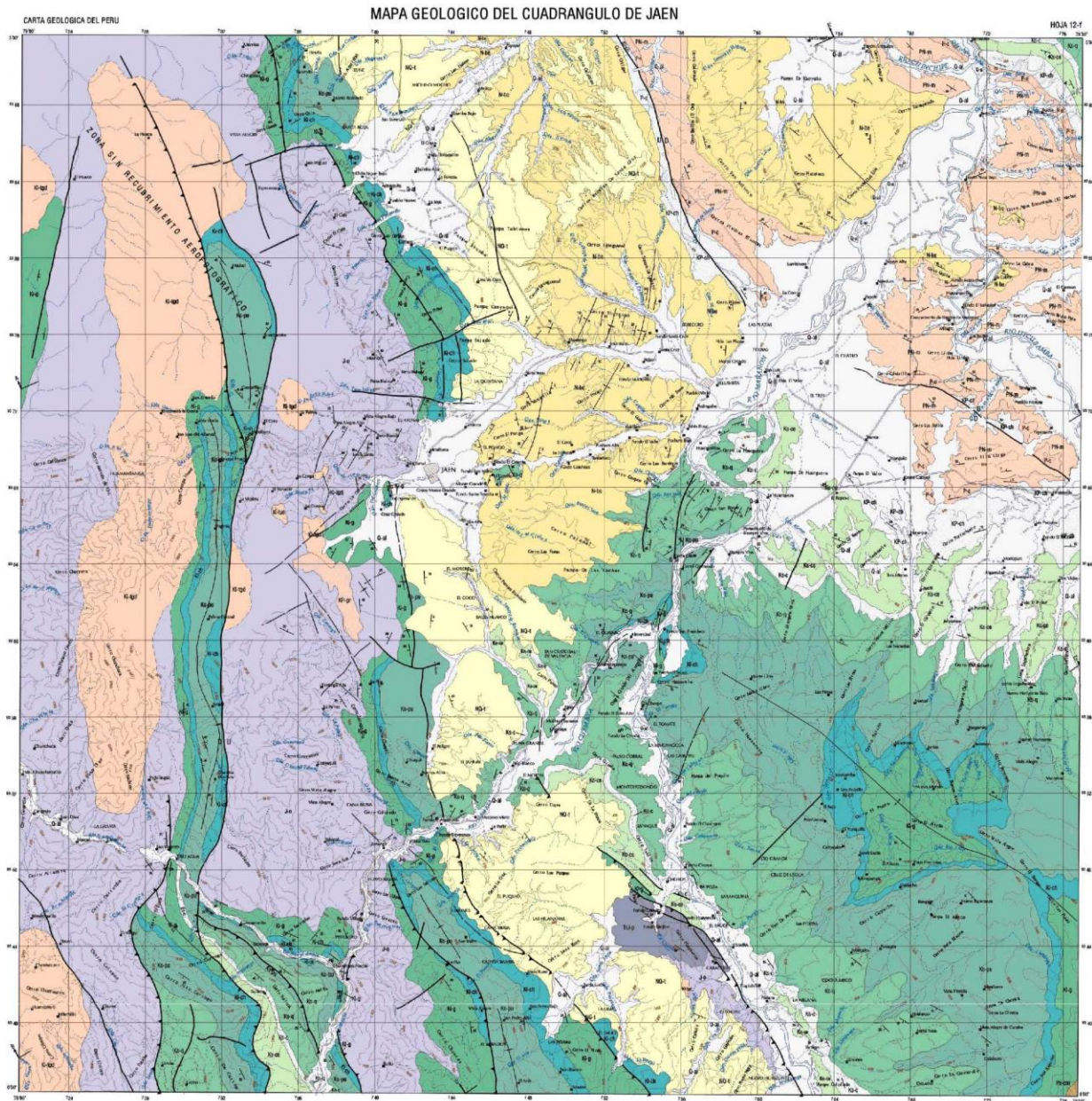
GEOLOGIA

La zona de Estudio se encuentra dentro del cuadrante 12-F.

El cuadrángulo de San Ignacio se encuentra en la parte norte del Perú, al este de la cordillera occidental y en las estribaciones septentrionales de la Cordillera Oriental, que se encuentra entre los ríos Marañón y Utcubamba. Su morfología se caracteriza por la presencia montañosa y cerros en el sector occidental y una depresión con lomadas cerros, valles y pampas aluviales, en el sector oriental del cuadrángulo, con la excepción de la esquina suboriental, que está atravesado por el río Marañón y sus afluentes el río Chamaya y el Utcubamba. Las rocas que se encuentran en el cuadrángulo de San Ignacio son mayormente mesozoicas y cenozoicas, con un pequeño afloramiento de esquistos del Complejo del Marañón en la esquina SE. El Grupo Pucará, conformado por calizas del triásico-jurásico, se presenta en afloramientos pequeños. La mayor parte del sector occidental lo ocupan las rocas piroclásticas, derrames lávicos intercalados con algunas sedimentitas de la Formación Oyotún del Jurásico.

El Grupo Goyllarisquizga del Cretáceo inferior sobreyace a las rocas volcánicas de la Formación Oyotún. La secuencia cretácica que sobreyace al Grupo Goyllarisquizga es mayormente calcarea-limoarcillítica, donde se identifican las Formaciones Chúlec y Pariatambo, los Grupos Pullucana y Quilquiñan, las Formaciones Cajamarca y Celendin. Sobre éstas se encuentran areniscas conglomerádicas, lodolitas y limolitas rojas de la Formación Chota. Las rocas Cenozoicas son, principalmente, sedimentitas clásticas continentales, agrupadas en las Formaciones Cajaruro, El Milagro, Bellavista y Tamborapa, con una cobertura discontinua de material aluvial coluvial.

Las rocas intrusivas son tonalitas, granodioritas, granitos y monzonitas, que se han emplazado en rocas Jurásico-Cretáceas. La estructura general muestra un cambio de NO-SE a N-S a NNE-SSO, coincidente con el desvío de los ríos Marañón y Chamaya. Algunas zonas de alteración hidrotermal se han identificado en la Formación Oyotún



LEYENDA

UNIDAD	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	EDAD
CUETEMEN	[Symbol]	Dolomita Andina	P2
		Fm. Torontaya	P2-1
		Fm. Delicias	P2-2
		Fm. El Mirador	P2-3
SALCEDO	[Symbol]	Fm. Tapan	P3
		Fm. Tapan	P3-1
		Fm. Colón	P3-2
		Fm. Colón	P3-3
SANTO	[Symbol]	San Sebastián	P4
		San Sebastián	P4-1
		San Sebastián	P4-2
		San Sebastián	P4-3
JARMACO	[Symbol]	San Juan	P5
		San Juan	P5-1
TINDEO	[Symbol]	San Juan	P6
		San Juan	P6-1
CAMPESINO	[Symbol]	Campesino	P7
		Campesino	P7-1

REPUBLICA DEL PERU
 MINISTERIO DE ENERGÍA Y MINAS
 INSTITUTO GEOLOGICO MINERO Y METALURGICO
MAPA GEOLOGICO DEL CUADRANGULO DE JAEN
 DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
 ACTIVO Y PASIVO
 ESCALA 1:100,000
 VERSION DIGITAL, ESTEREOGRAFICA A 50%

1:100,000

LOCALIZACION DEL AREA EN SERVICIO

FECHA DE ELABORACION

SIMBOLOGIA

- [Symbol] Puntos y bocanillos de estratos
- [Symbol] Puntos y bocanillos de estratos incrustados
- [Symbol] Puntos bocanillos (puntos) de estratos con bocanillos nuevos (N-3)
- [Symbol] Puntos bocanillos (puntos) de estratos con bocanillos modernos (M-3)
- [Symbol] Contacto geológico
- [Symbol] Contacto geológico aparente
- [Symbol] Eje de simetría
- [Symbol] Eje de simetría
- [Symbol] Falla
- [Symbol] Falla normal
- [Symbol] Falla inversa
- [Symbol] Falla inversa izquierda
- [Symbol] Mica
- [Symbol] Línea de perfil Geológico
- [Symbol] Contorno altimétrico
- [Symbol] Contorno cartográfico
- [Symbol] Contorno de topografía

PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN

SUELOS COLAPSABLES

En los lugares donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de hundimientos debido a la existencia de suelos colapsables, el **PR** deberá incluir en su **EMS** un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo NTP 339.129:1999, del ensayo para determinar el peso volumétrico NTP 339.139:1999, y del ensayo de humedad NTP 339.127:1998, con la finalidad de evaluar el potencial de colapso del suelo en función del Límite Líquido (**LL**) y del peso volumétrico seco (**Dn**). La relación entre los colapsables y no colapsables y los parámetros antes indicados se muestra en la figura siguiente:

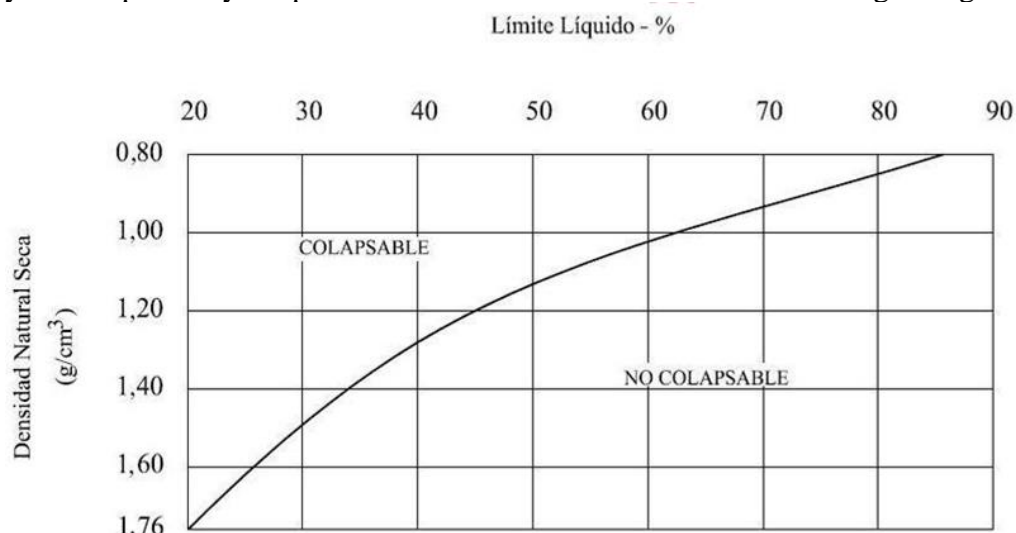


Imagen N°5: Referencia NAVFAC DM 7

En base al siguiente gráfico relacionando con los resultados de ensayos obtenidos (LL=24 y Densidad Seca 1.88kg/cm²). El proyecto presenta un bajo peligro al Colapso.

SUELOS EXPANDIBLES

Presenta un bajo a medio potencial de expansión el mismo que se controla con el peso de la estructura.

ATAQUE QUÍMICO

Se describe como único agente el contenido de sulfatos referido en el Item 5.3 del presente EMS.

LICUACION DE SUELOS

En suelos granulares y en algunos suelos granulares con finos cohesivos ubicados bajo la Napa Freática, las sollicitaciones sísmicas pueden originar el fenómeno denominado Licuación, el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte del suelo, como consecuencia del incremento de la presión de poros que se genera en el agua

contenida en sus vacíos y originada por la vibración que produce el sismo. Esta pérdida de resistencia al corte genera la ocurrencia de fallas por los grandes asentamientos en las obras sobreyacentes y por el desplazamiento lateral de taludes y terraplenes.

Para que un suelo granular sea susceptible de licuar durante un sismo, debe presentar simultáneamente las características siguientes:

- Debe estar constituido por arena fina, arena limosa, arena arcillosa, limo arenoso no plástico o grava empacada en una matriz constituida por alguno de los materiales anteriores.
- Debe encontrarse sumergido.

El proyecto **Presenta un bajo** riesgo de licuación de suelos.

3.5. DISEÑO DE MÓDULOS

3.5.1. GENERALIDADES

3.5.1.1. PROPIEDADES DE MATERIALES

CONCRETO

● Resistencia (f_c)	=	210 kg/cm ²	
● Módulo de Elasticidad (E_c)	=	217370.65 kg/cm ²	
● Módulo de Poisson (ν)	=	0.2	
● Peso específico	=	2400 kg/m ³	Armado
		2300 kg/m ³	Simple

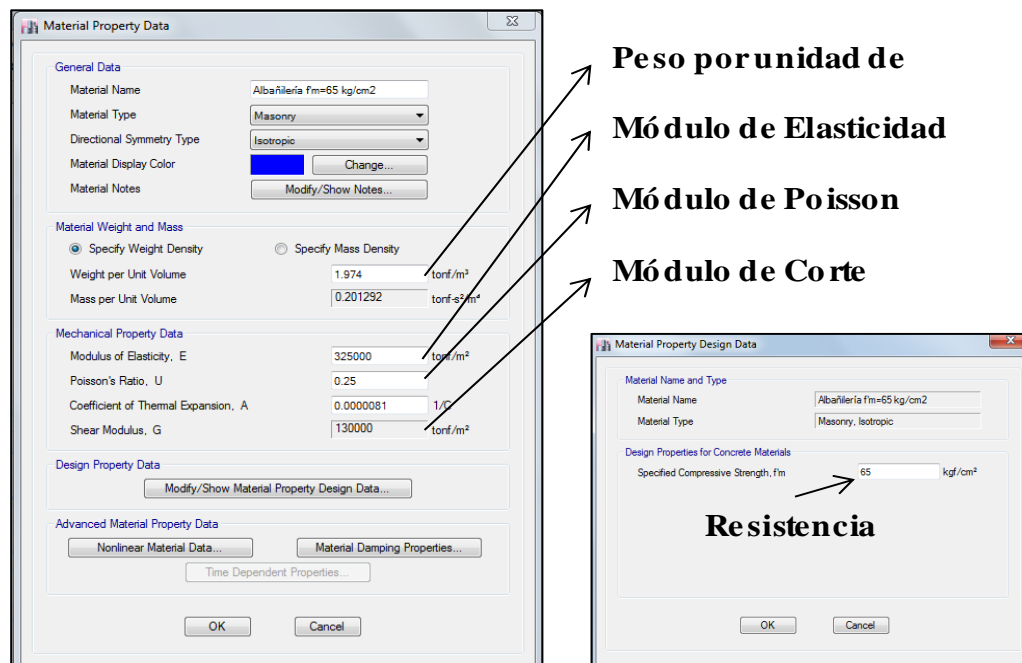
ACERO CORRUGADO (ASTM 615)

● Resistencia (f_y)	=	4200 kg/cm ²
● Módulo de Elasticidad (E_s)	=	21000000 kg/cm ²

ALBAÑILERÍA CONFINADA

● Resistencia del muro (f_m)	=	65 kg/cm ²
● Módulo de Elasticidad (E_c)	=	32500.00 kg/cm ²
● Módulo de Poisson (ν)	=	0.25
● Peso específico	=	1800 kg/m ³
● Peso específico + tarrajeo (1cm)	=	1974 kg/m ³

Figura N° 3.5.1.1 - 01. Asignación de Materiales en ETABS



Fuente: Elaboración Propia

3.5.1.2. RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS

● Columnas, Vigas	:	4	cm
● Losas Aligeradas	:	2.5	cm
● Escaleras	:	2.5	cm
● Muros de Concreto	:	2.5	cm
● Zapatas	:	7	cm
● Vigas de Cimentación	:	7	cm

3.5.1.3. CARGAS ASIGNADAS

Las cargas son asignadas de acuerdo a la norma E0.20 del Reglamento Nacional de edificaciones así tenemos:

CARGA MUERTA (DEAD)

Peso Propio	:	De los mismos elementos	
Acabados	:	120	kg/m ²
Ladrillo de techo	:	80	kg/m ²

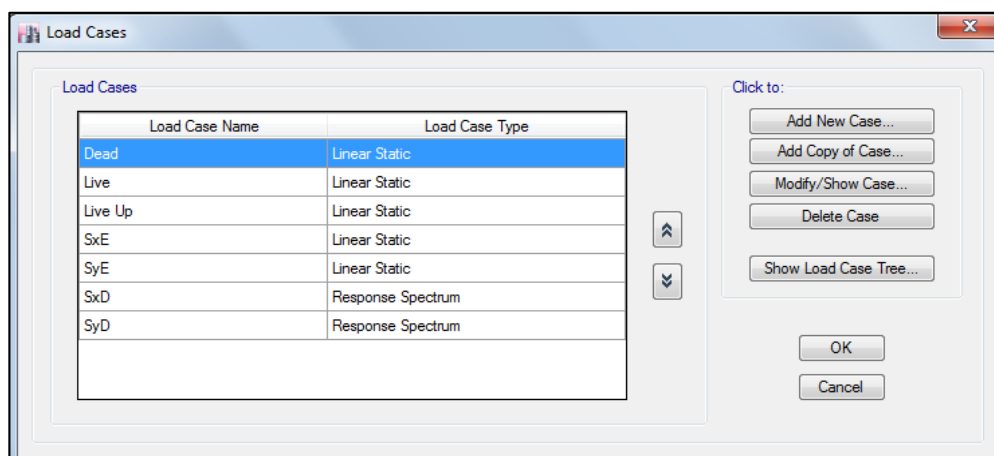
CARGA VIVA (LIVE)

LIVE	:	250	kg/m ²	Aulas
		400	kg/m ²	Corredores
LIVE UP	:	50	kg/m ²	Techo Inclinado (15°)

CARGAS DE SISMO (SxE,SyE, SxD y SyD)

SxE	:	Sismo Estático en la dirección X
SyE	:	Sismo Estático en la dirección Y
SxD	:	Sismo Dinámico en la dirección X
SyD	:	Sismo Dinámico en la dirección X

Figura N° 3.5.1.3 - 01. Definición de Casos de Carga



Fuente: Elaboración Propia

3.5.1.4. COMBINACIONES DE CARGA

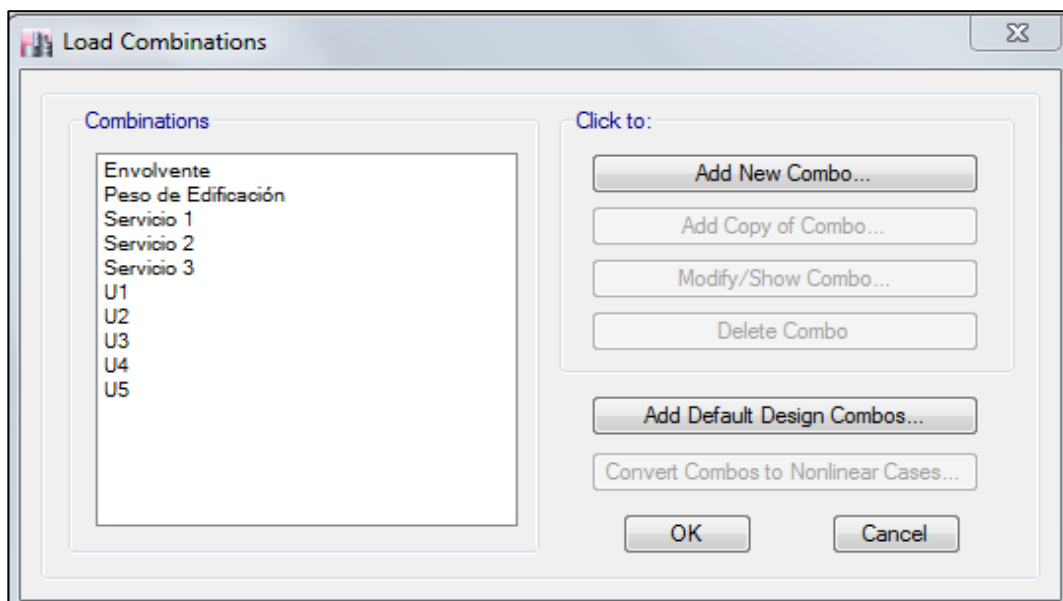
Las combinaciones de cargas para el diseño de elementos estructurales se utilizaron de acuerdo a NTE (E.060) y a los casos de cargas aplicados:

- $U1 = 1.4\text{Dead} + 1.7\text{Live} + 1.7\text{LiveUp}$
- $U2 \text{ Máx} = 1.25\text{Dead} + 1.25\text{Live} + 1.25\text{LiveUp} + SxD$
- $U2 \text{ Mín} = 1.25\text{Dead} + 1.25\text{Live} + 1.25\text{LiveUp} - SxD$
- $U3 \text{ Máx} = 1.25\text{Dead} + 1.25\text{Live} + 1.25\text{LiveUp} + SyD$
- $U3 \text{ Mín} = 1.25\text{Dead} + 1.25\text{Live} + 1.25\text{LiveUp} - SyD$
- $U4 \text{ Máx} = 0.9\text{Dead} + SxD$
- $U4 \text{ Mín} = 0.9\text{Dead} - SxD$
- $U5 \text{ Máx} = 0.9\text{Dead} + SyD$
- $U5 \text{ Mín} = 0.9\text{Dead} - SyD$
- $\text{Envolvente} = U1 + U2 + U3 + \dots + U5$

Para el caso de comprobaciones de deflexiones y cimentaciones, se utilizan combinaciones de servicio:

- $\text{Servicio 1} = \text{Dead} + \text{Live} + \text{LiveUp}$
- $\text{Servicio 2 Máx} = \text{Dead} + \text{Live} + \text{LiveUp} + 0.8SxD$
- $\text{Servicio 2 Mín} = \text{Dead} + \text{Live} + \text{LiveUp} - 0.8SxD$
- $\text{Servicio 3 Máx} = \text{Dead} + \text{Live} + \text{LiveUp} + 0.8SyD$
- $\text{Servicio 3 Mín} = \text{Dead} + \text{Live} + \text{LiveUp} - 0.8SyD$

Figura N° 3.5.1.4 - 01. Definición de Combinaciones y Envolvente



Fuente: Elaboración Propia

3.5.2. ESTRUCTURACIÓN

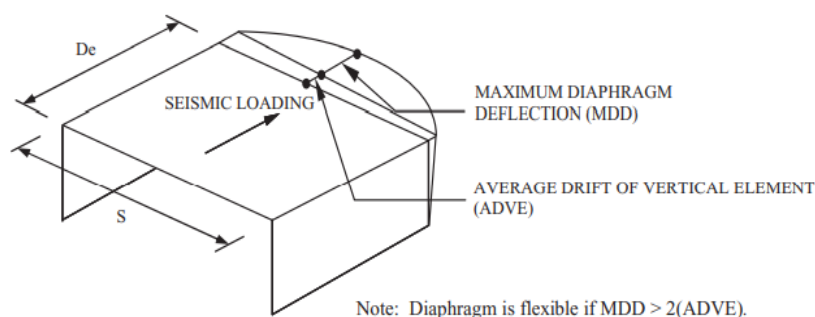
3.5.2.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura está conformada por elementos de concreto armado y albañilería confinada. Se emplearon placas en T y columnas en L en la dirección en X, mientras que en Y se consideraron los muros de albañilería, en ambos casos para resistir las fuerzas sísmicas y reducir los desplazamientos.

Las losas y vigas conforman un diafragma rígido para cada nivel. En el último nivel (de la losa inclinada) no se usó diafragma rígido, debido a que el programa Etabs no puede asignar diafragmas rígidos a elementos que no se encuentren en el plano horizontal. Por otro lado la norma E060, no discrimina entre el uso de diafragma rígido o semi rígido, sin embargo indica que el espesor mínimo de diafragmas estructurales usados para transmitir fuerzas sísmicas, deben tener un espesor mínimo de 5 mm.

Si revisamos el ASCE/SEI 7-10, en el inciso 12.3 nos habla de la Flexibilidad de un diafragma, diferenciando dos en particular, el diafragma flexible y el diafragma rígido. Así mismo para calcular si un diafragma es rígido nos presenta la siguiente condición:

Figura N° 3.5.2.1 - 01. Diafragma flexible

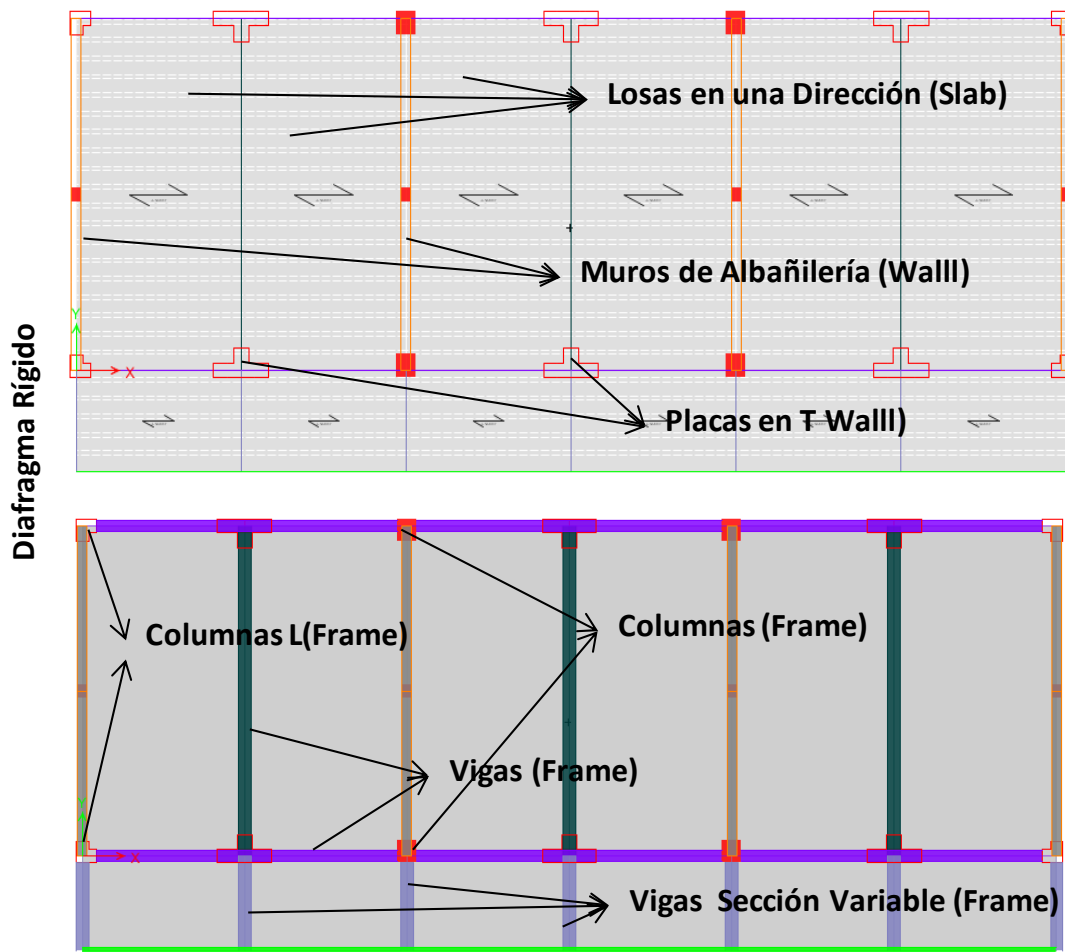


Fuente: ASCE/SEI 7-10 CAP 12

Que señala que un diafragma es flexible si la Máxima Deflexión Relativa del Diagrama (MDD) es menor al doble del Promedio del Desplazamiento Relativo Vertical del Elemento (ADE). Además menciona que la relación entre el largo y ancho del diafragma para ser considerado rígido debe ser menor o igual a 3.

Por último, si definimos un diafragma rígido, es aquel que ante la acción de fuerzas laterales los desplazamientos son iguales en todos sus puntos, es decir no presenta esfuerzos axiales paralelos a su plano. En un diafragma rígido la transferencia de cargas se realizan de acuerdo a las rigideces de sus elementos.

El sistema estructural en ambos sentidos es de Albañilería Confinada. Se controlará como deriva máxima permisible 0.005 en ambos sentidos.

Figura N° 3.5.2.1 - 02. Estructuración de Elementos

Fuente: Elaboración Propia

3.5.3. PREDIMENSIONAMIENTO

3.5.3.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Para el Peralte $h : (L / 12 - L/10)$

L: Luz Libre

Para el Ancho $b : B / 20$

B: Ancho Tributario

DIRECCIÓN X-X							
EJE	VIGA	L (m)	B (m)	h (cm)	b (cms)	h	b
2	A - B	3.00	5.76	25.00	28.80	0.25	0.3

DIRECCIÓN X-X							
EJE	VIGA	L (m)	B (m)	h (cm)	b (cms)	h	b
B	2 - 3	6.90	4.12	57.50	20.60	0.6	25

Se asumen vigas en la dirección X de 0.25*0.40 y en la dirección Y de 0.30x0.60

3.5.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

Se utilizó el criterio de losas en una dirección de la norma E0.60, artículo 9.6.2.1

N	Apoyos	Maciza	Nervada
1	Losa Librementemente Apoyada	$h=L/20$	$h=L/16$
2	Losa con un Extremo Continuo	$h=L/24$	$h=L/18.5$
3	Losa con ambos extrem. continuos	$h=L/28$	$h=L/21$
4	Losa con Voladizo	$h=L/10$	$h=L/8$

N	TIPO	LOSA	L (m)	h (cm)	h asum.
2	Nervada	PAÑO 1	3.62	19.57	20
3	Nervada	PAÑO 2	3.63	17.29	20

Se asume una losa de : **20 cms** Nervada

3.5.3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

PREDIMENSIONAMIENTO POR CARGAS DE GRAVEDAD

Se empleó el siguiente criterio:

$$A_g = P / (0.35 * f_c)$$

COL.	P	f _c	A _g	Si b = h
C1	68685.4	210	934.50	30.57

b **35** **cm**

h **35** **cm**

El predimensionamiento no considera efectos del sismo

PREDIMENSIONAMIENTO POR LONGITUDES DE DESARROLLO DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN

Se determina la dimensión de la columna de acuerdo al anclaje mínimo que el gancho debe desarrollar dentro de la misma, de acuerdo a las siguientes fórmulas dadas por la E0.60, capítulo 12. Se escoge el mayor valor de (1) y (2).

$$\left(\frac{0.075 * f_y * \psi_e * \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right) * db \dots \dots (1) \qquad 8 * db \dots \dots (2)$$

Donde:

f'c:	210	kg/cm ²
f_y:	4200	kg/cm ²
ψ_e:	1	Sin tratamiento superficial
λ:	1	Concreto de peso normal

Barra	∅	∅	1	2	Ld
N°	pulg	cm	cm	cm	cm
# 3	3/8	0.95	20.70	7.62	20.70
# 4	1/2	1.27	27.61	10.16	27.61
# 5	5/8	1.59	34.51	12.70	34.51
# 6	3/4	1.91	41.41	15.24	41.41
# 8	1	2.54	55.21	20.32	55.21
# 10	1 1/4	3.18	69.02	25.40	69.02
# 12	1 1/2	3.81	82.82	30.48	82.82
Nota	No debe ser menor a 15 cm ni 8db				

Se determina el largo mínimo de columnas de 50 cm para que desarrollen correctamente barras de hasta 3/4".

PREDIMENSIONAMIENTO PARA CUMPLIR CON DENSIDAD DE MUROS EN CASO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

La densidad mínima de muros portantes a reforzar en cada dirección del edificio de acuerdo con la E 0.70 del capítulo 07, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Área de corte de los muros reforzados}}{\text{Área de la planta típica}} = \frac{\sum L * t}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

Donde:

L	Longitud de Muro
t	Espesor efectivo del muro
Z	0.25 Factor Zona

U	1.5	Factor Uso
S	1.2	Factor Suelo
N	3	Número de pisos
ZUSN/56	0.0241	Valor mínimo a cumplir

De no cumplirse la expresión, podrá cambiarse el espesor de algunos de los muros, o agregarse placas de concreto armado, en cuyo caso, para hacer uso de la fórmula, deberá amplificarse el espesor real de la placa por la relación E_c / E_m .

Donde: **E_c** Módulo de elasticidad del concreto
 E_m Módulo de elasticidad de la albañilería

DIRECCIÓN EN X-X			DIRECCIÓN EN Y-Y			
Lm	=	0	Lm	=	31.6	
Lc	=	7.8	Lc	=	3	
tm	=	0	tm	=	0.23	
tc	=	0.3	tc	=	0.35	
Em	=	32500	Em	=	32500	
Ec	=	217371	Ec	=	217371	
Ec/Em	=	7	Ec/Em	=	7	
Ap	=	232.3	Ap	=	232.3	
		0.0674	Ok		0.0615	Ok

Con columnas de 0.50 de largo se cumple con la condición de densidad de muros, sin embargo se usarán placas de T de longitud 1.30 en la dirección X para proporcionar rigidez lateral en esa dirección.

3.5.3.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA

Para determinar el espesor efectivo del muro se utiliza la siguiente fórmula de la E 0.70:

$$t \geq \frac{h}{20}$$

h	3.00	m	Altura de muro
t	0.15	m	Espesor calculado
t	0.23	m	Espesor asumido

Se utilizará un espesor de muro de 0.23m de acuerdo con las características de los ladrillos comerciales.

La distancia máxima de los elementos de confinamiento de eje a eje será:

$$L \leq 2h$$

h	3.00	m
Lmax	6.00	m
Lmax	5.00	m

3.5.4. DISEÑO SISMORESISTENTE RNE E.0.30 - 2018

Las acciones sísmicas para el diseño estructural dependen de la Zona Sísmica (Z), del Perfil del Suelo (S, Tp y Tl), del Uso de la Edificación (U), Factor de Amplificación sísmica (C) y Factor de Reducción sísmica (R) del Sistema Estructural Sismorresistente.

3.5.4.1. ETAPA I. PELIGRO SÍSMICO

Paso 1. Factor Zona Z

Aceleración Máxima Horizontal con la probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años

Tabla N° 1

Factores de zona Z	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1
ZONA	Z
2	0.25



Paso 2. Perfil de Suelo

Se aplica a los 30 m superiores de perfil de suelo, medidos desde el N.F. de cimentación.

Tabla N° 2

Clas. de Perfiles de Suelo			
Vs	N60	Su	Perfil
>1500	-	-	S0
500-1500	>50	> 1	S1
180-500	15-500.5	- 1	S2
< 180	<15	25 - 0	S3
clasificación basada en EM			S4

Vs (m/s): Vel. Prom. de propagación de Ondas de Corte

N60: Prom. Ponder. De los Ensayos de Penetración Estándar (S. Granulares)

Su (Kg/cm2): Prom. Ponder. Res. a Corte en condición no drenada (S. Cohesivos)

Perfil: S2 Suelos Intermedios

Paso 3. Parámetros de Sitio S, Tp y Tl

Tabla N° 3

Factor Suelo "S"				
Z	S0	S1	S2	S3
4	0.80	1.00	1.05	1.10
3	0.80	1.00	1.15	1.20
2	0.80	1.00	1.20	1.40
1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla N° 4

Periodo Tp y Tl				
P	S0	S1	S2	S3
Tp	0.30	0.40	0.60	1.00
Tl	3.00	2.50	2.00	1.60

Z	P	S
2	S2	1.2

P	TP	TL
S2	0.6	2

Tp: Periodo que define la plataforma de factor C.

Tl: Periodo que define el inicio de la zona del factor C.

Paso 4. Construcción de la Función Factor de Amplif. Sísm. C vs Periodo T

C se interpreta como el factor de amplific. de acel. estructural respecto a la aceleración del suelo.

Para determinar C, se empleó el criterio de la norma E 0.30:

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

$$T_p < T < T_l \quad C = 2.5 * \frac{T_p}{T}$$

$$T > T_l \quad C = 2.5 * \frac{T_p * T_l}{T^2}$$

T (s)	T < Tl	Tp < T < Tl	T > Tl	C
0.01	2.50	0.00	0.00	2.50
0.02	2.50	0.00	0.00	2.50
0.03	2.50	0.00	0.00	2.50
0.04	2.50	0.00	0.00	2.50
0.05	2.50	0.00	0.00	2.50
0.06	2.50	0.00	0.00	2.50
0.07	2.50	0.00	0.00	2.50
0.08	2.50	0.00	0.00	2.50
0.09	2.50	0.00	0.00	2.50
0.10	2.50	0.00	0.00	2.50
0.20	2.50	0.00	0.00	2.50
0.30	2.50	0.00	0.00	2.50
0.40	2.50	0.00	0.00	2.50
0.50	2.50	0.00	0.00	2.50
0.60	2.50	0.00	0.00	2.50
0.70	0.00	2.14	0.00	2.14
0.80	0.00	1.88	0.00	1.88
0.90	0.00	1.67	0.00	1.67
1.00	0.00	1.50	0.00	1.50
2.00	0.00	0.75	0.00	0.75
3.00	0.00	0.00	0.33	0.33
4.00	0.00	0.00	0.19	0.19
5.00	0.00	0.00	0.12	0.12
6.00	0.00	0.00	0.08	0.08
7.00	0.00	0.00	0.06	0.06
8.00	0.00	0.00	0.05	0.05
9.00	0.00	0.00	0.04	0.04
10.0	0.00	0.00	0.03	0.03

3.5.4.2. ETAPA II. CARACTERIZACIÓN DEL EDIFICIO

Paso 5. Categoría de la Edificación y el Factor de uso U

Tabla N° 5

Categoría de las Edif. Y Factor U			
Categoría	Denominación	U	CATEGORÍA
A1		Nota 1	A
A	A2	Edif. Esenciales	FACTOR U
B	-	Edif. Importantes	1.5
C	-	Edif. Comunes	
D	-	Edif. Temporales	

Paso 6. Sistema Estructural

Tabla N° 6

Sistemas Estructurales			
SISTEMA ESTRUCTURAL	S	R0	
Acero			
Port. Especiales Resist. A Mom.	SMF	8	
Port. Intermedios Resist. A Mom.	IMF	7	
Port. Ordinarios Resist. A Mom.	OMF	6	
Port. Esp. Concent. Arriostrados	SCBF	8	
Port. Ord. Concent. Arriostrados	OCBF	6	
Port. Excent. Arriostrados	EBF	8	
Concreto Armado			
Pórticos	-	8	
Dual	-	7	
De Muros Estructurales	-	6	
Muros de Ductibilidad Limitada	-	4	
Albañilería Armada o Confinada		3	
Madera		7	

SIST. X Albañilería Armada o Confinada

SIST. Y Albañilería Armada o Confinada

Paso 7. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas R0

R0X 6

R0Y 3

Paso 8. Factores de Irregularidad Ia e Ip

Cada factor se determinará como el menor de los valores de las respectivas tablas de acuerdo al RNE, Norma E 0.30 DE Diseño Sismorresistente

Tabla N° 7

Irreg. Estructurales en Altura	
TIPO	Ia
Irregularidad de Rigidez	0.75
Irregularidad de Resistencia	0.75
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
Irregularidad Extrema de Resistencia	0.50
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sist. Resist.	0.80
Disc. Extrema en los Sist. Resist.	0.60
NINGUNA	1.00

Tabla N° 8

Irreg. Estructurales en Planta	
TIPO	Ip
Irregularidad Torsional	0.75
Irre. Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90
NINGUNA	1.00

Definimos el valor R, asumiendo que la estructura es:

Regular

$$\begin{array}{ll} \mathbf{R0x} & \mathbf{6} \\ \mathbf{Rx} & \mathbf{6} \end{array} \qquad \begin{array}{ll} \mathbf{R0y} & \mathbf{3} \\ \mathbf{Ry} & \mathbf{3} \end{array}$$

IRREGULARIDADES EN ALTURA

Irregularidad de Rigidez o Piso Blando

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso (F_{ci}) y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas (δ_i) ambos evaluados para la misma condición de carga.

$$R = \frac{F_{ci}}{\delta_i} \leq 0.7 \left(\frac{F_{ci+1}}{\delta_{i+1}} \right) \qquad R = \frac{F_{ci}}{\delta_i} \leq \frac{0.8}{3} \left(\frac{F_{ci+1}}{\delta_{i+1}} + \frac{F_{ci+2}}{\delta_{i+2}} + \frac{F_{ci+3}}{\delta_{i+3}} \right)$$

DIRECCIÓN X-X				
N	hi	CENTRO DE MASA		
	(cm)	U1	Δ REL.	Fc (Tn)
1	430	0.313	0.313	116.21
2	330	0.659	0.347	95.59
3	385	0.985	0.326	50.34

DIRECCIÓN Y-Y				
N	hi	CENTRO DE MASA		
	(cm)	U2 (cm)	Δ REL.	Fc (Tn)
1	430	0.120	0.120	242.71
2	330	0.217	0.097	194.22
3	385	0.299	0.082	98.56

EJE X-X

N	R	F	R>0.7*Rsup	R>0.8 Rprom
1	371.76	1.35	REGULAR	NO APLICA
2	275.62	1.78	REGULAR	NO APLICA
3	154.57			NO APLICA

EJE Y-Y

N	R	F	R>0.7*Rsup	R >0.8 RProm
1	2025.93	1.01	REGULAR	NO APLICA
2	1998.16	1.66	REGULAR	NO APLICA
3	1203.46			NO APLICA

Conclusión: REGULAR Ia : 1

Irregularidad de Resistencia o Piso Débil

En cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso (V_n) frente a las fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato.

$$\sum Vn_i < 80\% \sum Vn_{i+1} \text{ (Irregular)}$$

$$Vn = Vc + Vs \qquad Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$Vn = d(0.53 * \sqrt{f'c} * bw + \frac{As}{S} * fy) \qquad Vs = \frac{As}{S} * fy * d$$

Donde: **f'c** **210** kg/cm²
 fy **4200** kg/cm²
 As/S

Área de acero de refuerzo para cortante entre su espaciamiento

La resistencia a fuerza cortante de un sismo se calcula con la suma de las resistencias a cortes de todos sus elementos verticales que resisten el cortante sísmico.

Determinar la resistencia de un entrepiso es difícil de obtener, depende de muchos factores, incluso de que se tenga diseñada la eficacia y de mecanismo de falla. Sin embargo se utilizaron elementos verticales continuos en sección que permitan la regularidad de la edificación.

Conclusión: REGULAR Ia : 1

Irregularidad de Extrema Rigidez

Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.

$$R = \frac{F c_i}{\delta_i} \leq 0.6 \left(\frac{F c_{i+1}}{\delta_{i+1}} \right) \quad R = \frac{F c_i}{\delta_i} \leq \frac{0.7}{3} \left(\frac{F c_{i+1}}{\delta_{i+1}} + \frac{F c_{i+2}}{\delta_{i+2}} + \frac{F c_{i+3}}{\delta_{i+3}} \right)$$

DIRECCIÓN X-X				
N	hi	CENTRO DE MASA		
	(cm)	U1	Δ REL.	Fc (Tn)
1	430	0.313	0.313	116.21
2	330	0.659	0.347	95.59
3	385	0.985	0.326	50.34

DIRECCIÓN Y-Y				
N	hi	CENTRO DE MASA		
	(cm)	U2 (cm)	Δ REL.	Fc (Tn)
1	430	0.120	0.120	242.71
2	330	0.217	0.097	194.22
3	385	0.299	0.082	98.56

EJE X-X				
N	R	F	R>0.7*Rsup	R>0.8 Rprom
1	371.76	1.35	REGULAR	NO APLICA
2	275.62	1.78	REGULAR	NO APLICA
3	154.57			NO APLICA

EJE Y-Y				
N	R	F	R>0.7*Rsup	R >0.8 RProm
1	2025.93	1.01	REGULAR	NO APLICA
2	1998.16	1.66	REGULAR	NO APLICA
3	1203.46			NO APLICA

Conclusión: **REGULAR** **Ia : 1**

Irregularidad Extrema de Resistencia

Cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato.

$$\sum V n_i < 65\% \sum V n_{i+1} \text{ (Irregular)}$$

Conclusión: **REGULAR** **Ia : 1**

Irregularidad de Masa o Peso

Cuando el peso de un piso (**mi**), es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

$$m_i \geq 1.5 m_{i+1} \text{ (Irregular)}$$

N	Acum.(Tn)	Peso (Tn)	Pinf > 1.5 Psup
1	792.55	287.98	REGULAR
2	504.57	261.08	REGULAR
3	243.49	243.49	

Conclusión: **REGULAR** **Ia : 1**

Irregularidad Geométrica Vertical

Cuando, en cualquiera de la dirección de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

$$b_{i+1} \geq 1.3 b_i \text{ (Irregular)}$$

X-X			Y-Y		
N	Dim.	Comprobación	N	Dim.	Comprobación
1	23.7	REGULAR	1	10.1	REGULAR
2	23.7	REGULAR	2	10.1	REGULAR
3	23.7		3	10.1	

Conclusión: **REGULAR** **Ia : 1**

Discontinuidad de los Sistemas Resistentes

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento (**Velemento**) que resista más de 10 % de la fuerza cortante (**Vedificio**) se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje (**e**) de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.

$$V_{elemento} \geq 0.1 V_{edificio}$$

$$e > 0.25 b \text{ (Irregular)}$$

N	DIRECCIÓN Y			ELEMENTO: MURO 01			
	Vi	Vt	%Vi	e	bx		
	(Tn)	(Tn)	%	cm	cm		
1	58.42	116.21	50%	Aplica	0	80	R
2	47.94	95.59	50%	Aplica	0	80	R
3	19.52	50.34	39%	Aplica	0	80	R

N	DIRECCIÓN Y			ELEMENTO: MURO 02			
	Vi	Vt	%Vi	e	by		
	(Tn)	(Tn)	%	cm	cm		
1	58.06	242.71	24%	Aplica	0	50	R
2	47.80	194.22	25%	Aplica	0	50	R
3	25.04	98.56	25%	Aplica	0	50	R

Nota: Ninguno de los elementos tiene desalineamiento vertical con respecto a su eje.

Conclusión: REGULAR Ia : 1

Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.

$$V_{elemento} \geq 0.25 V_{edificio} \quad e > 0.25 b \text{ (Irregular)}$$

N	DIRECCIÓN Y			ELEMENTO: MURO 01			
	Vi	Vt	%Vi	e	bx		
	(Tn)	(Tn)	%	cm	cm		
1	58.42	116.21	50%	Aplica	0		80
2	47.94	95.59	50%	Aplica	0	80	R
3	19.52	50.34	39%	Aplica	0	80	R

N	DIRECCIÓN Y			ELEMENTO: MURO 02			
	Vi	Vt	%Vi	e	by		
	(Tn)	(Tn)	%	cm	cm		
1	58.06	242.71	24%	No Aplica	0		50
2	47.80	194.22	25%	No Aplica	0	50	R
3	25.04	98.56	25%	Aplica	0	50	R

Nota: Ninguno de los elementos tiene desalineamiento vertical con respecto a su eje.

Conclusión: REGULAR Ia : 1

IRREGULARIDADES EN PLANTA

Irregularidad Torsional

Cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo la excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condicion de carga (Δ_{CM}). Este Criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rigidos y solo si el maximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible.

$$\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h} \right) \text{ permisible} \quad \frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.2 \left(\frac{\Delta_{CM}}{h_i} \right) \text{ (Irregular)}$$

N	DIRECCIÓN X-X			
	hi (cm)	U1 máx (cm)	Δ ABS (cm)	Δ REL. (cm)
1	430	0.5301	3.181	3.181
2	330	1.0480	6.288	3.107

PRIMERA CONDICIÓN		SEGUNDA CONDICIÓN				
$\delta_{entrep.}$	$\delta_{m\grave{a}x}$ relativo > $0.5*\delta_{perm}$	δ_{max}	$\delta_{m\grave{a}x}/\delta_{CM} > 1.2$ Irreg.			
			U1 CM	Δ ABS CM	Δ REL CM	F
0.0033	Aplica	3.181	0.5257	3.154	3.154	1.01
0.0047	Aplica	3.107	1.0385	6.231	3.077	1.01

DIRECCIÓN Y-Y				
N	h_i (cm)	U2 máx (cm)	Δ ABS (cm)	Δ REL. (cm)
1	430	0.1388	0.833	0.833
2	330	0.2500	1.500	0.667

PRIMERA CONDICIÓN		SEGUNDA CONDICIÓN				
$\delta_{entrep.}$	$\delta_{m\grave{a}x}$ relativo > $0.5*\delta_{perm}$	δ_{max}	$\delta_{m\grave{a}x}/\delta_{CM} > 1.2$ Irreg.			
			U2 CM	Δ ABS CM	Δ REL CM	F
0.0006	No aplica	0.833	0.1215	0.365	0.365	2.28
0.0007	No aplica	0.667	0.2195	0.659	0.294	2.27

Conclusión: REGULAR Ip : **1**

Irregularidad Torsional Extrema

En cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo la excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este Criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible.

$$\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h} \right) \text{permisible} \qquad \frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.5 \left(\frac{\Delta_{CM}}{h_i} \right) \text{(Irregular)}$$

DIRECCIÓN X-X				
N	h_i (cm)	U1 máx (cm)	Δ ABS (cm)	Δ REL. (cm)
1	430	0.5301	3.181	3.181
2	330	1.0480	6.288	3.107

PRIMERA CONDICIÓN		SEGUNDA CONDICIÓN				
$\delta_{entrep.}$	$\delta_{m\grave{a}x}$ relativo > $0.5*\delta_{perm}$	δ_{max}	$\delta_{m\grave{a}x}/\delta_{CM} > 1.2$ Irreg.			
			U1 CM	Δ ABS CM	Δ REL CM	F
0.0033	Aplica	3.181	0.526	3.154	3.154	1.01
0.0047	Aplica	3.107	1.039	6.231	3.077	1.01

DIRECCIÓN Y-Y				
N	hi (cm)	U1 máx (cm)	Δ ABS (cm)	Δ REL. (cm)
1	430	0.1388	0.833	0.833
2	330	0.2500	1.500	0.667

PRIMERA CONDICIÓN		SEGUNDA CONDICIÓN				
δentrep.	δmàx relativo > 0.5*δperm	δmax	δmàx/δCM > 1.2 Irreg.			
			U2 CM	Δ ABS CM	Δ REL CM	F
0.0006	No aplica	0.833	0.122	0.365	0.365	2.28
0.0007	No aplica	0.667	0.220	0.659	0.294	2.27

Conclusión: REGULAR Ip : 1

Esquinas Entrantes

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.

$a > 20\% A$ (Irregular) $b > 20\% B$ (Irregular)

Dirección	a	b	D1 > 0.20*DT
X-X	0	0	Regular
Y-Y	0	0	Regular

Conclusión: REGULAR Ip : 1

Discontinuidad de Diafragmas

Cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas (**Aa**) mayores que 50% del àrea bruta del diafragma (**AT**). Tambien existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de analisis, se tiene alguna seccion transversal del diafragma (**At**) con un area neta resistente menor que 25% del area de la seccion transversal total (**AtT**) de la misma direccion calculada con las dimensiones totales de la planta.

$Aa \leq 50\% AT$ (Regular) $At \geq 25\% AtT$ (Regular)

N	AT	ABERTURAS							
		A1	A2	A3	A4	A5	Aa	%Aa	
1	180	0	0	0	0	0	0	0	R
2	180	0	0	0	0	0	0	0	R
3	180	0	0	0	0	0	0	0	R

SECCIÓN TRANSVERSAL EN X-X						
N	Ancho (m)	Largo (m)	AtT (m ²)	At (m ²)	%At (%)	Verific.
1	0.2	10.1	2.02	2.02	100%	REGULAR
2	0.2	10.1	2.02	2.02	100%	REGULAR
3	0.2	10.1	2.02	2.02	100%	REGULAR

Conclusión: REGULAR Ip : **1**

Sistemas No Paralelos

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten (**Ve**) menos que 10 % de la fuerza cortante del piso (**Vt**).

EJE	Φ	<30°	ELEMEN.	Φ	<30°
Eje A	0	No Aplica	Muro 1	0	No Aplica
Eje B	0	No Aplica	Muro 2	0	No Aplica
Eje C	0	No Aplica	Muro 3	0	No Aplica
Eje D	0	No Aplica	Muro 4	0	No Aplica
Eje F	0	No Aplica	Col. 1	0	No Aplica
Eje G	0	No Aplica	Col. 2	0	No Aplica
Eje 1	0	No Aplica			
Eje 2	0	No Aplica			
Eje 3	0	No Aplica			

PIMER NIVEL Y-Y				
ELEMEN.	Vt (Tn)	Ve (Tn)	% Ve	<10%
Muro 1	242.71	58.42	24%	Aplica
Muro 2	242.71	58.06	24%	Aplica
Muro 3	242.71	57.96	24%	Aplica

SEGUNDO NIVEL Y-Y				
ELEMEN.	Vt (Tn)	Ve (Tn)	% Ve	<10%
Muro 1	194.22	47.94	25%	Aplica
Muro 2	194.22	47.80	25%	No Aplica
Muro 3	194.22	47.72	25%	No Aplica

TERCER NIVEL Y-Y				
ELEMEN.	Vt (Tn)	Ve (Tn)	% Ve	<10%
Muro 1	98.56	19.52	20%	Aplica
Muro 2	98.56	25.04	25%	No Aplica
Muro 3	98.56	25.01	25%	No Aplica

Conclusión: REGULAR Ip : **1**

Se escoge la menor Irregularidad para cada factor:

IRREGULARIDAD	FACTOR
NINGUNA	Ia 1.00
NINGUNA	Ip 1.00

Paso 9. Restricciones de la Irregularidad

Tabla N° 9

Categoría y Regularidad de las Edificaciones		
CATEG.	ZONA	RESTRICCIÓN
AI Y A2	4,3, y 2	No se permiten Irregularidades
	1	No se permiten Irregul. Extremas
B	4,3, y 2	No se permiten Irregul. Extremas
	1	Sin Restricciones
	4 y 3	No se permiten Irregul. Extremas
C	2	No I. E. hasta 2 pisos u 8m de alt.
	1	Sin Restricciones

Paso 10. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas R

$$R = R0 * Ia * Ip$$

$$R_x = 6$$

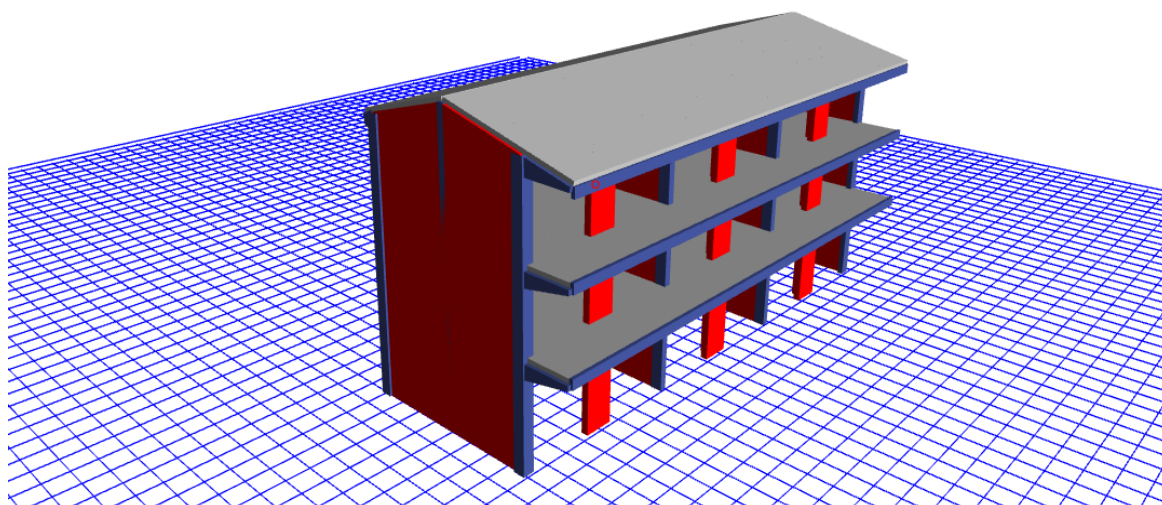
$$R_y = 3$$

3.5.4.3. ETAPA III. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Paso 11. Modelo de Análisis

Para el modelo matemático se consideran las propiedades de las secciones brutas ignorando la fisuración y el agrietamiento.

Figura N° 3.5.3.3 - 01. Modelo Matemático en ETABS



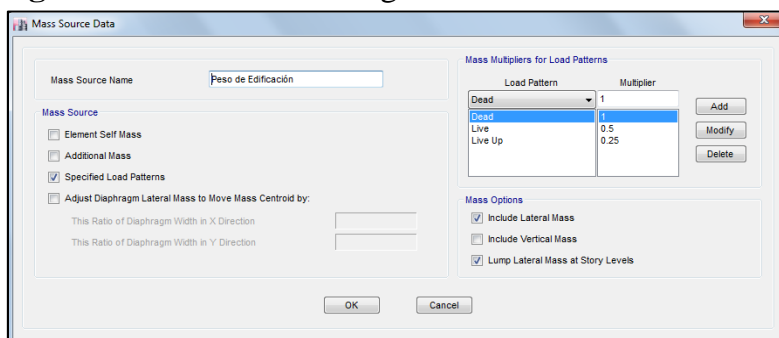
Fuente: Elaboración Propia

Paso 12. Estimación del Peso P

El peso (P) se calcula adicionando a la carga Permanente y Total de la Edificación un porcentaje de la Carga Viva o Sobrecarga de la siguiente manera:

Edific.	%	Tipo Carga
Tipo A y B	50	Sobrecarga
Tipo C	25	Sobrecarga
Azoteas	25	Sobrecarga
Depósitos	80	Lo que puede contener
Almacenes	100	Lo que puede contener

Figura N° 3.5.4.3 - 02. Designación de Peso de la Edificación



Fuente: Elaboración Propia

Paso 13. Procedimiento del Análisis Sísmico

Se realizarón los siguientes análisis:

- Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes
- Análisis Modal Espectral

ANÁLISIS ESTÁTICO

Se determina la Fuerza Cortante en la Base mediante la siguiente fórmula:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * \text{Peso de Edificación}$$

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

$$T_p < T < T_l \quad C = 2.5 * \frac{T_p}{T}$$

Parámetro	X	Y				
Z	0.25	0.25				
U	1.5	1.5				
C	2.5	2.5				
S	1.2	1.2				
R	6	3				
C/R	0.417	0.833				
Coef.	0.188	0.375				
			Cálculo de C			
			T < Tl	Tp < T < Tl	T > Tl	
			2.5	0	0	En X
			2.5	0	0	En y

Además, $\frac{C}{R} \geq 0.11$

Figura N° 3.5.4.3 - 03. Designación de Coeficiente Sísmico Estático en X

The screenshot shows a dialog box titled "Seismic Load Pattern - User Defined". It is divided into three main sections: "Direction and Eccentricity", "Factors", and "Story Range".

- Direction and Eccentricity:**
 - X Dir
 - X Dir + Eccentricity
 - X Dir - Eccentricity
 - Y Dir
 - Y Dir + Eccentricity
 - Y Dir - Eccentricity
 - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
 - Overwrite Eccentricities: Overwrite...
- Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.1875
 - Building Height Exp., K: 1
- Story Range:**
 - Top Story: Story3
 - Bottom Story: Base

Buttons for "OK" and "Cancel" are located at the bottom.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 3.5.4.3 - 04. Designación de Coeficiente Sísmico Estático en Y

The screenshot shows a dialog box titled "Seismic Load Pattern - User Defined". It is divided into three main sections: "Direction and Eccentricity", "Factors", and "Story Range".

- Direction and Eccentricity:**
 - X Dir
 - X Dir + Eccentricity
 - X Dir - Eccentricity
 - Y Dir
 - Y Dir + Eccentricity
 - Y Dir - Eccentricity
 - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
 - Overwrite Eccentricities: Overwrite...
- Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.375
 - Building Height Exp., K: 1
- Story Range:**
 - Top Story: Story3
 - Bottom Story: Base

Buttons for "OK" and "Cancel" are located at the bottom.

Fuente: Elaboración Propia

Periodo Fundamental de Vibración:

CT	TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL
35	Pórt. Dúct. De Concreto Armado sin Muros de Corte
35	Pórt. Dúct. De Acero con Uniones Resis. A Momento
45	Pórt. Dúct. De Concreto Armado con Muros (Asc., escaleras)
45	Pórt. Dúct. De Acero Arriostrados
60	Eificios de Albañilería
60	Edif. Concreto Armado Duales, Muros Estru. Y de Duc, Limit.

H_n 11.5 m **CT_x** **60** **CT_y** **60**
T = h_n / CT **T_x** **0.19** **T_y** **0.19**

Periodo Obtenido del Software:

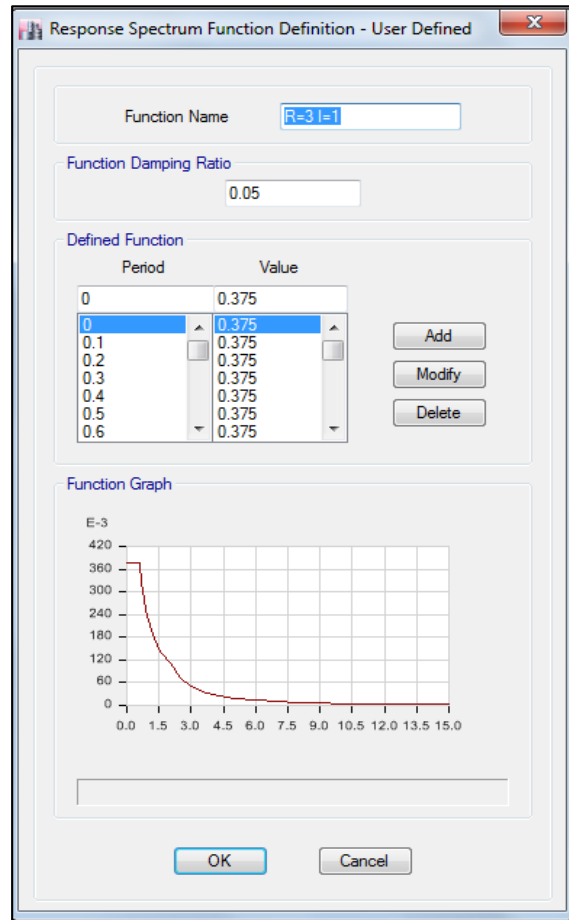
T_x: **0.39** **seg**
T_y: **0.16** **seg**

ANÁLISIS DINÁMICO

Generación del Espectro Inelástico de Pseudo-aceleraciones:

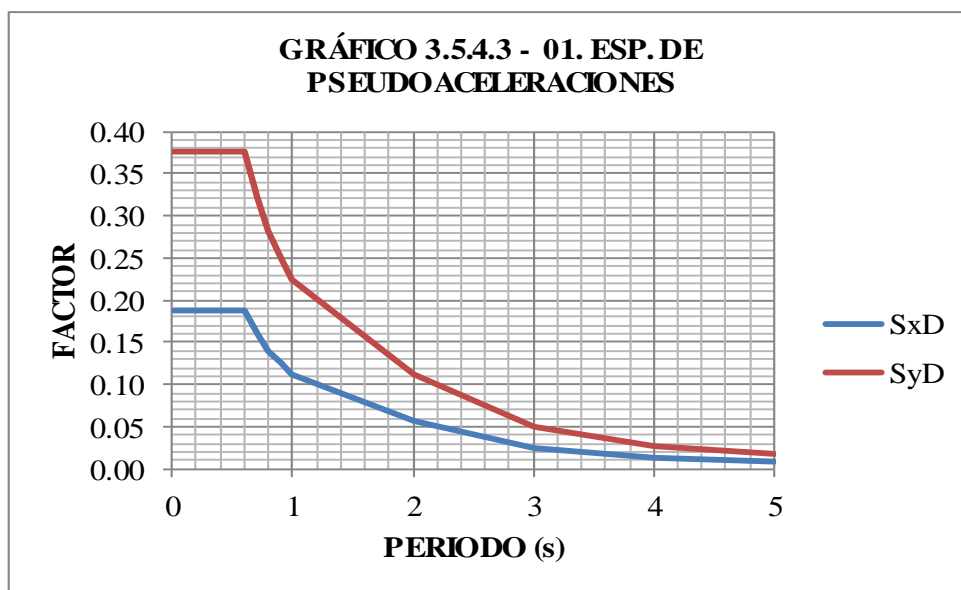
T	Sx	T	Sy
0.01	0.1875	0.01	0.3750
0.02	0.1875	0.02	0.3750
0.03	0.1875	0.03	0.3750
0.04	0.1875	0.04	0.3750
0.05	0.1875	0.05	0.3750
0.06	0.1875	0.06	0.3750
0.07	0.1875	0.07	0.3750
0.08	0.1875	0.08	0.3750
0.09	0.1875	0.09	0.3750
0.1	0.1875	0.1	0.3750
0.2	0.1875	0.2	0.3750
0.3	0.1875	0.3	0.3750
0.4	0.1875	0.4	0.3750
0.5	0.1875	0.5	0.3750
0.6	0.1875	0.6	0.3750
0.7	0.1607	0.7	0.3214
0.8	0.1406	0.8	0.2813
0.9	0.1250	0.9	0.2500
1	0.1125	1	0.2250
2	0.0563	2	0.1125
3	0.0250	3	0.0500
4	0.0141	4	0.0281
5	0.0090	5	0.0180

Figura N° 3.5.4.3 - 05. Esp. De Pseudoacelerac.



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico N° 3.5.4.3 - 01. Espectro de Pseudoaceleraciones



Fuente: Elaboración Propia

Cortante Mínimo en la Base:

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

Carga	Fx	Fy	Fz
	Tonf	Tonf	Tonf
SxE	-142.7166	0.00E+00	0
SyE	0.00E+00	-285.4332	0
SxD Max	116.2137	0.0026	0
SyD Max	5.20E-03	242.706	0

Dirección X-X	
Estático:	-142.7166
Dinámico:	116.2137
Porcentaje:	81.43%
F.Escala.:	0.982

Dirección Y-Y	
Estático:	-285.4332
Dinámico:	242.706
Porcentaje:	85.03%
F.Escala.:	0.941

Verificación aplicando el factor de escala (siempre y cuando sea mayor a 1):

Carga	Fx	Fy	Fz
	Tonf	Tonf	Tonf
SxE	-142.7166	0.00E+00	0
SyE	0.00E+00	-285.4332	0
SxD Max	116.2137	0.0026	0
SyD Max	5.20E-03	242.706	0

Dirección X-X	
Estático:	-142.7166
Dinámico:	116.2137
Porcentaje:	81.43%
F.Escala.:	0.982

Dirección Y-Y	
Estático:	-285.4332
Dinámico:	242.706
Porcentaje:	85.03%
F.Escala.:	0.941

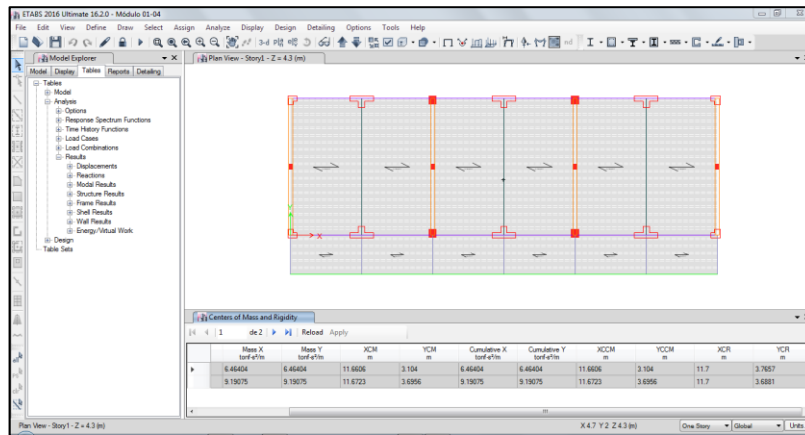
Se verifica entonces que se cumple con el cortante mínimo en la base. Con el modelo matemático escalado se procede al diseño de elementos.

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

Excentricidad Accidental:

Se considerará una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

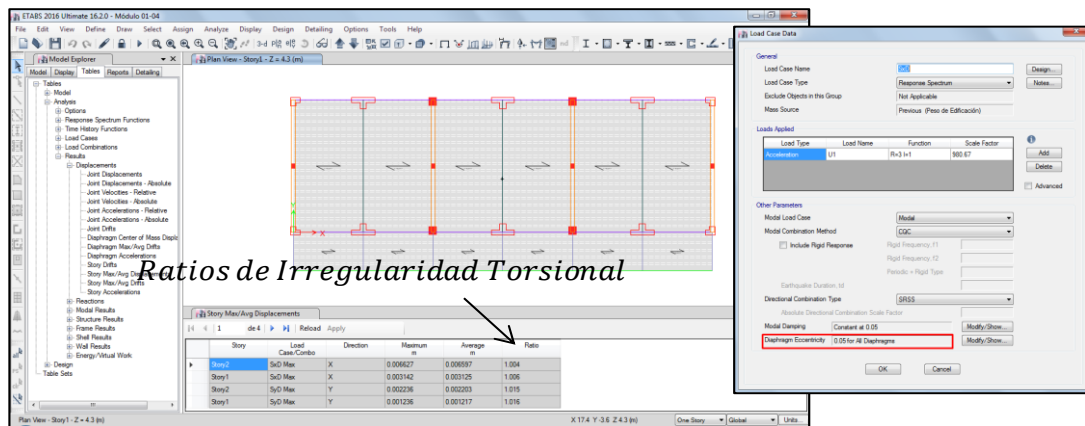
Figura N° 3.5.4.3 - 06. Centro de masas y centro de rigidez



Fuente: Elaboración Propia

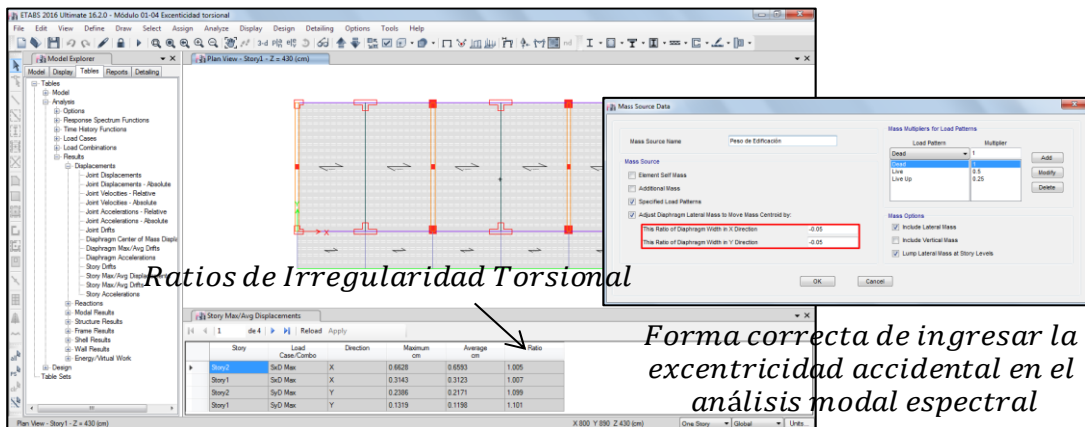
Se determina la dirección del más desfavorable de la excentricidad accidental que origina el momento torsor mas crítico. Se compara el criterio de excentricidad accidental utilizando el proceso automático ETABS y el desplazamiento del CM (5%).

Figura N° 3.5.4.3 - 07. Excentricidad utilizando proceso automático ETABS



Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 3.5.4.3 - 06. Excentricidad utilizando desplazamiento del CM



Fuente: Elaboración Propia

Forma correcta de ingresar la excentricidad accidental en el análisis modal espectral

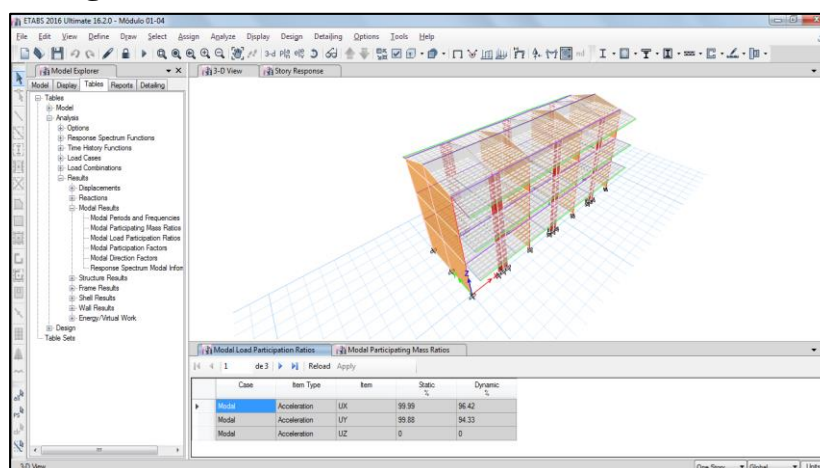
3.5.4.4. ETAPA VI. REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

Paso 14. Revisión de las Hipótesis del Análisis

Verificación de la participación Modal

RATIOS DE PARTICIPACIÓN MODAL		Item E (%)		D(%)		
MODAL	Acceleration	UX	100	96.4		Cumple
MODAL	Acceleration	UY	99.9	94.3		Cumple
MODAL	Acceleration	UZ	0	0		

Figura N° 3.5.4.4 - 01. Verificación Modal en ETABS



Fuente: Elaboración Propia

Verificación del Sistema Estructural:

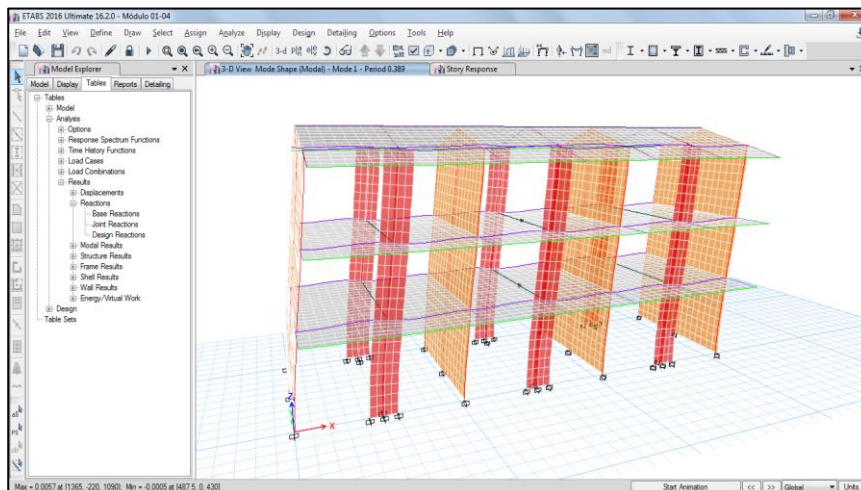
Dirección X-X (SxD)	
Cor. Total:	116.21
Cor. Muros:	82.17
Porcentaje:	70.71%
SISTEMA	Muros Estructurales

Dirección Y-Y (SyD)	
Cor. Total:	242.706
Cor. Muros:	232.55
Porcentaje:	95.82%
SISTEMA	Albañilería Confinada

Modos de Vibración de la Estructura:

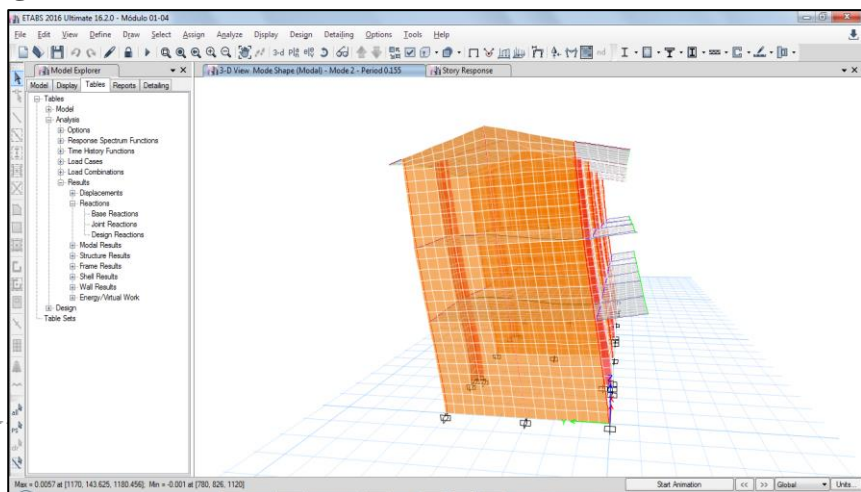
Caso	Modo	P (seg)	UX	UY	RZ
Modal	1	0.389	0.803	0.000	0.000
Modal	2	0.155	0.000	0.844	0.000
Modal	3	0.139	0.000	0.000	0.841
Modal	4	0.108	0.127	0.000	0.000
Modal	5	0.064	0.000	0.000	0.000
Modal	6	0.063	0.000	0.000	0.000
Modal	7	0.059	0.000	0.000	0.000
Modal	8	0.057	0.001	0.000	0.000
Modal	9	0.055	0.031	0.000	0.000

Figura N° 3.5.4.4 - 02. Modo 01 : Traslación en X, Periodo 0.389 seg



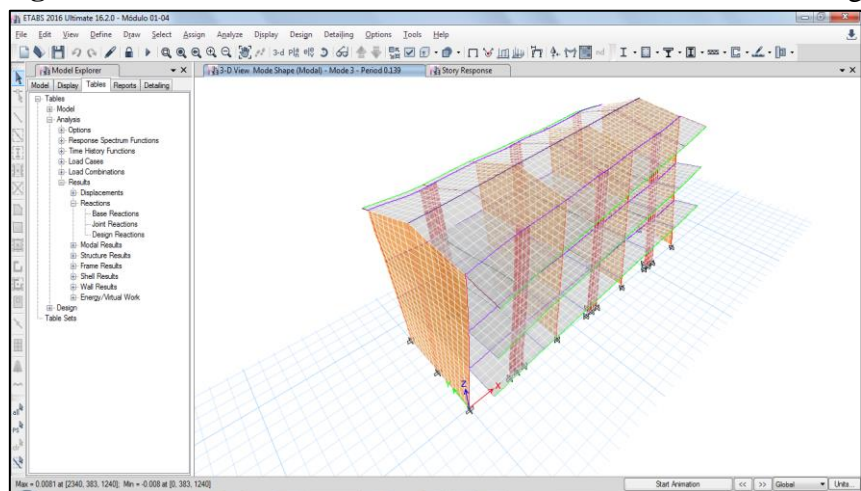
Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 3.5.4.4 - 03. Modo 02 : Traslación en Y, Periodo 0.155 seg



Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 3.5.4.4 - 04. Modo 03: Rotación en Z, Periodo 0.139 seg



Fuente: Elaboración Propia

Paso 15. Restricciones a las Irregularidades

Se verificó que se cumplan las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la zona.

Paso 16. Determinación de Desplazamientos Laterales

Se verificó que se cumplan las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la zona.

DIRECCIÓN X-X							
TABLA DE DESPLAZAMIENTOS							
Piso	Carga	R	U1 cm	Δ Abs. cm	Δ Rel. cm	H cm	Deriva Δ Rel./h
0	SxD	6.00	0.000	0.000	0.000	0	0.0000
1	SxD	6.00	0.313	1.407	1.407	430	0.0033
2	SxD	6.00	0.659	2.967	1.561	330	0.0047
3	SxD	6.00	0.985	4.433	1.465	385	0.0038

DIRECCIÓN Y-Y							
TABLA DE DESPLAZAMIENTOS							
Piso	Carga	R	U2 cm	Δ Abs. cm	Δ Rel. cm	H cm	Deriva Δ Rel./h
0	SyD	3.00	0.000	0.000	0.000	0	0.0000
1	SyD	3.00	0.120	0.270	0.270	430	0.0006
2	SyD	3.00	0.217	0.488	0.219	330	0.0007
3	SyD	3.00	0.299	0.673	0.184	385	0.0005

Paso 17. Distorsión Admisible

X-X	0.0000	0.005	Cumple	Y-Y	0.0000	0.005	Cumple
	0.0033	0.005			0.0006	0.005	
	0.0047	0.005			0.0007	0.005	
	0.0038	0.005			0.0005	0.005	

Las derivas de entrepiso son menores a las distorsiones máximas permisibles por lo que el se procede al diseño de los elementos estructurales utilizando el modelo escalado anteriormente.

Paso 18. Separación entre Edificios

Esta distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$S = 0.006 * h \geq 0.03m$$

$$h = 10.5 \text{ m} \qquad S = 6.27 \text{ cm}$$

El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que 2/3 del desplaz. máx. calculado.

$$dx = 4.433 \text{ cm} \qquad Sx = 2.96 \text{ cm}$$

$$dy = 0.673 \text{ cm} \qquad Sy = 0.45 \text{ cm}$$

Gráfico N° 3.5.4.4 - 05. Derivas

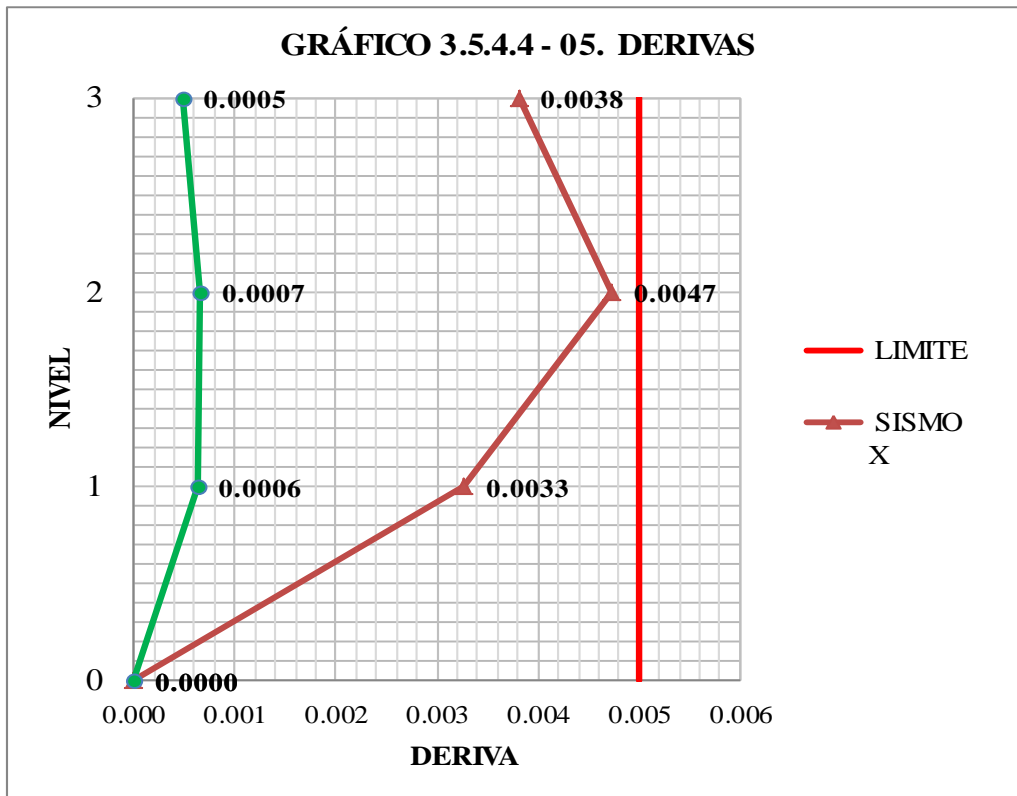


Gráfico N° 3.5.4.4 - 06. Desplazamientos Absolutos en ambas direcciones

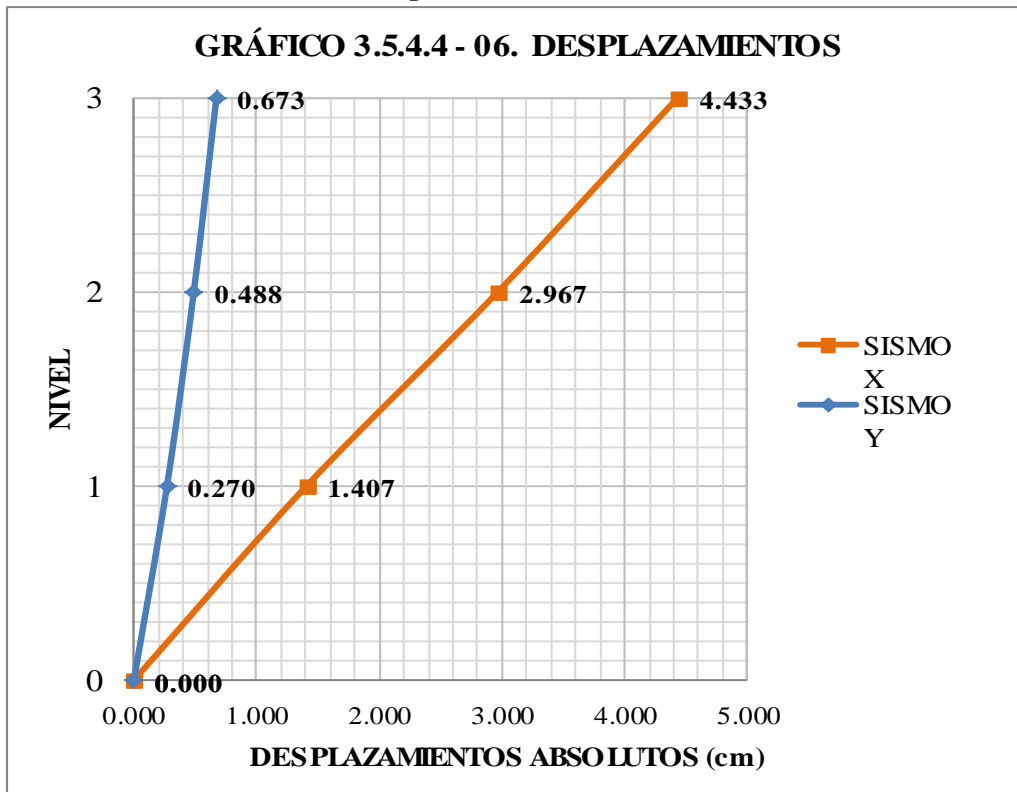
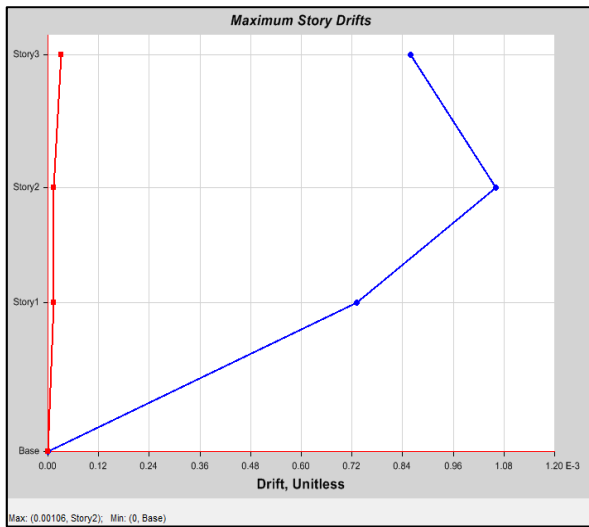
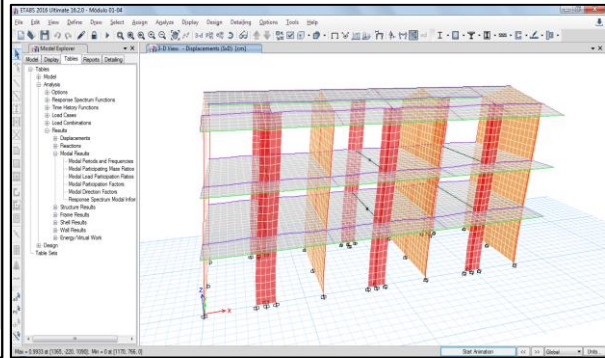


Figura N° 3.5.4.4 - 07. Derivas reducidas obtenidas del Etabs / Dirección X



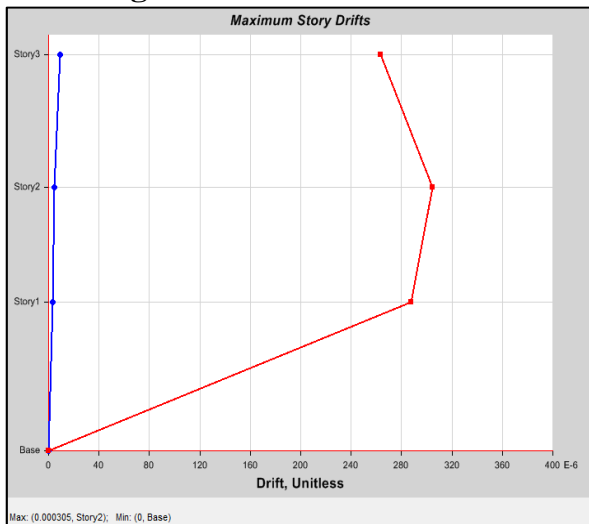
N	X ETABS	X REAL
3	0.00086	0.00387
2	0.00106	0.00477
1	0.00073	0.00329



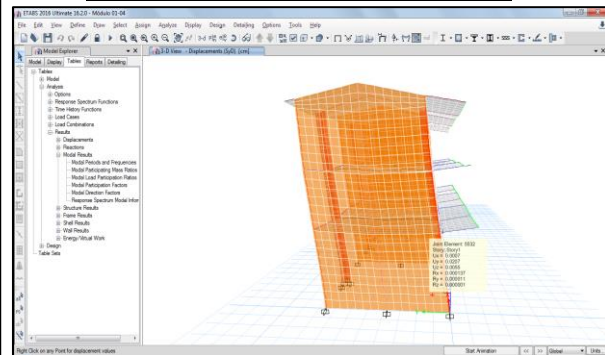
Se multiplican los valores del etabs (X ETABS) por el valor de Reducción Sísmica R y por el factor 0.75 o 0.85 para estructuras regulares o irregulares según corresponda.

Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 3.5.4.4 - 08. Derivas reducidas obtenidas del Etabs / Dirección Y



N	Y ETABS	Y REAL
3	0.00026	0.00059
2	0.00031	0.00069
1	0.00029	0.00065



Se multiplican los valores del etabs (Y ETABS) por el valor de Reducción Sísmica R y por el factor 0.75 o 0.85 para estructuras regulares o irregulares según corresponda.

Fuente: Elaboración Propia

Paso 19. Estabilidad al volteo

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo. El F.S. calculado deberá ser mayor o igual que 1,2.

Peso de Edificación						
DIR.	S	Mx	My	Mrx	Mry	FS
Y	SxD	0.02	955.67	0.00	-9084.02	9.51 Ok
X	SyD	1960.77	0.06	2508.46	0.00	1.28 Ok

Paso 20. Redundancia

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

PIMER NIVEL X-X				
ELEMEN.	Vt (Tn)	Ve (Tn)	% Ve	<30%
Pórtico 2	116.21	52.38	45.07%	Si
Pórtico 3	116.21	50.25	43.24%	Si

PIMER NIVEL Y-Y				
ELEMEN.	Vt (Tn)	Ve (Tn)	% Ve	<30%
Muro 01	242.71	58.42	24.07%	No
Muro 02	242.71	58.06	23.92%	No
Muro 03	242.71	57.96	23.88%	No
Muro 04	242.71	58.11	23.94%	No

3.5.5. DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA

Se procede al diseño de vigas de muros de albañilería de acuerdo a la norma E0.70. Los datos utilizados son los siguientes:

$f'c$	=	210	kg/cm ²	Resistencia del concreto
f_y	=	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero
f_m	=	65	kg/cm ²	Resistencia del muro
ϕ	=	0.9		Factor de reducción de resistencia a flexión
r	=	4	cm	Recubrimiento mínimo
E_c	=	21737.07	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del concreto
E_s	=	2000000	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del acero
E_m	=	32500	kg/cm ²	
β_1	=	0.85		Factor de compresión del concreto
Φ_e	=	3/8	"	Díametro de Estribo

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'c}$$

$$E_m = 500 * f_m$$

3.5.5.1. VERIFICACIÓN DE ESPESOR MÍNIMO

a) Espesor Efectivo

$$t \geq \frac{h}{20}$$

h	3.00	m	Altura de muro
t	0.15	m	Espesor calculado
t	0.23	m	Espesor asumido

b) Esfuerzo axial máximo

$$\sigma_m = \frac{P}{L * t} \leq 0.2 * f_m * \left[1 - \left(\frac{h}{35 * t} \right)^2 \right] \leq 0.15 * f_m$$

Donde: P: es la carga axial en servicio

L: es la Longitud del muro desde sus elementos de verticales de borde

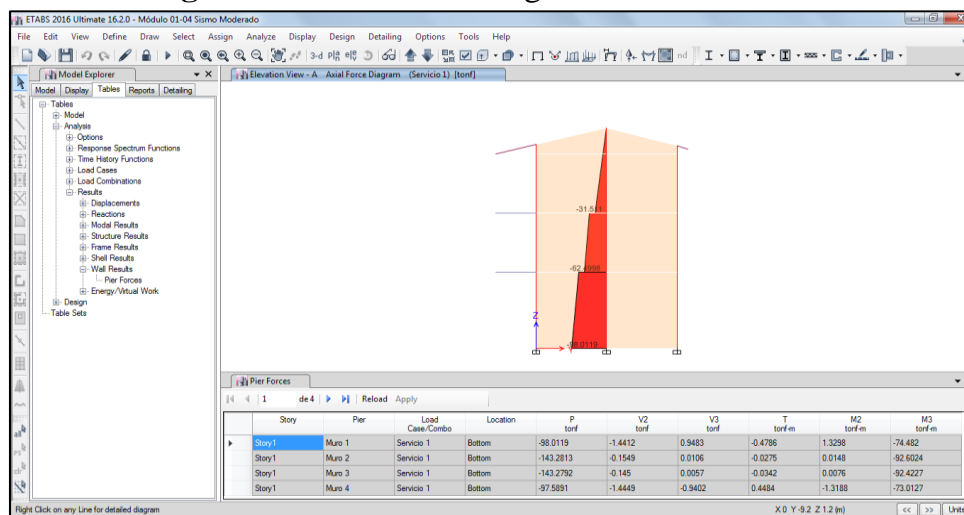
Se puede transformar el muro en concreto armado para reducir el esfuerzo axial

Primer Nivel									
Muro	P Tn	L m	t m	h m	σ_m kg/cm ²	$\sigma_{m\text{máx } 1}$ Kg/cm ²	$\sigma_{m\text{máx } 2}$ Kg/cm ²		
A	98.0	7.9	0.23	3.00	5.39	11.2	Cumple	9.75	Cumple
C	###	7.9	0.23	3.00	7.89	11.2	Cumple	9.75	Cumple
E	###	7.9	0.23	3.00	7.89	11.2	Cumple	9.75	Cumple
G	97.6	7.9	0.23	3.00	5.37	11.2	Cumple	9.75	Cumple

Segundo Nivel									
Muro	P Tn	L m	t m	h m	σ_m kg/cm ²	$\sigma_{m\acute{a}x 1}$ Kg/cm ²		$\sigma_{m\acute{a}x 2}$ Kg/cm ²	
A	62	7.9	0.23	3.00	3.44	11.2	Cumple	9.75	Cumple
C	91.1	7.9	0.23	3.00	5.01	11.2	Cumple	9.75	Cumple
E	91.1	7.9	0.23	3.00	5.01	11.2	Cumple	9.75	Cumple
G	62.3	7.9	0.23	3.00	3.43	11.2	Cumple	9.75	Cumple

Tercer Nivel									
Muro	P Tn	L m	t m	h m	σ_m kg/cm ²	$\sigma_{m\acute{a}x 1}$ Kg/cm ²		$\sigma_{m\acute{a}x 2}$ Kg/cm ²	
A	32	7.9	0.23	3.00	1.73	11.2	Cumple	9.75	Cumple
C	44.3	7.9	0.23	3.00	2.44	11.2	Cumple	9.75	Cumple
E	44.3	7.9	0.23	3.00	2.44	11.2	Cumple	9.75	Cumple
G	31.5	7.9	0.23	3.00	1.73	11.2	Cumple	9.75	Cumple

Figura N° 3.5.5.1 - 01. Cargas axiales de servicio



Fuente: Elaboración Propia

3.5.5.2. RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL

La resistencia al corte (V_m) de los muros de albañilería se calculará mediante las fuerzas del sismo moderado (V_e , M_e) en cada entrepiso mediante las sigtes. expresiones:

$$V_m = 0.5 * v_m * \alpha * t * L + 0.23 * P_g \quad \text{Unidades de arcilla y concret}$$

Donde: v_m : Resistencia a corte de la albañilería

P_g : Carga gravitacional de servicio con sobrecarga reducida

α : Factor de resistencia por corte por efectos de esbeltez

$$v_m = 10\sqrt{f_m} \left(\frac{T_n}{m^2} \right) \quad \frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e * L}{M_e} \leq 1$$

Primer Nivel								
Muro	Pg Tn	vm Tn/m2	L m	t m	Ve Tn	Me Tn*m	α	Vm Tn
A	91.9	80.6	7.90	0.23	29.92	233.9	1.00	94.38
C	131	80.6	7.90	0.23	29.78	232.9	1.00	103.27
E	131	80.6	7.90	0.23	29.73	232.6	1.00	103.27
G	91.5	80.6	7.90	0.23	29.77	232.8	1.00	94.28

Segundo Nivel								
Muro	Pg Tn	vm Tn/m2	L m	t m	Ve Tn	Me Tn*m	α	Vm Tn
A	59.0	80.6	7.90	0.23	24.47	110.3	1.00	86.81
C	83.9	80.6	7.90	0.23	24.57	113.0	1.00	92.53
E	83.9	80.6	7.90	0.23	24.53	112.9	1.00	92.53
G	58.8	80.6	7.90	0.23	24.36	109.8	1.00	86.76

Tercer Nivel								
Muro	Pg Tn	vm Tn/m2	L m	t m	Ve Tn	Me Tn*m	α	Vm Tn
A	30.6	80.6	7.90	0.23	9.86	35.9	1.00	80.29
C	42.6	80.6	7.90	0.23	12.81	42.4	1.00	83.04
E	42.6	80.6	7.90	0.23	12.79	42.4	1.00	83.03
G	30.6	80.6	7.90	0.23	9.82	35.8	1.00	80.29

3.5.5.3. CONTROL DE FISURACIÓN

Se considerarán las fuerzas cortantes producidas por el sismo moderado.

$$Ve \leq 0.55Vm$$

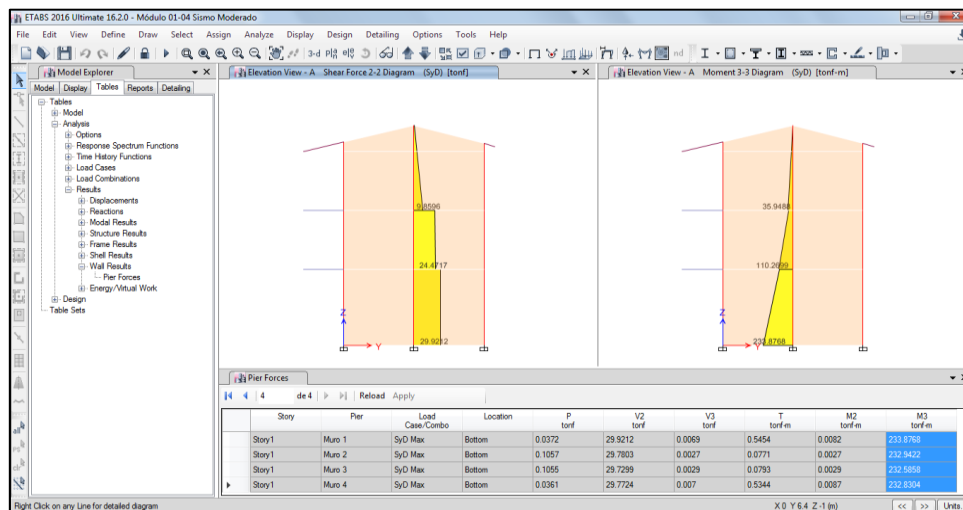
Donde: Ve es cortante producida por el “sismo moderado” en el muro.

Primer Nivel			
Vm Tn	0.55Vm Tn	Ve Tn	Verifi.
94.38	51.91	29.92	No fisura
103.27	56.80	29.78	No fisura
103.27	56.80	29.73	No fisura
94.28	51.85	29.77	No fisura

Segundo Nivel			
Vm Tn	0.55Vm Tn	Ve Tn	Verifi.
86.81	47.75	24.47	No fisura
92.53	50.89	24.57	No fisura
92.53	50.89	24.53	No fisura
86.76	47.72	24.36	No fisura

Tercer Nivel			
Vm Tn	0.55Vm Tn	Ve Tn	Verifi.
80.29	44.16	9.86	No fisura
83.04	45.67	12.81	No fisura
83.03	45.67	12.79	No fisura
80.29	44.16	9.82	No fisura

Figura N° 3.5.5.2 - 01. Cortantes y momentos por sismo moderado (SyD)



Fuente: Elaboración Propia

3.5.5.4. VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA A CORTE DEL EDIFICIO

Se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo, es decir:

$$\sum Vm \geq Vei$$

No se considerará en este caso la contribución del refuerzo horizontal.

El valor “ Vei ” corresponde a la fuerza cortante actuante en el entrepiso “i” del edificio, producida por el “sismo severo.

Nivel	Vm Tn	Vei Tn	Verifi.
1.00	395.2	248.44	Cumple
2.00	358.6	198.66	Cumple
3.00	326.6	99.86	Cumple

3.5.5.5. FUERZAS INTERNAS EN ALBAÑILERÍA CONFINADA

Las fuerzas internas para el diseño de los muros en cada entrepiso “i” serán:

$$V_{ui} = V_{ei} * \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \quad M_{ui} = M_{ei} * \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \quad 2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$$

Donde: V_{ui}, M_{ui} : Son las fuerzas de diseño amplificadas
 V_{ei}, M_{ei} : Fuerzas obtenidas del análisis por sismo moderado, en el nivel i.
 V_{e1} : Cortante del análisis elástico por sismo moderado, en el nivel 1
 V_{m1} : Resistencia al agrietamiento diagonal en el nivel 1

Primer Nivel							
Muro	Ve1 Tn	Vm1 Tn	Rel. Tn	Vei Tn	Mei Tn*m	Vui Tn	Mui Tn*m
A	29.9	94.4	3.0	29.9	234	90	702
C	29.8	103	3.0	29.8	233	89	699
E	29.7	103	3.0	29.7	233	89	698
G	29.8	94.3	3.0	29.8	233	89	698

Segundo Nivel							
Muro	Ve1 Tn	Vm1 Tn	Rel. Tn	Vei Tn	Mei Tn*m	Vui Tn	Mui Tn*m
A	29.9	94.4	3.0	24.5	110	73	331
C	29.8	103	3.0	24.6	113	74	339
E	29.7	103	3.0	24.5	113	74	339
G	24.4	110	3.0	24.4	110	73	329

Tercer Nivel							
Muro	Ve3 Tn	Vm1 Tn	Rel. Tn	Vei Tn	Mei Tn*m	Vui Tn	Mui Tn*m
A	29.9	94.4	3.0	9.9	35.9	30	108
C	29.8	103	3.0	12.8	42.4	38	127
E	29.7	103	3.0	12.8	42.4	38	127
G	9.8	35.8	3.0	9.8	35.8	29	107

3.5.5.6. VERIFICACIÓN DE NECESIDAD DE REFUERZO HORIZONTAL

Deberá llevar refuerzo hor. continuo anclado a las columnas de confinamiento si:

$$V_u \geq V_m \quad \sigma_m = \frac{P_m}{L * t} \geq 0.05 * f_m$$

Primer Nivel						
Muro	Vu Tn	Vm Tn	Verificación	σ_m kg/cm2	0.05*f _m kg/cm2	Verificación
A	89.8	94.4	No necesita	5.4	3.3	Si necesita
C	89.3	103	No necesita	7.9	3.3	Si necesita
E	89.2	103	No necesita	7.9	3.3	Si necesita
G	89.3	94.3	No necesita	5.4	3.3	Si necesita

Segundo Nivel						
Muro	V_u T_n	V_m T_n	Verificación	σ_m kg/cm ²	$0.05 * f_m$ kg/cm ²	Verificación
A	73.4	94.4	No necesita	3.4	3.3	Si necesita
C	73.7	103	No necesita	5.0	3.3	Si necesita
E	73.6	103	No necesita	5.0	3.3	Si necesita
G	73.1	110	No necesita	3.4	3.3	Si necesita

Tercer Nivel						
Muro	V_u T_n	V_m T_n	Verificación	σ_m kg/cm ²	$0.05 * f_m$ kg/cm ²	Verificación
A	29.6	94.4	No necesita	1.7	3.3	No necesita
C	38.4	103	No necesita	2.4	3.3	No necesita
E	38.4	103	No necesita	2.4	3.3	No necesita
G	29.5	35.8	No necesita	1.7	3.3	No necesita

En los edificios de más de tres pisos, todos los muros portantes del primer nivel serán reforzados horizontalmente.

El área de acero debera cumplir:

$$\frac{A_s}{s * t} \geq 0.001$$

$$A_s = 0.71 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \varnothing \text{ } 3/8''$$

$$t = 23 \text{ cm}$$

$$S = 30.9 \text{ cm}$$

Se colocará acero horizontal: **1 Ø 3/8'' @ 3 hiladas**

3.5.5.7. DISEÑO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

Las fuerzas internas en las columnas se obtendrán aplicando:

Columna	V_c (Fuerza Cortante)	T (Tracción)	C (Comprensión)
Interior	$\frac{V_{m1} * L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} * \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} * h}{2L}$
Extrema	$1.5 \frac{V_{m1} * L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$F + P_c$

Donde: $M = M_u1 - 1/2 * V_{m1} * h$ ("h" es la altura del primer piso).

$F = M/L$ = fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M".

N_c = número de columnas de confinamiento (en muros de un paño $N_c = 2$)

L_m = longitud del paño mayor ó $0,5 L$, lo que sea mayor (en muros de un paño

$L_m = L$)

Pc = es la sumatoria de las cargas gravitacionales siguientes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna; y, carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria.

Muro	Col.	Vml Tn	L m	Lm m	h m	Mu1 Tn*m	M	F Tn	Pc Tn	Nc	Vc Tn	T Tn	C Tn
A	Int.	94.4	7.9	3.65	3.00	702	560.1	70.9	30.6	3	11	5	13
	Ext.1	94.4	7.9	3.65	3.00	702	560.1	70.9	30.6	3	16	40	102
	Ext.2	94.4	7.9	3.65	3.00	702	560.1	70.9	30.6	3	16	40	102
C	Int.	103	7.9	3.65	3.00	699	543.9	68.9	43.5	3	12	-4	24
	Ext.1	103	7.9	3.65	3.00	699	543.9	68.9	43.5	3	18	25	112
	Ext.2	103	7.9	3.65	3.00	699	543.9	68.9	43.5	3	18	25	112
E	Int.	103	7.9	3.65	3.00	698	542.9	68.7	43.5	3	12	-4	24
	Ext.1	103	7.9	3.65	3.00	698	542.9	68.7	43.5	3	18	25	112
	Ext.2	103	7.9	3.65	3.00	698	542.9	68.7	43.5	3	18	25	112
G	Int.	94.3	7.9	3.65	3.00	698	557.1	70.5	30.5	3	11	5	13
	Ext.1	94.3	7.9	3.65	3.00	698	557.1	70.5	30.5	3	16	40	101
	Ext.2	94.3	7.9	3.65	3.00	698	557.1	70.5	30.5	3	16	40	101

El área de la sección de las columnas será la mayor de las que proporcione el diseño por compresión o el diseño por corte fricción, pero no menor que 15 veces el espesor de la muro .

$$A_{col \text{ mín}} = 345 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Vertical

El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción. Desarrollará por lo menos una tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocarán 4 varillas para formar un núcleo confinado.

$$A_{sf} = \frac{Vc}{f_y * \mu * \emptyset} \quad A_{st} = \frac{T}{f_y * \emptyset} \quad A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0.1 * f_c * A_c}{f_y}$$

Donde: $\mu = 0.8$ para juntas si tratamiento
 $\mu = 1.0$ para juntas intencionalmente rugosas sin lechada
 $\emptyset = 0.85$ Factor de reducción de resistencia

Muro	Col.	Vc Tn	T Tn	Asf cm2	Ast cm2	As cm2	As prop. N°	Ø	Ver.	Ac cm2	As mín	Ver.	
A	Int.	10.9	5.2	3.8	1.5	5.3	4.0	5/8	7.9	Ok	690	3.5	Ok
	Ext.1	16.4	40.3	5.7	11.3	17.0	6.0	3/4	17.1	Ok	###	10.5	Ok
	Ext.2	16.4	40.3	5.7	11.3	17.0	6.0	3/4	17.1	Ok	###	10.5	Ok
C	Int.	11.9	-4.3	4.2	-1.2	3.0	4.0	5/8	7.9	Ok	690	3.5	Ok
	Ext.1	17.9	25.3	6.3	7.1	13.4	8.0	5/8	15.8	Ok	###	10.5	Ok
	Ext.2	17.9	25.3	6.3	7.1	13.4	8.0	5/8	15.8	Ok	###	10.5	Ok

	Int.	11.9	-4.3	4.2	-1.2	3.0	4.0	5/8	7.9	Ok	690	3.5	Ok
E	Ext.1	17.9	25.2	6.3	7.1	13.3	8.0	5/8	15.8	Ok	###	10.5	Ok
	Ext.2	17.9	25.2	6.3	7.1	13.3	8.0	5/8	15.8	Ok	###	10.5	Ok
	Int.	10.9	5.3	3.8	1.5	5.3	4.0	5/8	7.9	Ok	690	3.5	Ok
G	Ext.1	16.3	40.0	5.7	11.2	16.9	6.0	3/4	17.1	Ok	###	10.5	Ok
	Ext.2	16.3	40.0	5.7	11.2	16.9	6.0	3/4	17.1	Ok	###	10.5	Ok

Diseño por compresión

El área del núcleo (A_n) bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión:

$$A_n = A_s + \frac{\frac{C}{\phi} - A_s * f_y}{0.85 * \delta * f_c}$$

Donde: $d = 0.8$ para columnas sin muros transversales
 $d = 1.0$ para columnas confinadas por muros transversales

Muro	Col.	As cm2	C Tn	d	An cm2	Anc cm2	Ver.
	Int.	7.92	12.7	0.8	-120	330	Ok
A	Ext.1	17.1	102	0.8	351	924	Ok
	Ext.2	17.1	102	0.8	351	924	Ok
	Int.	7.92	23.9	0.8	-28	330	Ok
C	Ext.1	15.8	112	0.8	476	924	Ok
	Ext.2	15.8	112	0.8	476	924	Ok
	Int.	7.92	23.9	0.8	-28	330	Ok
E	Ext.1	15.8	112	0.8	475	924	Ok
	Ext.2	15.8	112	0.8	475	924	Ok
	Int.	7.92	12.6	0.8	-121	330	Ok
G	Ext.1	17.1	101	0.8	346	924	Ok
	Ext.2	17.1	101	0.8	346	924	Ok

Diseño por fricción

Está dada por la siguiente expresión:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 * f_c * \phi} \geq A_c \geq 15t$$

Muro	Col.	Vc Tn	d	Acf cm2	Ac cm2	Ver.	Ac mín	Ver.
	Int.	10.9	0.8	305.4	690	Ok	345	Ok
A	Ext.1	16.4	0.8	458	2100	Ok	345	Ok
	Ext.2	16.4	0.8	458	2100	Ok	345	Ok
	Int.	11.9	0.8	334.1	690	Ok	345	Ok
C	Ext.1	17.9	0.8	501.2	2100	Ok	345	Ok
	Ext.2	17.9	0.8	501.2	2100	Ok	345	Ok
	Int.	11.9	0.8	334.1	690	Ok	345	Ok
E	Ext.1	17.9	0.8	501.2	2100	Ok	345	Ok
	Ext.2	17.9	0.8	501.2	2100	Ok	345	Ok

	Int.	10.9	0.8	305	690	Ok	345	Ok
G	Ext.1	16.3	0.8	457.6	2100	Ok	345	Ok
	Ext.2	16.3	0.8	457.6	2100	Ok	345	Ok

Estribos de confinamiento

En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o 1,5 d (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos:

$$s1 = \frac{Av * fy}{0.3 * tn * fc * \left(\frac{Ac}{An} - 1\right)} \quad s2 = \frac{Av * fy}{0.12 * tn * fc} \quad s3 = \frac{d}{4} \geq 5 \quad s4 = 10$$

Donde: d = peralte de la columna
 tn = espesor del núcleo
 Av = suma de las ramas paralelas del estribo

Murc	Col.	Av prop.			tn	An	Ac	d	S1	S2	S3	S	Ln
		Ram.	Ø	cm2									
	Int.	2.0	3/8	1.4	15	330	690	23	5.8	15.8	5.8	5.8	45
A	Ext.1	2.0	3/8	1.4	22	924	1500	50	6.9	10.8	12.5	6.9	75
	Ext.2	2.0	3/8	1.4	22	924	1500	50	6.9	10.8	12.5	6.9	75
	Int.	2.0	3/8	1.4	15	330	690	23	5.8	15.8	5.8	5.8	45
C	Ext.1	2.0	3/8	1.4	22	924	1500	50	6.9	10.8	12.5	6.9	75
	Ext.2	2.0	3/8	1.4	22	924	1500	50	6.9	10.8	12.5	6.9	75
	Int.	2.0	3/8	1.4	15	330	690	23	5.8	15.8	5.8	5.8	45
E	Ext.1	2.0	3/8	1.4	22	924	1500	50	6.9	10.8	12.5	6.9	75
	Ext.2	2.0	3/8	1.4	22	924	1500	50	6.9	10.8	12.5	6.9	75
	Int.	2.0	3/8	1.4	15	330	690	23	5.8	15.8	5.8	5.8	45
G	Ext.1	2.0	3/8	1.4	22	924	1500	50	6.9	10.8	12.5	6.9	75
	Ext.2	2.0	3/8	1.4	22	924	1500	50	6.9	10.8	12.5	6.9	75

3.5.5.8. DISEÑO DE VIGAS SOLERAS

La solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a:

$$Ts = Vm1 * \frac{Lm}{2 * L} \quad As = \frac{Ts}{\emptyset * fy} \geq \frac{0.1 * fc * Acs}{fy}$$

Donde: Ø = 0.9
 Acs = Área de la sección transversal de la solera

El área de la sección transversal de la solera (Acs) será suficiente para alojar el refuerzo longitudinal (As),

Viga Nivel		Vml	Lm	L	Ts	As	Acs	As	Asf	As prop.			Ver.
		m	m	m	Tn	cm2	cm2	mín	cm2	N°	Ø	cm2	
A	1	94	3.65	7.9	21.8	5.77	1800	9.00	9.0	5	5/8	9.9	Ok
C	1	103	3.65	7.9	23.9	6.31	1800	9.00	9.0	5	5/8	9.9	Ok
E	1	103	3.65	7.9	23.9	6.31	1800	9.00	9.0	5	5/8	9.9	Ok
G	1	94	3.65	7.9	21.8	5.76	1800	9.00	9.0	5	5/8	9.9	Ok

La distribución mínima de estribos es: Ø 6mm, 1 @ 5, 4@ 10, r @ 25 cm.

Sin embargo se usará: Ø 3/8", 1 @ 5, 6@ 10, r @ 25 cm.

3.5.6. DISEÑO DE VIGAS A FLEXIÓN

Se procede al diseño de vigas de concreto armado por flexión. Los datos utilizados son los siguientes:

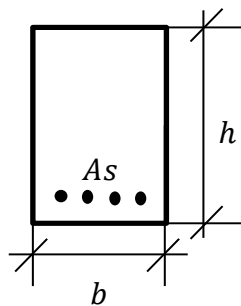
f'c	=	210	kg/cm ²	Resistencia del concreto
fy	=	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero
φ	=	0.9		Factor de reducción de resistencia a flexión
r	=	4	cm	Recubrimiento mínimo
Ec	=	21737.07	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del concreto
Es	=	2100000	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del acero
β1	=	0.85		Factor de compresión del concreto
Φe	=	3/8	"	Díametro de Estribo
Φv	=	5/8	"	Díametro de varilla asumido

$$\beta 1 = 0.85 \leftrightarrow f'c \leq 280$$

$$Ec = 15000 * \sqrt{f'c}$$

$$\beta 1 = 1.05 - \frac{f'c}{1400} \leftrightarrow f'c > 280$$

3.5.6. 1. SECCIÓN DE VIGA



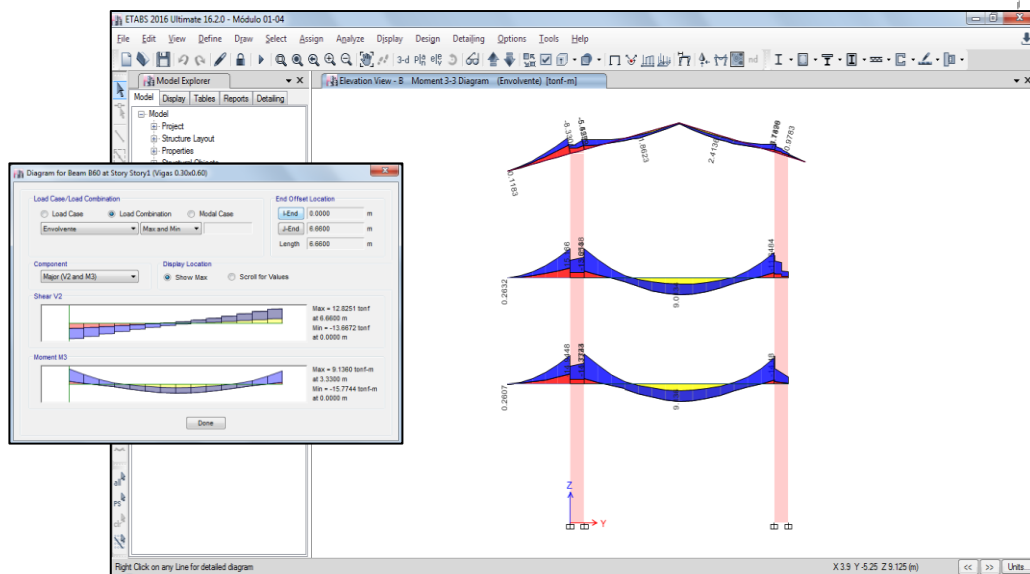
h	=	60	cm
b	=	30	cm

Peralte Efectivo

$$d = h - rec - \phi e - \phi v / 2$$

d	=	54.25	cm
----------	---	-------	----

Figura N° 3.5.6.2 - 01. Momentos M33-Eje B



Fuente: Elaboración Propia

3.5.6.2. CÁLCULO DE ACERO REQUERIDO

El acero requerido a flexión (A_{sr}) se depende del momento último (M_u) en una determinada sección de viga. Se coloca el acero proporcionado (A_{sp}) de acuerdo a los aceros comerciales conocidos.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_u|}{0.85 * \phi * f'c * b}}$$

Eje B - Primer Nivel													
Momento			a	As r	Barras de acero					As p	VERIF.		
Tn * m			cm	cm2	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 1/4		cm2	
V	-	14.97	6.06	7.73							4	7.9	Cumple
	+	0.00	0.00	0.00							2	4.0	Cumple
1	-	15.76	6.41	8.17			1		4			9.2	Cumple
	+	0.00	0.00	0.00					2			4.0	Cumple
CL	-	0.00	0.00	0.00							2	4.0	Cumple
	+	9.14	3.62	4.61			1		2			5.2	Cumple
2	-	13.58	5.47	6.97							4	7.9	Cumple
	+	0.00	0.00	0.00							2	4.0	Cumple

Eje B - Segundo Nivel													
Momento			a	As r	Barras de acero					As p	VERIF.		
Tn * m			cm	cm2	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 1/4		cm2	
V	-	15.19	6.16	7.85							4	7.9	Cumple
	+	0.00	0.00	0.00							2	4.0	Cumple
1	-	15.25	6.18	7.89							4	7.9	Cumple
	+	0.00	0.00	0.00							2	4.0	Cumple
CL	-	0.00	0.00	0.00							2	4.0	Cumple
	+	9.01	3.56	4.54			1		2			5.2	Cumple
2	-	13.34	5.37	6.84							4	7.9	Cumple
	+	0.00	0.00	0.00							2	4.0	Cumple

3.5.6.3. VERIFICACIÓN DE ACERO MÍNIMO ($A_{s \text{ mín}}$)

En cualquier sección de un elemento estructural (excepto en zapatas y losas macizas) sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta M_{cr} .

$$\phi M_n \geq 1.2 * M_{cr}$$

$$\phi M_n / M_{cr} \geq 1.2$$

El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones

$$A_{s \text{ mín}} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} * bw * d, \quad \text{entonces} \quad \rho_{\text{mín}} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$$

No es necesario satisfacer los requisitos anteriores, si en cada sección del elemento el área de acero en tracción proporcionada es al menos un tercio superior a la requerida por

$$As_{pro} \geq \frac{4}{3} * As_{req}$$

Las verificaciones se realizan mediante la siguiente tabla, donde:

$$a' = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} \quad Mn = As * fy * \left(d - \frac{a'}{2} \right)$$

Eje B - Primer Nivel									
Sec.	Asp cm	a' cm2	Asmin cm2	VERIF.	φMn Tn*m	Mcr Tn*m	F	VERIF.	As prop.
									As req.
V	7.92	6.21	3.93	Cumple	15.31	5.22	2.93	Cumple	1.02
	3.96	3.10	3.93	Cumple	7.89	5.22	1.51	Cumple	0.00
1	9.18	7.20	3.93	Cumple	17.58	5.22	3.37	Cumple	1.12
	3.96	3.10	3.93	Cumple	7.89	5.22	1.51	Cumple	0.00
CL	3.96	3.10	3.93	Cumple	7.89	5.22	1.51	Cumple	0.00
	5.23	4.10	3.93	Cumple	10.31	5.22	1.98	Cumple	1.13
2	7.92	6.21	3.93	Cumple	15.31	5.22	2.93	Cumple	1.14
	3.96	3.10	3.93	Cumple	7.89	5.22	1.51	Cumple	0.00

Eje B - Segundo Nivel									
Sec.	Asp cm	a' cm2	Asmin cm2	VERIF.	φMn Tn*m	Mcr Tn*m	F	VERIF.	As prop.
									As req.
V	7.92	6.21	3.93	Cumple	15.31	5.22	2.93	Cumple	1.01
	3.96	3.10	3.93	Cumple	7.89	5.22	1.51	Cumple	0.00
1	7.92	6.21	3.93	Cumple	15.31	5.22	2.93	Cumple	1.00
	3.96	3.10	3.93	Cumple	7.89	5.22	1.51	Cumple	0.00
CL	3.96	3.10	3.93	Cumple	7.89	5.22	1.51	Cumple	0.00
	5.23	4.10	3.93	Cumple	10.31	5.22	1.98	Cumple	1.15
2	7.92	6.21	3.93	Cumple	15.31	5.22	2.93	Cumple	1.16
	3.96	3.10	3.93	Cumple	7.89	5.22	1.51	Cumple	0.00

Se verifica el cumplimiento de acero mínimo a lo largo de la viga.

3.5.6.4. VERIFICACIÓN DE ACERO MÁXIMO (Asmáx) Y ANCHO MÍN. (bmín)

Para asegurar la ductilidad del elemento, se limita el acero máximo a un porcentaje del acero balanceado (Asb), calculado mediante:

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \left(\frac{6300}{6300 + fy} \right) \quad Amáx = 0.75 Asb$$

Eje B - Primer Nivel							
Sec.	Asp. cm2	ρ_b	Asb cm2	Asmáx cm2	VERIF.	bmín cm	VERIF.
V	7.92	0.0217	35.3	26.46	Cumple	23.8	Cumple
	3.96	0.0217	35.3	26.46	Cumple	15.6	Cumple
1	9.18	0.0217	35.3	26.46	Cumple	27.5	Cumple
	3.96	0.0217	35.3	26.46	Cumple	15.6	Cumple
CL	3.96	0.0217	35.3	26.46	Cumple	15.6	Cumple
	5.23	0.0217	35.3	26.46	Cumple	19.4	Cumple
2	7.92	0.0217	35.3	26.46	Cumple	23.8	Cumple
	3.96	0.0217	35.3	26.46	Cumple	15.6	Cumple

Eje B - Segundo Nivel							
Sec.	Asp. cm2	ρ_b	Asb cm2	Asmáx cm2	VERIF.	bmín cm	VERIF.
V	7.92	0.0217	35.3	26.46	Cumple	23.8	Cumple
	3.96	0.0217	35.3	26.46	Cumple	15.6	Cumple
1	7.92	0.0217	35.3	26.46	Cumple	23.8	Cumple
	3.96	0.0217	35.3	26.46	Cumple	15.6	Cumple
CL	3.96	0.0217	35.3	26.46	Cumple	15.6	Cumple
	5.23	0.0217	35.3	26.46	Cumple	19.4	Cumple
2	7.92	0.0217	35.3	26.46	Cumple	23.8	Cumple
	3.96	0.0217	35.3	26.46	Cumple	15.6	Cumple

Se verifica el acero máximo y el ancho mínimo que la viga debería tener para colocar la cantidad de acero comercial calculado en la sección.

3.5.6.5. REQUISITOS MINIMOS SISMORESISTENTES PARA MUROS ESTRUCTURALES O DUAL TIPO I

Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior.

No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.

La resistencia a momento positivo ($As+mín$) en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara ($1/4*Asmayor$) de cualquiera de los nudos.

Eje B - Primer Nivel						
Sección		Asp. cm2	As+mín cm2	As+prop. cm2	1/4*As cm2	As final. cm2
V	-	7.92			2.30	7.92
	+	3.96	2.64	3.96	2.30	3.96
1	-	9.18			2.30	9.18
	+	3.96	3.06	3.96	2.30	3.96
CL	-	3.96			2.30	3.96
	+	5.23	1.32	5.23	2.30	5.23
2	-	7.92			2.30	7.92
	+	3.96	2.64	3.96	2.30	3.96

Eje B - Segundo Nivel						
Sección		Asp. cm2	As+mín cm2	As+prop. cm2	1/4*As cm2	As final. cm2
V	-	7.92			1.98	7.92
	+	3.96	2.64	3.96	1.98	3.96
1	-	7.92			1.98	7.92
	+	3.96	2.64	3.96	1.98	3.96
CL	-	3.96			1.98	3.96
	+	5.23	1.32	5.23	1.98	5.23
2	-	7.92			1.98	7.92
	+	3.96	2.64	3.96	1.98	3.96

3.5.7. DISEÑO DE VIGAS A CORTANTE

Se procede al diseño de vigas de concreto armado por cortante. Los datos utilizados son los siguientes:

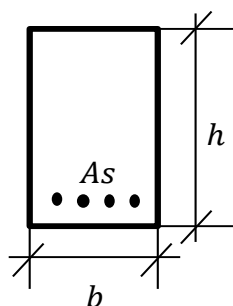
f_c	=	210	kg/cm ²	Resistencia del concreto
f_y	=	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero
φ_f	=	0.9		Factor de reducción de resistencia a flexión
φ_c	=	0.85		Factor de reducción de resistencia a corte
r	=	4	cm	Recubrimiento mínimo
E_c	=	21737.07	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del concreto
E_s	=	2100000	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del acero
β₁	=	0.85		Factor de compresión del concreto
Φ_e	=	3/8	"	Díametro de Estribo
Φ_v	=	5/8	"	Díametro de varilla asumido

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'_c}$$

$$\beta_1 = 0.85 \leftrightarrow f'_c \leq 280$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \leftrightarrow f'_c > 280$$

3.5.7.1. SECCIÓN DE VIGA



$$\begin{aligned} h &= 60 \text{ cm} \\ b &= 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

Peralte Efectivo

$$d = h - rec - \phi_e - \phi_v/2$$

$$d = 54.25 \text{ cm}$$

3.5.7.2. DETERMINACIÓN DE FUERZA CORTANTE DE DISEÑO

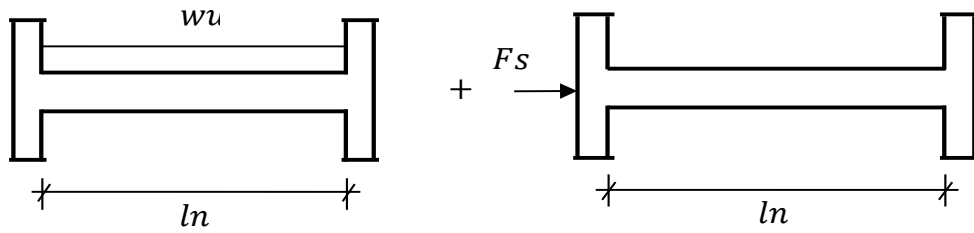
La fuerza cortante de diseño **V_u** de las vigas y columnas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b):

a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (**M_n**) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a'}{2} \right)$$

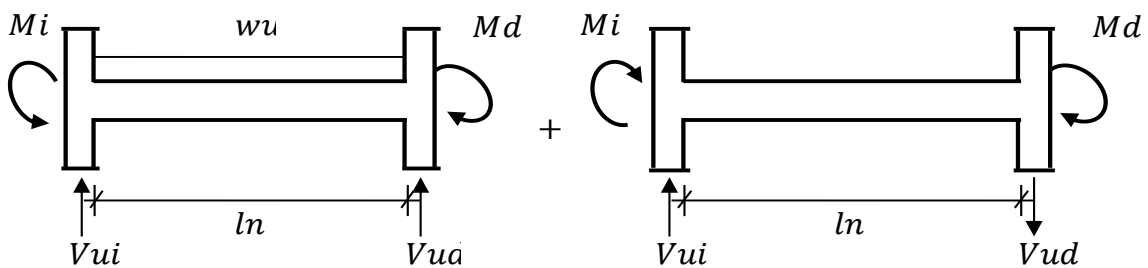
$$V_u = \left(\frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} \right) + \frac{w_u * l_n}{2}, \quad \text{donde } w_u = 1.25(w_m + w_v)$$

Figura N° 3.5.7.2 - 01. Cargas para el cálculo de fuerza cortante



Fuente: Elaboración Propia

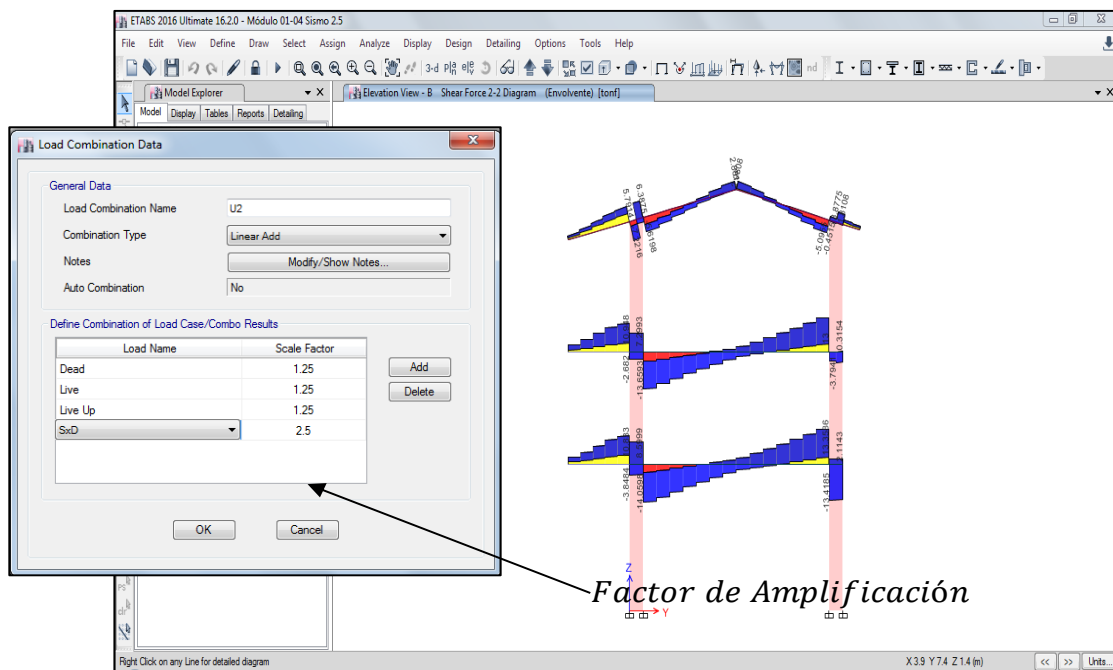
Figura N° 3.5.7.2 - 02. Casos para el cálculo de fuerza cortante



Fuente: Elaboración Propia

b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.

Figura N° 3.5.7.2 - 03. Fuerza cortante con factor de amplificación de sismo 2.5



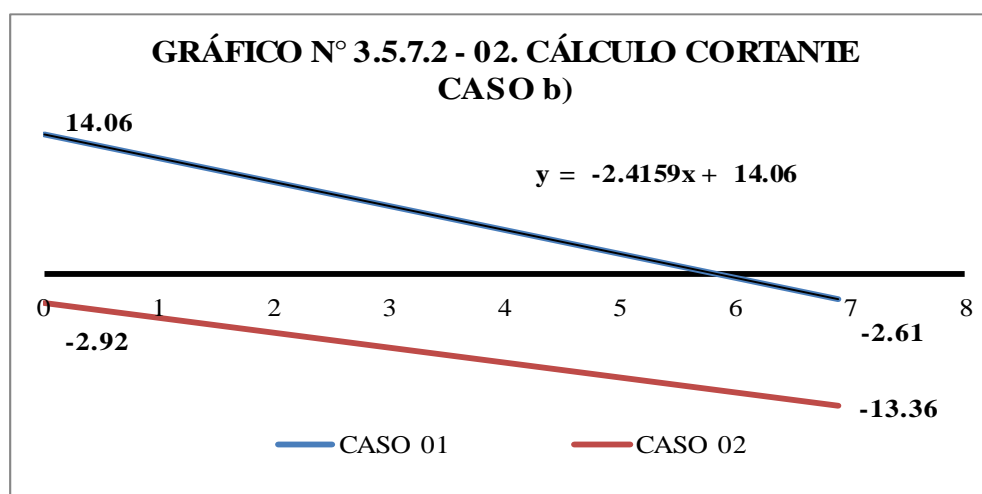
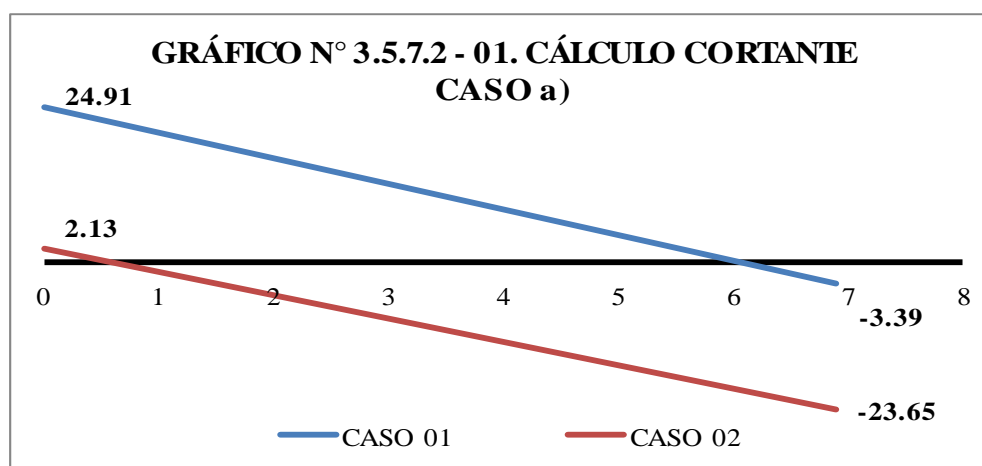
Factor de Amplificación

Fuente: Elaboración Propia

Eje B - Primer Nivel										
SEC.		Asp.	a'	Mn	cm	cv	wu	ln	Vu (a)	Vu (b)
		cm ²	cm	Tn*m	Tn/m			m	Tn	Tn
1	-	9.18	7.20	19.54	1.5	0.98	3.12	6.90	24.91	14.06
	+	3.96	3.10	8.76	1.5	0.98	3.12	6.90	2.13	-2.92
2	-	7.92	6.21	17.01	1.5	0.98	3.12	6.90	-23.65	-13.36
	+	3.96	3.10	8.76	1.5	0.98	3.12	6.90	-3.39	-2.61

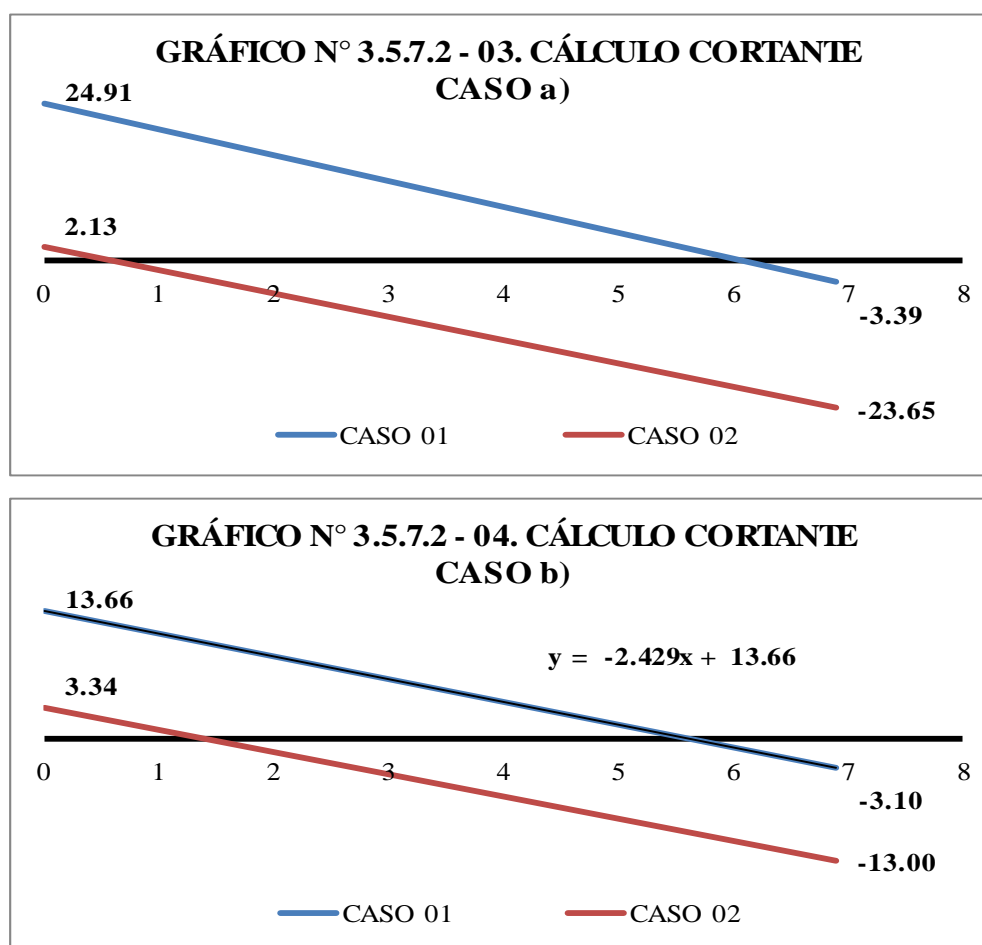
Eje B - Segundo Nivel										
SEC.		Asp.	a'	Mn	cm	cv	wu	ln	Vu (a)	Vu (b)
		cm ²	cm	Tn*m	Tn/m			m	Tn	Tn
1	-	9.18	7.20	19.54	1.5	0.98	3.12	6.90	24.91	13.66
	+	3.96	3.10	8.76	1.5	0.98	3.12	6.90	2.13	3.34
2	-	7.92	6.21	17.01	1.5	0.98	3.12	6.90	-23.65	-13.00
	+	3.96	3.10	8.76	1.5	0.98	3.12	6.90	-3.39	-3.10

Gráfico N° 3.5.7.2 - 01,02. Determinación de fuerza Cortante Eje B - Primer nivel



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico N°3.5.7.2 - 03,04. Determinación de fuerza Cortante Eje B - Segundo nivel



Fuente: Elaboración Propia

3.5.7.3. RESISTENCIA A CORTANTE

La resistencia nominal al cortante se calcula mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde: V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}, \quad \text{paras estribos perpendiculares al eje longitudinal}$$

bw: ancho del elemento

d: Peralte efectivo

S: Espaciamiento del estribo

3.5.7.4. REQUISITOS MÍNIMOS SISMORESISTENTES PARA MUROS ESTRUCTURALES O DUAL TIPO I

En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento (**Lc**) medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz.

$$\mathbf{Lc = 1.2 \text{ m}}$$

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento (**S**) sea menor de 150 mm;

$$\begin{aligned} \mathbf{d} &= \mathbf{54.3 \text{ cm}} \\ \mathbf{S} &= \mathbf{15 \text{ cm}} \end{aligned}$$

(b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro (**Φ**);

$$\begin{aligned} \mathbf{\Phi} &= \mathbf{5/8 \text{ ''}} \\ \mathbf{S} &= \mathbf{15.9 \text{ cm}} \end{aligned}$$

(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento (**Φc**);

$$\begin{aligned} \mathbf{\Phi_c} &= \mathbf{3/8 \text{ ''}} \\ \mathbf{S} &= \mathbf{22.9 \text{ cm}} \end{aligned}$$

(d) 300 mm.

$$\mathbf{S = 30.0 \text{ cm}}$$

Por último el máximo espaciamiento (**Smáx**) en la zona de confinamiento es:

$$\mathbf{(Smáx) = 15.0 \text{ cm}}$$

Los estribos deben estar espaciados a no más de $0,5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

$$\mathbf{(Smáx) = 27.1 \text{ cm}}$$

3.5.7.5. DISEÑO POR CORTANTE

Se permiten diseñar las secciones ubicadas entre la cara del apoyo y la sección crítica definida en los incisos 11.1.3.1 ú 11.1.3.2 de la E.060, con la fuerza cortante V_u calculada en la sección crítica, cuando se cumplan las tres condiciones siguientes:

- La reacción en el apoyo en la dirección del cortante aplicado introduce compresión en las zonas extremas del elemento.
- Las cargas están aplicadas en o cerca de la cara superior del elemento,
- no existen cargas concentradas entre la cara del apoyo

Se verifica que cumplan dichas condiciones y se ubica la cortante de diseño de acuerdo a la condición de apoyo del elemento a diseñar.

Mediante el cortante obtenido anteriormente (**V_u inicial**), obtenemos el **V_u** ubicandolo en la zona crítica (distancia d , medida desde la cara del apoyo).

$$y = -1.6594 + 14.06 \text{ (Gráfico N° 4.3.6.2 - 02)}$$

$$y = -2.4290x + 13.66 \text{ (Gráfico N° 4.3.6.2 - 04)}$$

Niv,	Eje	V_u inicial Tn	d cm	Lc m	a	b	V_u d conf. Tn	V_u d resto Tn
1	B	14.06	54.3	1.2	-1.66	14.2	13.25	12.16
2	B	13.00	54.3	1.2	-2.44	13.7	12.34	10.73

Donde a y b son los factores de la ecuación lineal del caso de cortante V_u determinado, utilizados para hallar V_u diseño a las distancias d y L_c .

Se determinó el V_u de diseño para la zona de confinamiento (**V_u d conf.**) y para el resto de la viga (**V_u d resto**).

En la zona de confinamiento:

$$\frac{A_s}{S} = \frac{V_s}{f_y * d} \quad V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

Niv,	Eje	V_u d Tn	V_c Tn	V_s Tn	A_v/S cm ² /cm
1	B	13.25	12.50	3.09	0.0135
2	B	12.34	12.50	2.01	0.0088

En el resto de la viga se analizan 3 casos:

Niv,	Eje	V_u d Tn	V_c Tn	V_s Tn
1	B	12.16	12.50	1.80
2	B	10.73	12.50	0.13

a) Si $V_u \leq \Phi V_c/2$, no se requiere esfuerzo por cortante

Niv,	Eje	Vud Tn	ΦV_c Tn	FACTOR
1	B	12.16	10.63	1.14
2	B	10.73	10.63	1.01

Si requiere
Si requiere

a) Si $\Phi V_c/2 < V_u \leq \Phi V_c$, usar refuerzo mínimo por cortante

Niv,	Eje	Vud Tn	ΦV_c Tn	FACTOR
1	B	12.16	10.63	1.14
2	B	10.73	10.63	1.01

Diseñar
Diseñar

$$\frac{A_{s\text{mín}}}{S} = \frac{0.2 * \sqrt{f'c} * bw}{f_y} \quad (1) \quad \frac{A_{s\text{mín}}}{S} = \frac{3.5 * bw}{f_y} \quad (2)$$

Avmín/S cm ² /cm		
1	2	Mayor
0.0207	0.0250	0.0250

b) Si $V_u > \Phi V_c$, se procede al diseño normal, no sin antes realizar la verificación de otros 3 sub casos.

Caso 1. Si:

$$V_s \leq 1.06 * \sqrt{f'c} * bw * d = 2 * V_c$$

Niv,	Eje	Vud Tn	2*Vc Tn	Vs Tn
1	B	12.16	25.00	1.80
2	B	10.73	25.00	0.13

Cumple Caso
Cumple Caso

Límite de espaciamiento:

$$d/2 = 27.1 \text{ cm} \quad S_{\text{máx}} = 60 \text{ cm}$$

Caso 2. Si:

$$1.06 * \sqrt{f'c} * bw * d = (2 * V_c) < V_s \leq 2.12 * \sqrt{f'c} * bw * d = (4 * V_c)$$

Niv,	Eje	Vud Tn	4*Vc Tn	Vs Tn
1	B	12.16	50.00	1.80
2	B	10.73	50.00	0.13

No cumple caso
No cumple caso

Límite de espaciamiento:

$$d/4 = 13.6 \text{ cm} \quad S_{\text{máx}} = 30 \text{ cm}$$

Caso 3. Si:

$$V_s > 2.12 * \sqrt{f'c} * bw * d = (4 * V_c)$$

Niv,	Eje	Vud Tn	4*Vc Tn	Vs Tn
1	B	12.16	50.00	1.80
2	B	10.73	50.00	0.13

No cumple caso
No cumple caso

De encontrarse en este caso, se recomienda redimensionar la sección.

Se realiza el espaciamiento con la fórmulas anteriores y se verifica el espaciamiento mínimo a considerar:

$$\frac{A_s}{S} = \frac{V_s}{f_y * d}$$

Niv,	Eje	Vud Tn	Vc Tn	Vs Tn	As/S cm2/cm
1	B	12.16	12.50	1.80	0.01
2	B	10.73	12.50	0.13	0.00

Finalmente se adiciona el refuerzo por torsión de ser necesario y se calcula el espaciamiento final. Verificamos los límites de espaciamiento de acuerdo a los casos anteriores.

Se emplearán estribos de :

$$\begin{aligned} \Phi_e &= 3/8 \text{ ''} \\ \text{Ramales} &= 2 \\ A_s &= 1.43 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

En la zona de confinamiento:

Niv,	Eje	Cortante	Torsión	Final	Espac.	Espac.
		As/S cm2/cm	2As/S cm2/cm	As/S cm2/cm	S cm	Smáx. cm
1	B	0.014	0.00	0.01	105.19	15.00
2	B	0.009	0.00	0.01	161.31	15.00

En el resto de la viga:

Niv,	Eje	Cortante	Torsión	Final	Espac.	Espac.
		As/S cm2/cm	2As/S cm2/cm	As/S cm2/cm	S cm	Smáx. cm
1	B	0.008	0.00	0.01	180.05	27.13
2	B	0.001	0.00	0.00	2566.45	27.13

3.5.8. DISEÑO DE VIGAS A TORSIÓN

Se procede al diseño de vigas de concreto armado por torsión. Los datos utilizados son los siguientes:

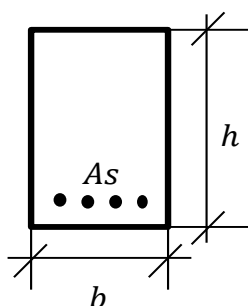
$f'c$	=	210	kg/cm ²	Resistencia del concreto
fyt	=	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero
ϕf	=	0.9		Factor de reducción de resistencia a flexión
ϕc	=	0.85		Factor de reducción de resistencia a corte
r	=	4	cm	Recubrimiento mínimo
E_c	=	21737.07	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del concreto
E_s	=	2100000	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del acero
β_1	=	0.85		Factor de compresión del concreto
Φ_e	=	3/8	"	Díametro de Estribo
Φ_v	=	5/8	"	Díametro de varilla asumido

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'c}$$

$$\beta_1 = 0.85 \leftrightarrow f'c \leq 280$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'c}{1400} \leftrightarrow f'c > 280$$

3.5.8.1. SECCIÓN DE VIGA



$$h = 60 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Peralte Efectivo

$$d = h - rec - \Phi_e - \Phi_v/2$$

$$d = 54.25 \text{ cm}$$

3.5.8.2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

Se realiza el cálculo de algunas propiedades geométricas de la sección para el diseño por

A_{cp}	=	Área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto
P_{cp}	=	Perímetro exterior de la sección transversal
A_{oh}	=	Área encerrada por la línea central de los estribos cerrados más externos
A_o	=	Área total encerrada por la trayectoria del flujo cortante
P_h	=	Perímetro de la línea central del refuerzo por torsión cerrado más externo

$$A_{cp} = b * h$$

$$A_{oh} = x_1 * y_1, \quad \text{donde}$$

$$P_{cp} = 2(b + h)$$

$$A_o = 0.85 * A_{oh}$$

$$x_1 = b - 2 \left(rec + \frac{\Phi_e}{2} \right)$$

$$Ph = 2(x1 + y1) \qquad y1 = h - 2\left(\text{rec} + \frac{\Phi e}{2}\right)$$

Acp	=	1800 cm ²	Aoh	=	1074 cm ²
Pcp	=	180 cm ²	Ao	=	913 cm ²
x1	=	21.05 cm	Ph	=	144 cm
y1	=	51.05 cm			

3.5.8.3. CASOS EN LOS CUALES PUEDE IGNORARSE EL TORSOR

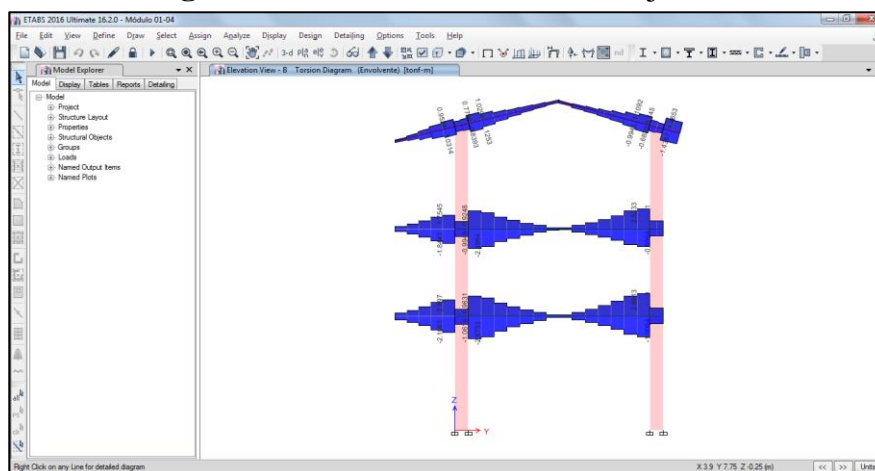
Los momentos torsores que no exceden de aproximadamente la cuarta parte del momento torsor de agrietamiento, T_{cr} , no producen una reducción significativa en la resistencia a flexión ni en la resistencia al cortante, por lo que pueden ser ignorados.

$$T_u < \phi T_{cr} = \phi * 0.27 * \sqrt{f'c} * \left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right)$$

Dirección X - Primer Nivel				
Eje	Viga	Tu	ϕT_{cr}	Verificación
		Tn*m		
B	1-2	2.9	59.9	No requiere refuerzo
D	1-2	2.6	59.9	No requiere refuerzo
F	1-2	2.9	59.9	No requiere refuerzo

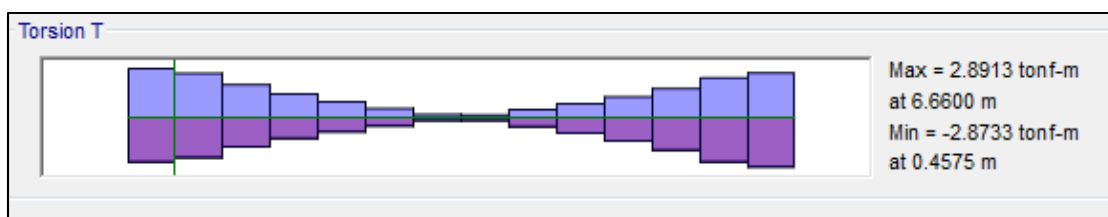
Dirección X - Segundo Nivel				
Eje	Viga	Tu	ϕT_{cr}	Verificación
		Tn*m		
B	1-2	2.5	59.9	No requiere refuerzo
D	1-2	2.30	59.9	No requiere refuerzo
F	1-2	2.5	59.9	No requiere refuerzo

Figura N°3.5.8.2 - 01. Torsor en el Eje B



Fuente: Elaboración Propia

Figura N°3.5.8.2 - 03,01. Diagrama de torsión en vigas



Fuente: Elaboración Propia

3.5.8.4. REDUCCIÓN DE TORSIÓN DE DISEÑO

En estructuras estáticamente indeterminadas, donde se puede producir una reducción del momento torsor en el elemento debido a la redistribución de fuerzas internas después del agrietamiento por torsión, se permite reducir el máximo torsor T_u .

$$\phi T_n = \phi * 1.1 * \sqrt{f'c} * \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$\Phi T_n = 2.44 T_n^*m$$

3.5.8.5. RESISTENCIA A TORSIÓN DE LA SECCIÓN

Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w * d} \right)^2 + \left(\frac{T_u * P_h}{1.7 * A_o h^2} \right)^2} \leq \phi * \left(\frac{V_c}{b_w * d} + 2.1 * \sqrt{f'c} \right)$$

Dirección X - Primer Nivel						
Eje	Viga	Vu	Vc	Form. Izq.	Form. Der.	Verificación
		Tn*m		Kg/cm2	Kg/cm3	
B	1-2	13.3	12.5	19.68	32.40	Sección Suficiente
D	1-2	13.3	12.5	19.68	32.40	Sección Suficiente
F	1-2	13.3	12.5	19.68	32.40	Sección Suficiente

Dirección X - Segundo Nivel						
Eje	Viga	Vu	Vc	Form. Izq.	Form. Der.	Verificación
		Tn*m		Kg/cm2	Kg/cm3	
B	1-2	12.3	12.5	19.46	32.40	Sección Suficiente
D	1-2	12.3	12.5	19.46	32.40	Sección Suficiente
F	1-2	12.3	12.5	19.46	32.40	Sección Suficiente

3.5.8.6. DISEÑO POR TORSIÓN

Se utiliza la siguiente fórmula para el diseño por torsión para un ramal de estribo:

$$\frac{At}{S} = \frac{Tu}{\phi * 2 * Ao * fyt * \cot(\theta)}$$

Dirección X - Primer Nivel				
Eje	Viga	Tu Tn*m	Cot (θ) φ=45°	At/s cm2/cm
B	1-2	2.44	1.00	0.04
D	1-2	2.44	1.00	0.04
F	1-2	2.44	1.00	0.04

Dirección X - Segundo Nivel				
Eje	Viga	Tu Tn*m	Cot (θ) φ=45°	At/s cm2/cm
B	1-2	2.44	1.00	0.04
D	1-2	2.44	1.00	0.04
F	1-2	2.44	1.00	0.04

Selección de refuerzo longitudinal por torsión:

$$Al = \frac{At}{s} * Ph * \left(\frac{fyt}{fy} \right) * \cot^2 \theta$$

El área total mínima de refuerzo longitudinal adicional requerido:

$$Al_{mín} = \frac{1.33 * \sqrt{f'c} * Acp}{fy} - \frac{At}{s} * Ph * \left(\frac{fyt}{fy} \right), \quad \text{donde } \frac{At}{s} \geq 1.75 * \frac{bw}{fyt}$$

Dirección X - Primer Nivel						
Eje	Viga	At/s cm2/cm	Al cm2/cm	At/s mín cm2/cm	Almín cm2/cm	Al final cm2/cm
B	1-2	0.04	5.39	0.01	2.87	5.39
D	1-2	0.04	5.39	0.01	2.87	5.39
F	1-2	0.04	5.39	0.01	2.87	5.39

Dirección X - Segundo Nivel						
Eje	Viga	At/s cm2/cm	Al cm2/cm	At/s mín cm2/cm	Almín cm2/cm	Al final cm2/cm
B	1-2	0.04	5.39	0.01	2.87	5.39
D	1-2	0.04	5.39	0.01	2.87	5.39
F	1-2	0.04	5.39	0.01	2.87	5.39

Este acero long. adicional se reparte en tres lechos en las cuatro esquinas internas de los estribos y verticalmente entre ellos, con una separación no mayor de 30cm.

$$\begin{aligned} As \text{ sup.} &= 1.80 \text{ cm}^2 && (1/3) Asl \\ As \text{ inf.} &= 3.60 \text{ cm}^2 && (2/3) Asl \end{aligned}$$

Refuerzo mínimo por torsión:

$$\frac{A_v + 2A_t}{s} = 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{bw}{f_{yt}} \geq 3.5 * \frac{bw}{f_{yt}}$$

$(A_v + 2A_t)/s$ (1) cm ² /cm	$(A_v + 2A_t)/s$ (2) cm ² /cm	$(A_v + 2A_t)/s$ mín cm ² /cm
0.0207	0.0250	0.0250

3.5.9. CONTROL DE DEFLEXIONES

Si el momento actuante en servicio (M_a) es menor que el momento asociado con el agrietamiento (por flexión de la sección (M_{cr}), se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero de refuerzo. Si el momento actuante es mayor que el momento de agrietamiento se utilizarán las propiedades de la sección agrietada transformada, despreciando el aporte del concreto en la zona de tracción.

La deflexión inmediata para elementos de concreto de peso normal podrá calcularse con el módulo de elasticidad del concreto especificado la siguiente fórmula y con el momento de inercia efectivo de la sección transformada agrietada (I_e). Cuando el momento flector para condiciones de servicio en cualquier sección del elemento no exceda el momento de agrietamiento (M_{cr}), podrá usarse el momento de inercia de la sección no agrietada (I_g).

Momento de Agrietamiento (M_{cr}):

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t}$$

donde: **f_r**: Módulo de Rotura
 Y_t: Fibra en tracción

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c}$$

Para el cálculo del momento de inercia de la sección transformada agrietada (I_e), cuando exista acero en compresión, se podrá utilizar una relación modular de $n'=2n$ ($n = E_s / E_c$) para la transformación del acero en compresión a concreto equivalente.

El momento de inercia efectivo será un promedio ponderado calculado e acuerdo a:

- En elementos continuos en ambos extremos:

$$I_e = (I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3})/4$$

- Si el tramo sólo es continuo en un extremo:

$$I_e = (I_{e1} + 2I_{e3})/3$$

donde I_{e1} y I_{e2} son los momentos de inercia en las secciones extremas del tramo y I_{e3} es el momento de inercia de la sección central del tramo.

- Para elementos simplemente apoyados en ambos extremos, se usará el momento de inercia calculado para la sección central.

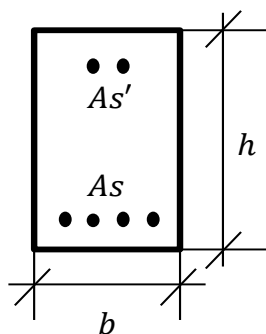
- Para elementos en voladizo se usará el momento de inercia calculado para la sección en el apoyo del voladizo.

El momento de inercia efectivo se calcula mediante (Branson 1965):

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] * I_{cr} \leq I_g$$

donde I_{cr} es la inercia de la sección agrietada.

3.5.9.1. VIGAS RECTANGULARES



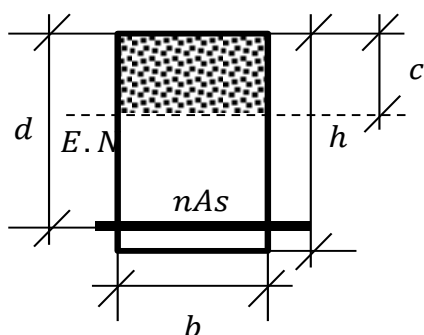
Inercia bruta:

$$I_g = \frac{b * h^3}{12}$$

Momento de agrietamiento:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t}, \quad \text{donde } Y_t = \frac{h}{2}$$

Secciones simplemente reforzadas:



Cálculo de eje neutro (c):

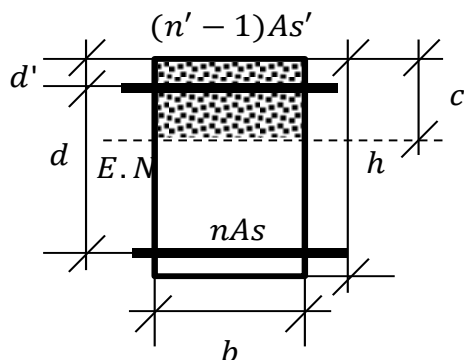
$$(b)c^2 + (2n * As)c - (2n * As * d) = 0$$

$$c = \frac{-(2n * As) \pm \sqrt{(2n * As)^2 + 4b(2n * As * d)}}{2b}$$

Inercia agrietada (I_{cr}):

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nAs(d - c)^2$$

Secciones doblemente reforzadas:



Cálculo de eje neutro (c):

$$\left(\frac{b}{2}\right)c^2 + [nAs + (n' - 1) * As']c - [nAs * d + (n' - 1)As' * d'] = 0$$

Inercia agrietada (I_{cr}):

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nAs(d - c)^2 + (n' - 1)As'(c - d')^2$$

$$c = \frac{-[nAs + (n' - 1) * As'] \pm \sqrt{[nAs + (n' - 1) * As']^2 + 2b[nAs * d + (n' - 1)As' * d']}}{b}$$

3.5.9.2. CÁLCULOS

Determinamos el momento crítico en la sección:

Eje B, D y F - 1° Y 2° Nivel						
SEC.	b	h	I _g	Y _t	f _r	M _{cr}
	m	m	m ⁴	m	Kg/cm ²	Tn*m
B	0.3	0.6	0.0054	0.3	28.98	5.22

Verificamos si el M_a es mayor que el M_{cr} , en tal caso se usarán las inercias efectivas de secciones agrietadas. Por el contrario, se usará las inercias de secciones brutas.

Las deflexiones se calcularán para carga muerta (Dead), para carga muerta + carga viva (Dead + Live) y para carga viva (Live) por separado:

Eje B, D y F - 1° Y 2° Nivel				
SEC.	Ma D Tn*m	Ma D+L Tn*m	Ma L Tn*m	Mcr Tn*m
B	6.79	10.13	3.35	5.22

Se determinaron los valores de M_a máximos en el tramo de la viga para cada condición de carga, solo para el caso de carga viva (Live), se usarán las inercias brutas.

3.5.9.3. CASO DE CARGA DEAD

Calculamos las inercias críticas y efectivas para cada sección del tramo:

Para el caso de un extremo continuo:

Eje B, D y F - 1° Y 2° Nivel										
SEC.	d'	d	Ec	Es	n	n'	As	As'	c	Icr
	cm	cm	Kg/cm ²	Kg/cm ²			cm ²	cm ²	cm	m ⁴
B1	4.95	54	217370.65	2100000	10	20	5.23	3.96	23	0.0020
B2	4.95	54	217370.65	2100000	10	20	7.92	3.96	27.6	0.0030

Calculamos los momentos actuantes:

SEC.	W D Tn/m	L m	MaD Tn/m
B1	1.52	6.9	9.05
B2	1.52	6.9	6.03
Vol	1.52	2.17	3.58

Eje B, D y F - 1° Y 2° Nivel					
SEC.	Mcr Tn*m	Ma Tn*m	Ig m ⁴	Icr m ⁴	Ie m ⁴
B1	5.22	9.05	0.0054	0.0020	0.00262
B2	5.22	6.03	0.0054	0.0030	0.00457

Para el caso del voladizo

Eje B, D y F - 1° Y 2° Nivel										
SEC.	d'	d	Ec	Es	n	n'	As	As'	c	Icr
	cm	cm	Kg/cm ²	Kg/cm ²			cm ²	cm ²	cm	m ⁴
Vol.	4.95	54	217370.65	2100000	10	20	7.92	3.96	27.6	0.0030

Eje B, D y F - 1° Y 2° Nivel					
SEC.	Mcr Tn*m	Ma Tn*m	Ig m ⁴	Icr m ⁴	Ie m ⁴
B1	5.22	3.58	0.0054	0.0030	0.00540

Inercia efectiva total para un tramo continuo:

$$I_e = 0.00392 \text{ m}^4$$

Inercia efectiva total para voladizo:

$$I_e = 0.00540 \text{ m}^4$$

Calculamos las deflexiones:

SEC.	Flecha D cm
B	0.105
Vol	0.036

3.5.9.4. CASO DE CARGA DEAD + LIVE

Calculamos las inercias críticas y efectivas para cada sección del tramo:

Para el caso de un extremo continuo:

Eje B, D y F - 1° Y 2° Nivel										
SEC.	d' cm	d cm	Ec Kg/cm ²	Es Kg/cm ²	n	n'	As cm ²	As' cm ²	c cm	Icr m ⁴
B1	4.95	54	217370.65	2100000	10	20	5.23	3.96	23	0.0007
B2	4.95	54	217370.65	2100000	10	20	7.92	3.96	27.6	0.0009

Calculamos los momentos actuantes:

SEC.	WL Tn/m	L m	MaL Tn/m
B1	2.5	6.9	14.88
B2	2.5	6.9	9.92
Vol	2.5	2.17	5.89

Eje B, D y F - 1° Y 2° Nivel					
SEC.	Mcr Tn*m	Ma Tn*m	Ig m ⁴	Icr m ⁴	Ie m ⁴
B1	5.22	14.88	0.0054	0.0007	0.00095
B2	5.22	9.92	0.0054	0.0009	0.00159

Para el caso del voladizo

Eje B, D y F - 1° Y 2° Nivel										
SEC.	d'	d	Ec	Es	n	n'	As	As'	c	Icr
	cm	cm	Kg/cm ²	Kg/cm ²			cm ²	cm ²	cm	m ⁴
Vol.	4.95	54	217370.65	2100000	10	20	7.92	3.96	27.6	0.0009

Eje B, D y F - 1° Y 2° Nivel					
SEC.	Mcr	Ma	Ig	Icr	Ie
	Tn*m	Tn*m	m ⁴	m ⁴	m ⁴
B1	5.22	5.89	0.0054	0.0009	0.00404

Inercia efectiva total para un tramo continuo:

$$I_e = 0.00137 \text{ m}^4$$

Inercia efectiva total para voladizo:

$$I_e = 0.00404 \text{ m}^4$$

Calculamos las deflexiones:

SEC.	F (D+L)
	cm
B	0.494
Vol	0.079

3.5.9.5. CASO DE CARGA DEAD + 0.25LIVE

Calculamos las inercias críticas y efectivas para cada sección del tramo:

Para el caso de un extremo continuo:

Eje B, D y F - 1° Y 2° Nivel										
SEC.	d'	d	Ec	Es	n	n'	As	As'	c	Icr
	cm	cm	Kg/cm ²	Kg/cm ²			cm ²	cm ²	cm	m ⁴
B1	4.95	54	217370.65	2100000	10	20	5.23	3.96	23	0.0007
B2	4.95	54	217370.65	2100000	10	20	7.92	3.96	27.6	0.0009

Calculamos los momentos actuantes:

SEC.	W D+L	L	MaD+L
	Tn/m	m	Tn/m
B1	1.765	6.9	10.50
B2	1.765	6.9	7.00
Vol	1.765	2.17	4.16

Eje B, D y F - 1° Y 2° Nivel					
SEC.	Mcr Tn*m	Ma Tn*m	Ig m4	Icr m4	Ie m4
B1	5.22	10.50	0.0054	0.0007	0.00132
B2	5.22	7.00	0.0054	0.0009	0.00278

Para el caso del voladizo

Eje B, D y F - 1° Y 2° Nivel										
SEC.	d'	d	Ec	Es	n	n'	As	As'	c	Icr
	cm	cm	Kg/cm2	Kg/cm2			cm2	cm2	cm	m4
Vol.	4.95	54	217370.65	2100000	10	20	7.92	3.96	27.6	0.0009

Eje B, D y F - 1° Y 2° Nivel					
SEC.	Mcr Tn*m	Ma Tn*m	Ig m4	Icr m4	Ie m4
B1	5.22	4.16	0.0054	0.0009	0.00540

Inercia efectiva total para un tramo continuo:

$$I_e = 0.00229 \text{ m}^4$$

Inercia efectiva total para voladizo:

$$I_e = 0.00540 \text{ m}^4$$

Calculamos las deflexiones:

SEC.	Flecha D cm
B	0.209
Vol	0.042

3.5.9.6. VERIFICACIÓN DE DEFLEXIÓN INSTANTÁNEA POR CARGA VIVA

La deflexión instantánea por carga viva se determina mediante:

$$dL = d(D + L) - dD \quad dmáx = L/180$$

SEC.	Flecha D cm	F (D +L) cm	Flecha L cm	L m	F. Máx cm
B	0.105	0.494	0.389	6.9	3.833
Vol	0.036	0.079	0.043	2.17	1.206

3.5.9.7. VERIFICACIÓN DE DEFLEXIÓN A LARGO PLAZO

La deflexión a largo plazo se determina mediante:

$$dSL = d(D + SL) - dD$$

$$dmáx = L/480$$

$$dLT = dL + \lambda_1 dD + \lambda_2 dSL$$

SEC.	Flecha D cm	F (D +SL) cm	Flecha SL cm	L m	F. Máx cm
B	0.105	0.209	0.104	6.9	3.833
Vol	0.036	0.042	0.006	2.17	1.206

Determinamos el factor a largo plazo:

$$\lambda\Delta = \frac{\varepsilon}{1 + 50p'}$$

SEC.	As' cm ²	b cm	d cm	p'	e1	e2	λ_1	λ_2
B	3.96	30	54	0.002	2.0	2.0	1.78	1.78
Vol	3.96	30	54	0.002	2.0	2.0	1.78	1.78

SEC.	λ_1	FL cm	F $\lambda_1 D$ cm	λ_2	F $\lambda_2 DSL$ cm	L m	F. Total cm	F. Máx. cm
B	1.78	0.389	0.188	1.78	0.185	6.9	0.761	1.438
Vol	1.78	0.043	0.064	1.78	0.010	2.17	0.117	0.452

3.5.10. LONGITUD DE DESARROLLO

Se utilizarán los siguientes datos para el cálculo de longitudes de desarrollo:

f'c	=	210	kg/cm ²	Resistencia del concreto
fy	=	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero
r	=	4.00	cm	Recubrimiento mínimo
Ec	=	217370.651	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del concreto
Es	=	2100000	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del acero
β1	=	0.85		Factor de comprensión del concreto
Φe	=	3/8	"	Díametro de Estribo
Φv	=	5/8	"	Díametro de varilla asumido

3.5.10.1. LONGITUDES DE DESARROLLO A TRACCIÓN

Para barras corrugadas o alambres corrugados, ld se calculará de acuerdo a:

ψt	1.00	1.30	CONDICIONES			
ψe	1.00		Con Estribos		Sin Estribos	
ψs	1.00		db	5/8	db	5/8
λ	1.00		S	15.0 cms	S	15.0 cms
			rec.	4.00 cms	rec.	4.00 cms
				Ok		Ok
				Ok		Ok
			Usar Ecuación b		Usar Ecuación b	

Ecuación a

$$ld = \left(\frac{f_y * \psi_t * \psi_e * \lambda}{8.2 * \sqrt{f'_c}} \right) * db$$

$$ld' = \left(\frac{f_y * \psi_t * \psi_e * \lambda}{6.6 * \sqrt{f'_c}} \right)$$

ld para barras de 3/4 y menores

ld' para barras mayores a 3/4

Ecuación b

$$ld = \left(\frac{f_y}{3.5 * \sqrt{f'_c}} * \psi_t * \psi_e * \lambda \right) * db$$

$$F = \left(\frac{cb + Ktr}{db} \right) \leq 2.5$$

Ktr 0.00

cb a. **5.00** cms

5.00 b. **6.00** cms

Barra	Ø		Ld(cm)	
	pulg	cm	Sup.	Inf.
# 3	3/8	0.95	43.8	33.7
# 4	1/2	1.27	58.4	44.9
# 5	5/8	1.59	72.9	56.1
# 6	3/4	1.91	87.5	67.3
# 8	1	2.54	145	112
# 10	1 1/4	3.18	181	139
# 12	1 1/2	3.81	218	167

Nota No debe ser menor a 30cm

Barra	Ø		Ld(cm)		F
	pulg	cm	Sup.	Inf.	
# 3	3/8	0.95	41.0	31.5	2.50
# 4	1/2	1.27	54.7	42.1	2.50
# 5	5/8	1.59	68.4	52.6	2.50
# 6	3/4	1.91	82.0	63.1	2.50
# 8	1	2.54	139	107	1.97
# 10	1 1/4	3.18	217	167	1.57
# 12	1 1/2	3.81	313	240	1.31

Nota No debe ser menor a 30cm

3.5.10.2. LONGITUDES DE DESARROLLO A COMPRESIÓN

Debe tomarse el mayor de:

$$\left(\frac{0.075 * f_y}{\sqrt{f'_c}}\right) * db \dots \dots (1)$$

$$(0.0044 * f_y) * db \dots \dots (2)$$

Barra	∅	∅	1	2	Ld
	pulg	cm	cm	cm	cm
# 3	3/8	0.95	20.70	17.60	20.7
# 4	1/2	1.27	27.61	23.47	27.6
# 5	5/8	1.59	34.51	29.34	34.5
# 6	3/4	1.91	41.41	35.20	41.4
# 8	1	2.54	55.21	46.94	55.2
# 10	1 1/4	3.18	69.02	58.67	69.0
# 12	1 1/2	3.81	82.82	70.41	82.8
Nota	No debe ser menor a 20 cm				

3.5.10.3. LONG. DE DES. DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN

Debe tomarse el mayor de:

$$\left(\frac{0.075 * f_y * \psi_e * \lambda}{\sqrt{f'_c}}\right)$$

$$8 * db \dots \dots (2)$$

Figura N° 3.5.10.3 - 01. Long. De Ganchos

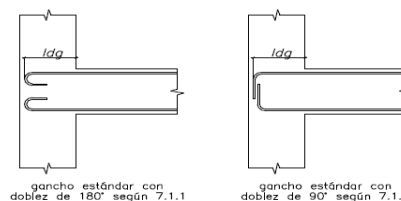


Fig. 12.5.2 Longitud de anclaje con gancho estándar en tracción.

Fuente: Cap. 12 E0.60

Casos en los que puede reducirse l_{dg}:

Figura N° 3.5.10.3 - 02. Casos a y b

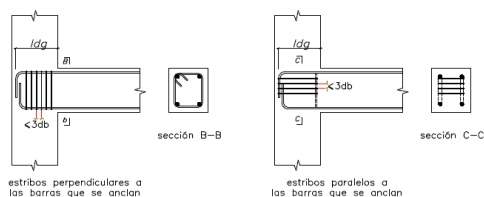


Fig. 12.5.3.b Casos con gancho estándar a 90° en los que se puede multiplicar l_{dg} por 0.8

Fuente: Cap. 12 E0.60

Figura N° 3.5.10.3 - 03. Casos c

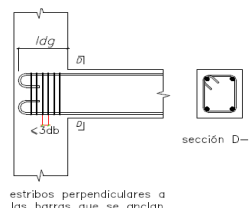


Fig. 12.5.3.c Caso con gancho estándar a 180° en el que se puede multiplicar l_{dg} por 0.8

Fuente: Cap. 12 E0.60

Barra	∅	∅	1	2	Ld
	pulg	cm	cm	cm	cm
# 3	3/8	0.95	20.70	7.62	20.70
# 4	1/2	1.27	27.61	10.16	27.61
# 5	5/8	1.59	34.51	12.70	34.51
# 6	3/4	1.91	41.41	15.24	41.41
# 8	1	2.54	55.21	20.32	55.21
# 10	1 1/4	3.18	69.02	25.40	69.02
# 12	1 1/2	3.81	82.82	30.48	82.82
Nota	No debe ser menor a 15 cm				

3.5.10.4. DESARROLLO DEL REFUERZO PARA FLEXIÓN

Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo en elementos sometidos a flexión son los puntos donde se presentan los esfuerzos máximos y los puntos dentro de la luz libre donde se corta o se dobla el refuerzo.

El refuerzo se debe extender, más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d ó $12 d_b$, la que sea mayor.

Cuando existan dos o más bastones, el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo l_d más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.

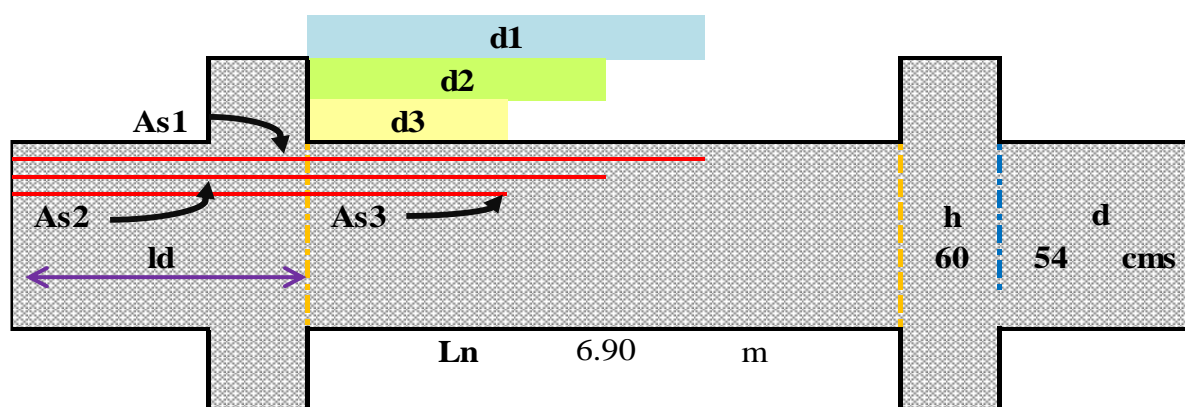
El refuerzo por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se satisfaga alguno de los siguientes requisitos:

- (a) V_u en el punto terminal no excede $(2/3) \phi V_n$.
- (b) Barras 13/8" y menores, en las que el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y V_u no excede $(3/4) \phi V_n$.

3.5.10.5. DESARROLLO DEL REFUERZO PARA M(-)

Por lo menos 1/3 del refuerzo total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que d , $12 db$ ó $Ln/16$, la que sea mayor.

				ϕMn		pulg	cms	ld	$12 db$	
2	As1	3.96	cm ²	15.31	Tn*m	db1	5/8	1.59	72.9	19.1
0	As2	0.00	cm ²	0.00	Tn*m	db2	5/8	1.59	72.9	19.1
0	As3	0.00	cm ²	0.00	Tn*m	db3	5/8	1.59	72.9	19.1
2	Cont.	3.96	cm ³	7.89	Tn*m	db	5/8	1.59		



$$d_i = \max((ld), (D_i + \max(d, 12db)))$$

Donde: D_i es la distancia del momento resistente producido por As_i hasta el momento resistente producido por $As_{(i-1)}$ en el diagrama de momentos

D1	67	cms	d1	121	cms
D2		cms	d2	73	cms
D3		cms	d3	73	cms

Medida de la distancia desde la cara del apoyo al punto de inflexión:

Punto de Inflexión	0	cms
---------------------------	----------	-----

Verificamos que el acero continuo sea al menos 1/3 del total, de no ser así se extenderán los refuerzos hasta tener un área de al menos 1/3 del total, una distancia d , $12 db$ ó $Ln/16$, la mayor:

$$\begin{aligned} \text{As total} &= 7.92 \text{ cm}^2 \\ \text{As continuo} &= 3.96 \text{ cm}^2 > 1/3 \text{ As total} \end{aligned}$$

Corte de refuerzo en la sección a tracción debe cumplir uno de:

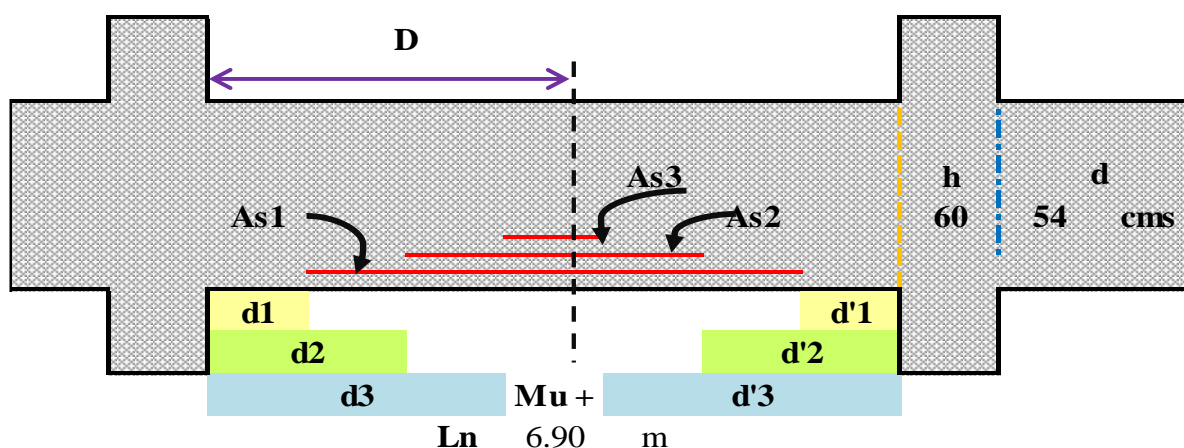
$$Vu \leq 2/3 \phi Vn \quad \frac{As_{prop.}}{As_{req.}} \geq 2 \quad Vu \leq 3/4 \phi Vn$$

Vu	=	12.08	Tn	$As_{prop}/As_{req.}$	=	1	No cumple
Vn	=	28.69	Tn	Ratio	=	0.495	Cumple
Ratio	=	0.495	Cumple				

3.5.10.6. DESARROLLO DEL REFUERZO PARA M(+)

Por lo menos 1/3 del refuerzo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar por lo menos 150 mm dentro del apoyo.

				ϕM_n		pulg	cms	ld	12 db	
1	As1	1.27	cm ²	10.31	Tn*m	db1	1/2	1.27	60.0	15.2
0	As2	0.00	cm ²	0.00	Tn*m	db2	5/8	1.59	72.9	19.1
0	As3	0.00	cm ²	0.00	Tn*m	db3	5/8	1.59	72.9	19.1
2	Cont.	3.96	cm ³	7.89	Tn*m	db	5/8	1.59	72.9	19.1



Diámetro máximo de las barras continuas

En los apoyos simples y en los puntos de inflexión, el refuerzo de tracción para momento positivo debe limitarse a un diámetro tal que ld satisfaga que:

db	=	5/8		
ld	=	72.9		
la	=	54.00		
Mn	=	7.89	Tn*m	
Vu	=	12.16	Tn	

$$ld \leq la + \frac{Mn}{Vu}$$

Ecuación **Cumple**

donde: la en el punto de inflexión debe limitarse a d ó $12 db$, el que sea mayor.

D es la distancia de la cara del apoyo al momento último

Di son las distancia desde el $Mu+$ hasta el momento resistido (Mn) por las barras continuas

di son las longitudes a acotar en el plano donde termina el refuerzo.

D	3.45	m		cms		cms		cms	
D1	0.80	cms		ld1	134.0	d1	211	d'1	211
D2	0	cms		ld2	72.90	d2	272	d'2	272
D3	0	cms		ld3	72.90	d3	272	d'3	272

Verificamos que el acero continuo sea al menos 1/3 del total, de no ser así se extenderán los refuerzos hasta tener un área de al menos 1/3 del total, una distancia d , $12 db$ ó $L_n / 16$, la mayor:

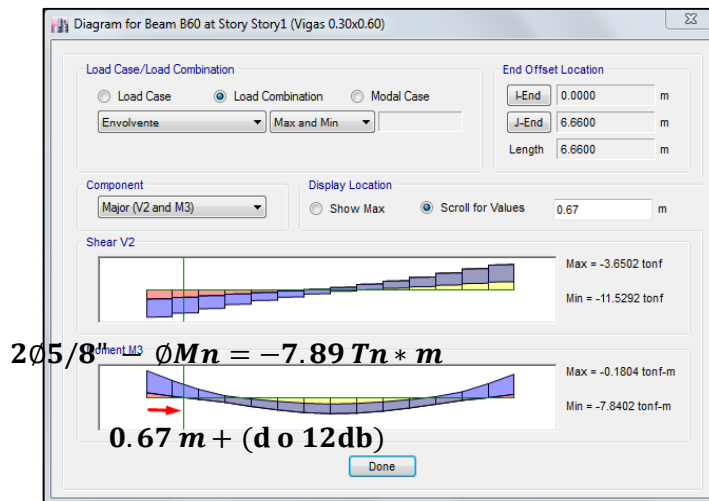
$$\begin{aligned} \text{As total} &= 5.23 \text{ cm}^2 \\ \text{As continuo} &= 3.96 \text{ cm}^2 > \mathbf{1/3 \text{ As total}} \end{aligned}$$

Corte de refuerzo en la sección a tracción debe cumplir uno de:

$$V_u \leq 2/3 \phi V_n \quad \frac{A_{sprop.}}{A_{sreq.}} \geq 2 \quad V_u \leq 3/4 \phi V_n$$

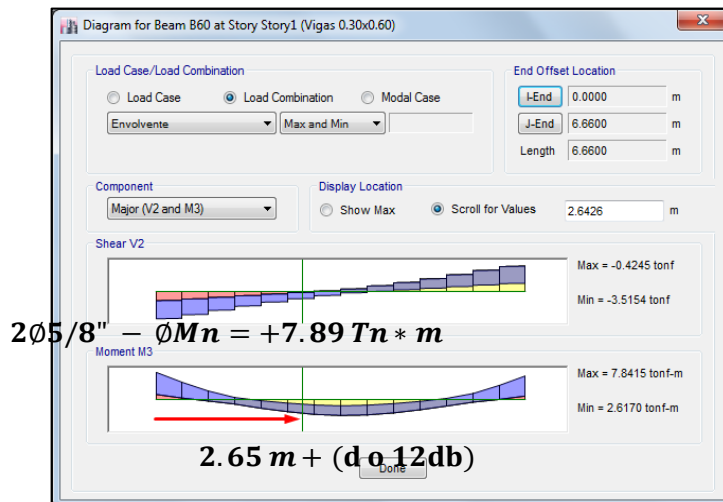
$$\begin{aligned} V_u &= 12.08 \text{ Tn} & A_{sprop.}/A_{sreq.} &= 1 & \text{Cumple} \\ V_n &= 28.69 \text{ Tn} & \text{Ratio} &= & \mathbf{0.495 \text{ Cumple}} \\ \text{Ratio} &= & \mathbf{0.495 \text{ Cumple}} & & \end{aligned}$$

Figura N° 4.3.8.2 - 01. Desarrollo para M(-)



Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 4.3.8.2 - 01. Desarrollo para M(+)



Fuente: Elaboración Propia

3.5.11. EMPALME POR TRASLAPE

Se utilizarán los siguientes datos para el cálculo de los empalmes:

f_c	=	210	kg/cm ²	Resistencia del concreto
f_y	=	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero
r	=	4	cm	Recubrimiento mínimo
E_c	=	217370.65	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del concreto
E_s	=	2100000.00	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del acero
β₁	=	0.85		Factor de compresión del concreto
Φ_e	=	3/8	"	Díametro de Estribo
Φ_v	=	3/4	"	Díametro de varilla asumido

3.5.11.1. EMPALMES DE ALAMBRES Y BARRAS CORRUGADAS A TRACCIÓN

	ψ_t	1.00	1.30
	ψ_e	1.00	
EMPALMES CLASE A	ψ_s	1.00	
EMPALMES CLASE B	λ	1.00	

As prop.	Porcentaje máximo de As empalmado en la longitud requerida para dicho	
As requere.		
(*)	50	100
≥ 2	Clase A	Clase B
< 2	Clase B	Clase B

(*) Relación entre el área de refuerzo proporcionada y la requerida por cálculo en la zona de empalme

$$K_{tr} = 0.00$$

$$cb = \begin{cases} a. & 5.00 \text{ cms} \\ b. & 6.00 \text{ cms} \end{cases}$$

$$l_d = \left(\frac{f_y}{3.5 * \sqrt{f'_c}} * \psi_t * \psi_e * \lambda \right) * db \quad \left(\frac{cb + K_{tr}}{db} \right) \leq 2.5$$

Barra	Ø pulg	Ø cm	cb+K _{tr} /db	CLASE A		CLASE B	
				Ld(cm)		Ld(cm)	
				Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
# 3	3/8	0.95	2.50	41	32	53	41
# 4	1/2	1.27	2.50	55	42	71	55
# 5	5/8	1.59	2.50	68	53	89	68
# 6	3/4	1.91	2.50	82	63	107	82
# 8	1	2.54	1.97	139	107	181	139
# 10	1 1/4	3.18	1.57	217	167	282	217
# 12	1 1/2	3.81	1.31	313	240	406	313
Nota	No debe ser menor a 30cm						

3.5.11.2. EMPALMES DE BARRAS CORRUGADAS A COMPRESIÓN

Cuando se empalman por traslape barras de diferente diámetro en compresión, la longitud del empalme por traslape debe ser la mayor de **ldc** de la barra de mayor diámetro o la longitud del empalme por traslape de la barra de diámetro menor.

$$0.0071 * f_y * db \quad (1)$$

$$(0.013 * f_y - 24) db \quad (2)$$

Barra	Ø		fy≤4200(1) fy>4200(2)	
	pulg	cm	ld cm	ld cm
# 3	3/8	0.95	28.40	29.15
# 4	1/2	1.27	37.87	38.86
# 5	5/8	1.59	47.34	48.58
# 6	3/4	1.91	56.81	58.29
# 8	1	2.54	75.74	77.72
# 10	1 1/4	3.18	94.68	97.16
# 12	1 1/2	3.81	113.61	116.59

3.5.12. DISEÑO DE LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

Se procede al diseño de losas de concreto armado en una dirección. Los datos utilizados son los siguientes:

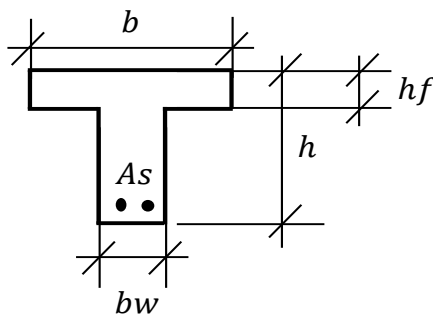
$f'c$	=	210	kg/cm ²	Resistencia del concreto
f_y	=	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero
ϕ	=	0.9		Factor de reducción de resistencia a flexión
r	=	3	cm	Recubrimiento mínimo
E_c	=	21737.07	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del concreto
E_s	=	2100000	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del acero
β_1	=	0.85		Factor de compresión del concreto
Φ_v	=	1/2	"	Díametro de varilla asumido

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'c}$$

$$\beta_1 = 0.85 \leftrightarrow f'c \leq 280$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'c}{1400} \leftrightarrow f'c > 280$$

3.5.12.1. SECCIÓN DE LOSAS



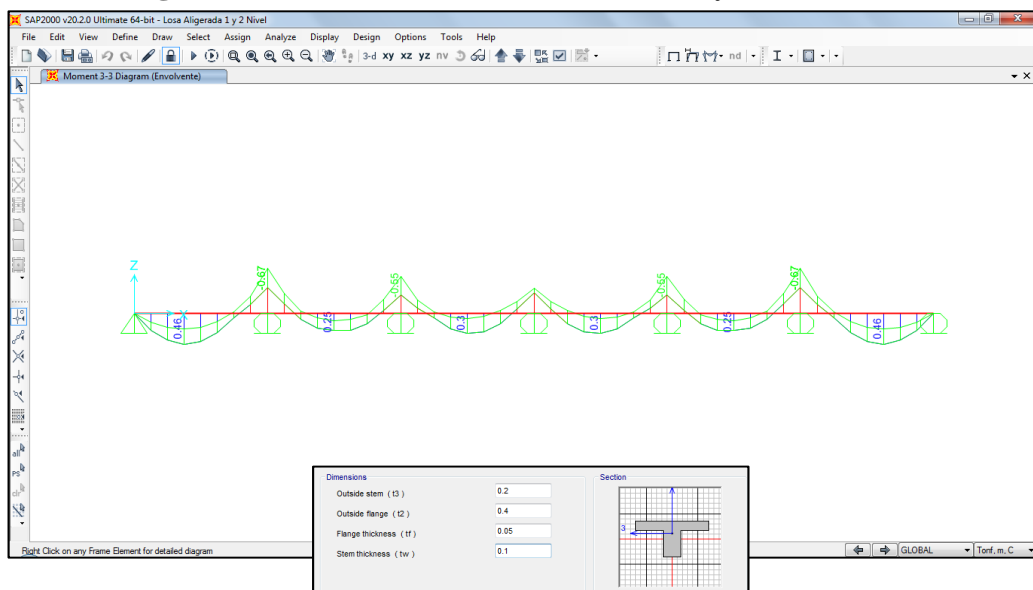
h	=	20	cm
b	=	40	cm
bw	=	10	cm
hf	=	5	cm

Peralte Efectivo

$$d = h - rec - \phi_v/2$$

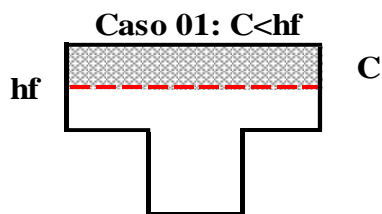
$$d = 16.37 \text{ cm}$$

Figura N° 4.3.6.1 - 01. Momentos M33-1° y 2° Nivel

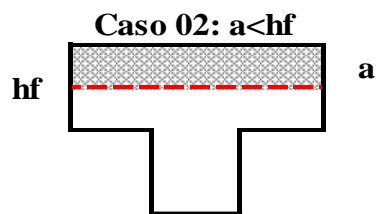


Fuente: Elaboración Propia

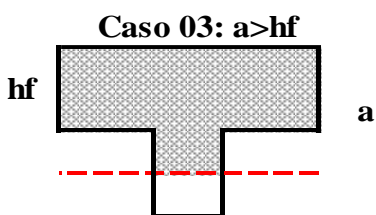
3.5.12.2. CASOS PARA EL DISEÑO DE VIGAS T A FLEXIÓN



La viga se analizará como sección rectangular para un ancho b



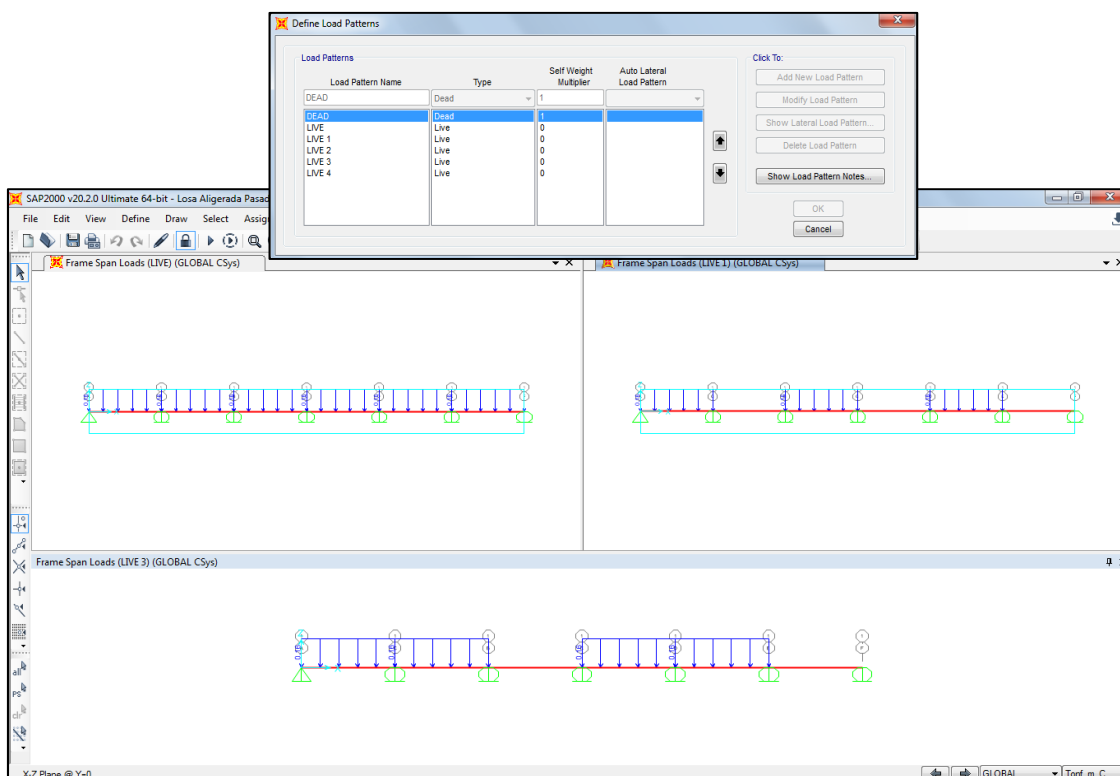
La viga se analizará como sección rectangular para un ancho b



La viga se analizará como sección T propiamente dicha

3.5.12.3. INCLUSIÓN DE ALTERNANCIA DE CARGAS

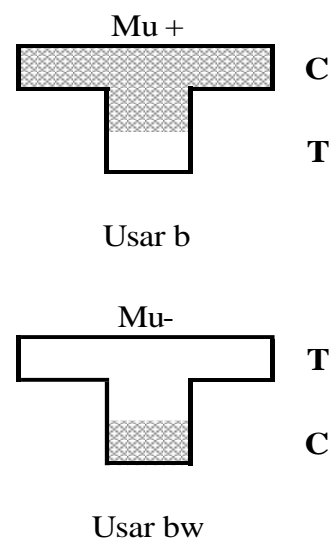
Figura N° 4.3.6.3 - 01. Alternancia de carga viva (LIVE)



Fuente: Elaboración Propia

3.5.12.4. TIPO DE DISEÑO

Seccion	Mu Tn * m	a cm	Tipo de Diseño
CL1 +	0.46	0.44	Viga Rectangular
B -	0.67	2.79	Viga Rectangular
CL2 +	0.25	0.24	Viga Rectangular
C -	0.55	2.25	Viga Rectangular
CL3 +	0.30	0.29	Viga Rectangular
D -	0.38	1.52	Viga Rectangular
CL4 +	0.30	0.29	Viga Rectangular
E -	0.55	2.25	Viga Rectangular
CL5 +	0.25	0.24	Viga Rectangular
F -	0.67	2.79	Viga Rectangular
CL6 +	0.46	0.44	Viga Rectangular



$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |Mu|}{0.85 * \phi * f'c * b}}$$

3.5.12.5. CÁLCULO DEL ACERO REQUERIDO

El acero requerido a flexión (A_{sr}) se depende del momento último (M_u) en una determinada sección de viga. Se coloca el acero proporcionado (A_{sp}) de acuerdo a los aceros comerciales conocidos.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |Mu|}{0.85 * \phi * f'c * b}}$$

Primer Nivel y Segundo Nivel												
Momento			a	As r	Barras de acero					As p	VERIF.	
Tn * m			cm	cm2	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 1/4		cm2
CL1	+	0.46	0.44	0.75		1					1.27	Cumple
B	-	0.67	2.79	1.18		1					1.27	Cumple
CL2	+	0.25	0.24	0.41		1					1.27	Cumple
C	-	0.55	2.25	0.95		1					1.27	Cumple
CL3	+	0.30	0.29	0.49		1					1.27	Cumple
D	-	0.38	1.52	0.64		1					1.27	Cumple
CL4	+	0.30	0.29	0.49		1					1.27	Cumple
E	-	0.55	2.25	0.95		1					1.27	Cumple
CL5	+	0.25	0.24	0.41		1					1.27	Cumple
F	-	0.67	2.79	1.18		1					1.27	Cumple
CL6	+	0.46	0.44	0.75		1					1.27	Cumple

3.5.12.6. VERIFICACIÓN DEL ACERO MÍNIMO (As mín)

En cualquier sección de un elemento estructural (excepto en zapatas y losas macizas) sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta M_{cr} .

$$\phi M_n \geq 1.2 * M_{cr}$$

$$\phi M_n / M_{cr} \geq 1.2$$

El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala a compresión es:

$$A_{s_{min}} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d, \quad \text{entonces} \quad \rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$$

Para momentos negativos en secciones T, se reemplaza b_w por $2b_w$ o el ancho del patín, el que sea más pequeño.

$$b_w = 20 \text{ cm} \quad \text{Para } \mu \text{ negativo}$$

No es necesario satisfacer los requisitos anteriores, si en cada sección del elemento el área de acero en tracción proporcionada es al menos un tercio superior a la requerida por análisis.

$$A_{s_{pro}} \geq \frac{4}{3} * A_{s_{req}}$$

Las verificaciones se realizan mediante la siguiente tabla, donde:

$$a' = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b_w} \quad M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a'}{2} \right)$$

Primer Nivel y Segundo Nivel									
Sec.	Asp cm	a' cm2	Asmin cm2	VERIF.	ϕM_n Tn*m	Mcr Tn*m	F	VERIF.	As prop.
									As req.
CL1	1.27	0.75	0.40	Cumple	0.77	0.26	2.96	Cumple	1.68
B	1.27	2.98	0.79	Cumple	0.71	0.50	1.41	Cumple	1.07
CL2	1.27	0.75	0.40	Cumple	0.77	0.26	2.96	Cumple	3.11
C	1.27	2.98	0.79	Cumple	0.71	0.50	1.41	Cumple	1.33
CL3	1.27	0.75	0.40	Cumple	0.77	0.26	2.96	Cumple	2.59
D	1.27	2.98	0.79	Cumple	0.71	0.50	1.41	Cumple	1.97
CL4	1.27	0.75	0.40	Cumple	0.77	0.26	2.96	Cumple	2.59
E	1.27	2.98	0.79	Cumple	0.71	0.50	1.41	Cumple	1.33
CL5	1.27	0.75	0.40	Cumple	0.77	0.26	2.96	Cumple	3.11
F	1.27	2.98	0.79	Cumple	0.71	0.50	1.41	Cumple	1.07
CL6	1.27	0.75	0.40	Cumple	0.77	0.26	2.96	Cumple	1.68

3.5.12.7. VERIFICACIÓN DEL ACERO MÁXIMO (As máx)

Para asegurar la ductilidad del elemento, se limita el acero máximo a un porcentaje del acero balanceado (Asb), calculado mediante:

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right) \quad A_{máx} = 0.75 A_{sb}$$

Primer Nivel y Segundo Nivel					
Sec.	Asp. cm2	ρ_b	Asb cm2	Asmáx cm2	VERIF.
CL1	1.27	0.0217	14.19	10.64	Cumple
B	1.27	0.0217	3.55	2.66	Cumple
CL2	1.27	0.0217	14.19	10.64	Cumple
C	1.27	0.0217	3.55	2.66	Cumple
CL3	1.27	0.0217	14.19	10.64	Cumple
D	1.27	0.0217	3.55	2.66	Cumple
CL4	1.27	0.0217	14.19	10.64	Cumple
E	1.27	0.0217	3.55	2.66	Cumple
CL5	1.27	0.0217	14.19	10.64	Cumple
F	1.27	0.0217	3.55	2.66	Cumple
CL6	1.27	0.0217	14.19	10.64	Cumple

Se verifica el acero máximo en la losa.

3.5.12.8. REFUERZO POR TEMPERATURA

La armadura por retracción y temperatura en losas, deberá proporcionar las siguientes relaciones mínimas de área de la armadura a área de la sección total de concreto, según el tipo de acero de refuerzo que se use.

Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 420$ Mpa 0,0018

Para un metro de losa de un espesor de 0.05 m:

Area	=	500 cm2	Varilla	=	1/4 "
As	=	0.9 cm2	S	=	35.6 cm
			Smín	=	25 cm

En losas nervadas en una dirección (aligerados) donde se usen bloques de relleno (ladrillos de techo) permanentes de arcilla o concreto, el espaciamiento máximo del refuerzo perpendicular a los nervios podrá extenderse a cinco veces el espesor de la losa sin exceder de 400 mm.

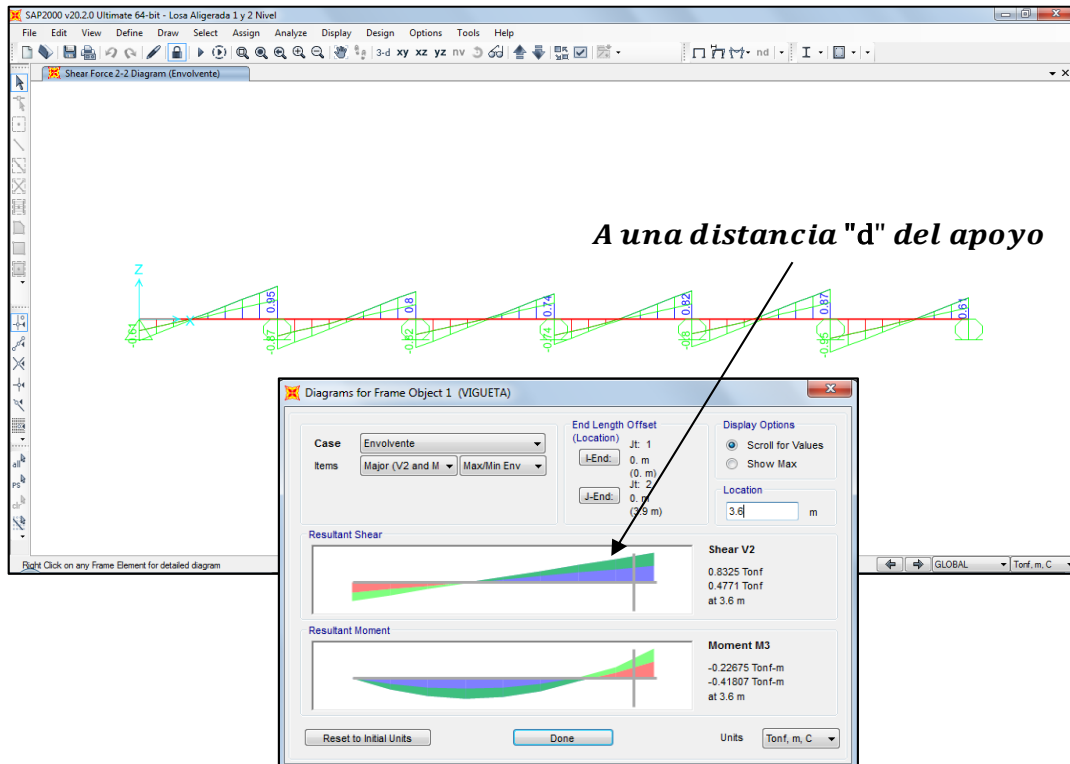
3.5.12.9. REQUERIMIENTO POR CORTANTE

Para las losas aligeradas si $V_u \leq \Phi V_c$, no se requiere A_s para cortante:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$\begin{aligned} V_u &= 0.83 \quad Tn \\ \Phi V_c &= 1.07 \quad Tn \end{aligned} \quad \text{No requiere refuerzo}$$

Figura N° 4.3.6.9 - 01. Diagrama de cortante de losa para 1° y 2° Nivel



Fuente: Elaboración Propia

3.5.13. ÍNDICE DE ESTABILIDAD

Se permite suponer como arriostrada (sin desplazamiento lateral) una columna dentro de una estructura, si el incremento en los momentos en los extremos de la columna debido a los efectos de segundo orden no excede de un 5% de los mismos momentos calculados con un análisis de primer orden.

También se permite suponer como arriostrado (sin desplazamiento lateral) a un entrepiso en la estructura si el índice de estabilidad del entrepiso, **Q es menor o igual a 0,06** :

$$Q = \frac{(\sum Pu) * \Delta o}{Vus * he}$$

Donde:

ΣPu : Suma de las cargas amplificadas, muertas y vivas, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado. Para el caso de solicitaciones sísmicas ΣPu debe basarse en la misma fracción de la sobrecarga utilizada para el cálculo de las fuerzas sísmicas laterales.

Δo : Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso considerado, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculada de acuerdo a un análisis elástico de Primer Orden.

Para el caso de fuerzas laterales de sismo, Δo deberá multiplicarse por 0,75 veces el factor de reducción (R) considerado en la determinación de estas fuerzas tal como se estipula en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

Vus : Fuerza cortante amplificada en el entrepiso, debida a las cargas laterales.

he : Altura del entrepiso medida piso a piso.

Las fuerzas axiales amplificadas Pu y cuando se requiera, la deriva (desplazamiento lateral relativo) del entrepiso, Δo , deben ser calculadas a través de un análisis estructural elástico de primer orden tomando en cuenta el efecto en las propiedades de la sección de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas a lo largo del elemento y los efectos de la duración de las cargas. Alternativamente, se permite usar las siguientes propiedades para los elementos estructurales:

Momentos de inercia, I:

Vigas	0.35	I_g
Columnas	0.70	I_g
Muros no agrietados	0.70	I_g
Muros agrietados	0.35	I_g
Losas plana sin vigas	0.25	I_g

3.5.13.1. DETERMINACIÓN DE DESPLAZ.LATERALES POR SISMO

DIRECCIÓN X-X						
TABLA DE DESPLAZAMIENTOS						
Piso	Carga	R	U1	Δ Abs.	Δ Rel.	H
			cm	cm	cm	cm
1	SxD	6.00	0.398	1.791	1.791	430
2	SxD	6.00	0.891	4.011	2.220	330
3	SxD	6.00	1.407	6.330	2.319	385

DIRECCIÓN Y-Y						
TABLA DE DESPLAZAMIENTOS						
Piso	Carga	R	U2	Δ Abs.	Δ Rel.	H
			cm	cm	cm	cm
1	SyD	3.00	0.122	0.274	0.274	430
2	SyD	3.00	0.222	0.500	0.226	330
3	SyD	3.00	0.306	0.689	0.189	385

3.5.13.2. SUMA DE CARGAS AXIALES Y CORTANTES DE ENTREPISO

Piso	Vx	Vy
	Tonf	Tonf
1	113.502	240.544
2	94.151	194.143
3	50.889	95.352

Piso	Pux	Puy
	Tonf	Tonf
1	1064.652	1064.652
2	670.346	670.346
3	309.666	309.666

3.5.13.3. CÁLCULO DEL ÍNDICE DE ESTABILIDAD

DIRECCIÓN X-X						
Piso	Pu	Δo	Vus	He	Q	Tipo
	Tn	cm	Tn	cm		
1	1065	1.79	113.5	430	0.039	Arriostrada
2	670.3	2.22	94.2	330	0.048	Arriostrada
3	309.7	2.32	50.9	385	0.037	Arriostrada

DIRECCIÓN Y-Y						
Piso	Pu	Δo	Vus	He	Q	Tipo
	Tn	cm	Tn	cm		
1	1065	0.27	240.5	430	0.003	Arriostrada
2	670.3	0.23	194.1	330	0.002	Arriostrada
3	309.7	0.19	95.4	385	0.002	Arriostrada

3.5.14. DISEÑO DE COLUMNAS

3.5.14.1. DETERMINACIÓN DE LA ESBLETEZ DE UNA COLUMNA EN ESTRUCTURAS SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL

Los datos preliminares para el cálculo son los siguientes:

f'c	=	210	kg/cm ²	Resistencia del concreto
fy	=	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero
φf	=	0.9		Factor de reducción de resist. a flexión
φc	=	0.85		Factor de reducción de resistencia a corte
r	=	4	cm	Recubrimiento mínimo
Ec	=	21737.07	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del concreto
Es	=	2100000	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del acero
Φe	=	3/8	"	Díametro de Estribo
Ag	=	0.46	m ²	Área de la sección
Ixx	=	0.05560	m ⁴	Inercia en la dirección X
Iyy	=	0.00687	m ⁴	Inercia en la dirección Y

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'c}$$

Para elementos a compresión en estructuras sin desplazamiento lateral, el factor de longitud efectiva, k, debe tomarse igual a 1,0, a menos que se demuestre por análisis que se justifica utilizar un valor más bajo.

En estructuras sin desplazamiento lateral se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen:

$$\frac{klu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right), \quad \text{donde : } 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \leq 40$$

El término M1/M2 es positivo si el elemento se flexiona en curvatura simple y negativo si el elemento se flexiona en curvatura doble. Además M1 < M2

COLUMNA 01- DIRECCIÓN X-X								
C	Lu m	rx m	k	k*Lu/r	M1 Tn*m	M2	Límite	Tipo
U1	3.9	0.35	1.0	11.21	0.1	-0.1	40.00	Interm.
U2+	3.9	0.35	1.0	11.21	6.8	62.5	32.70	Interm.
U2-	3.9	0.35	1.0	11.21	-7.0	-62.3	32.65	Interm.
U3+	3.9	0.35	1.0	11.21	0.0	0.3	32.71	Interm.
U3-	3.9	0.35	1.0	11.21	-0.2	-0.3	25.11	Interm.
U4+	3.9	0.35	1.0	11.21	6.8	62.4	32.69	Interm.
U4-	3.9	0.35	1.0	11.21	-7.0	-62.4	32.66	Interm.
U5+	3.9	0.35	1.0	11.21	0.1	0.3	30.06	Interm.
U5-	3.9	0.35	1.0	11.21	-0.2	-0.2	20.60	Interm.

COLUMNA 01- DIRECCIÓN Y-Y								
C	Lu m	ry m	k	k*Lu/r	M1 Tn*m	M2	Límite	Tipo
U1	3.9	0.12	1.0	31.91	1.57	-1.32	40.00	Interm.
U2+	3.9	0.12	1.0	31.91	-0.87	1.47	40.00	Interm.
U2-	3.9	0.12	1.0	31.91	1.24	-1.38	40.00	Interm.
U3+	3.9	0.12	1.0	31.91	3.99	6.35	26.45	Esbelta
U3-	3.9	0.12	1.0	31.91	-1.28	-8.59	32.22	Interm.
U4+	3.9	0.12	1.0	31.91	-0.37	0.96	38.61	Interm.
U4-	3.9	0.12	1.0	31.91	0.73	-0.88	40.00	Interm.
U5+	3.9	0.12	1.0	31.91	3.48	6.85	27.90	Esbelta
U5-	3.9	0.12	1.0	31.91	-1.79	-8.09	31.35	Esbelta

En caso de que la columna sea esbelta, los momentos obtenidos deberán ser magnificados.

3.5.14.2. MOMENTOS MAGNIFICADOS EN ESTRUCTURAS SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada **Pu** y el momento amplificado **Mu**, magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento, **Mc**, como sigue

$$M_c = \delta_{ns} * M_2$$

donde:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}} \geq 1.0$$

P_u , es la carga axial última y P_c es la carga crítica del elemento, y se determina mediante la siguiente fórmula:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{(kLu)^2}$$

EI puede tomarse como :

$$EI^* = \frac{(0.4 * E_c * I_g)}{1 + B_d} \quad EI = \frac{(0.2 * E_c * I_g + E_s * I_{se})}{1 + B_d}$$

Y C_m se determina de la siguiente manera:

$$C_m = 0.6 + 0.4 * \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4$$

Para elementos con cargas transversales entre sus apoyos, C_m debe tomarse como 1,0.

El momento amplificado, $M2$, no debe tomarse menor que:

$$M2_{min} = Pu * \frac{15 + 0.03h}{1000}$$

Para elementos en los que $M2_{min}$ supera a $M2$, el valor de C_m debe ser tomado como 1,0 o estar basado en la relación de los momentos calculados para los extremos, dividiendo $M1$ por $M2$.

Para pórticos arriostrados, βd es la relación entre la máxima fuerza axial sostenida amplificada y la máxima fuerza axial amplificada asociada con la misma combinación de carga.

$$\beta d = \frac{\text{Máx. carga axial sostenida amplificada (Pd)}}{\text{Máx. Carga axial amplificada (Pu)}}$$

3.5.14.3. DESARROLLO DEL CÁLCULO

PLACA 01- DIRECCIÓN X-X												
C	Pd Tn	Pu Tn	βd	k*L	M1 Tn*m	M2 Tn*m	EI	Pcr	Cm	dns	M2m	Mc
											Tn*m	
U1	3.7	107	0.03	3.90	0.08	-0.15	4673.07	3032	0.4	1.00	4.83	-4.83
U2+	3.7	89.8	0.04	3.90	6.8	62.5	4643.07	3013	0.64	1.00	4.04	62.5
U2-	3.7	93	0.04	3.90	-7.0	-62	4649.38	3017	0.65	1.00	4.19	-62
U3+	3.7	87.4	0.04	3.90	0.04	0.34	4637.98	3010	0.64	1.00	3.93	3.93
U3-	3.7	95.4	0.04	3.90	-0.21	-0.28	4653.91	3020	0.9	1.00	4.29	-4.29
U4+	3.7	49.7	0.07	3.90	6.8	62.4	4499.57	2920	0.64	1.00	2.24	62.4
U4-	3.7	52.9	0.07	3.90	-7.0	-62	4518.45	2932	0.64	1.00	2.38	-62
U5+	3.7	47.3	0.08	3.90	0.10	0.31	4483.66	2909	0.73	1.00	2.13	2.13
U5-	3.7	55.4	0.07	3.90	-0.24	-0.22	4531.42	2940	1.05	1.07	2.49	-2.67

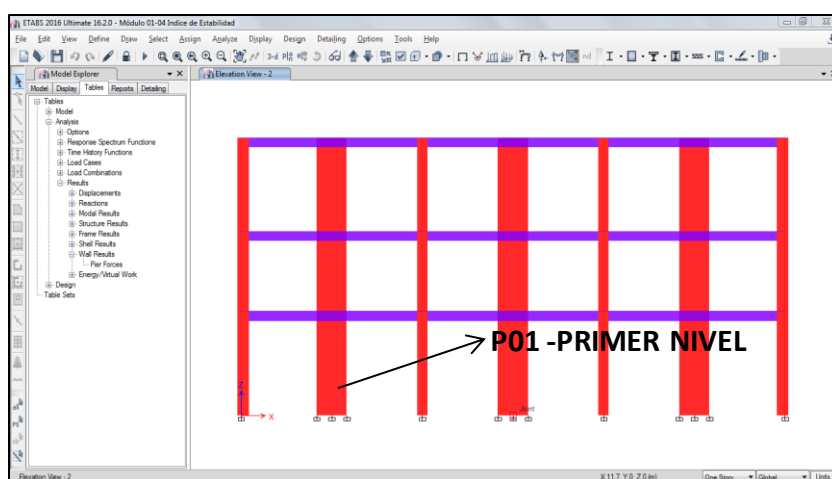
PLACA 01- DIRECCIÓN Y-Y												
C	Pd Tn	Pu Tn	βd	k*L	M1 Tn*m	M2 Tn*m	EI	Pcr	Cm	dns	M2m	Mc
											Tn*m	
U1	3.7	107	0.03	3.9	1.57	-1.32	577.242	375	0.4	1.0	4.83	-4.8
U2+	3.7	89.8	0.04	3.9	-0.87	1.47	573.536	372	2	2.9	4.04	11.9
U2-	3.7	93	0.04	3.9	1.24	-1.38	574.316	373	0.4	1.0	4.19	-4.2
U3+	3.7	87.4	0.04	3.9	3.99	6.35	572.907	372	0.85	1.2	3.93	7.9
U3-	3.7	95.4	0.04	3.9	-1.28	-8.59	574.875	373	0.66	1.0	4.29	-8.6
U4+	3.7	49.7	0.07	3.9	-0.37	0.96	555.811	361	0.45	1.0	2.24	2.2
U4-	3.7	52.9	0.07	3.9	0.73	-0.88	558.143	362	0.4	1.0	2.38	-2.4
U5+	3.7	47.3	0.08	3.9	3.48	6.85	553.845	359	0.8	1.0	2.13	6.8
U5-	3.7	55.4	0.07	3.9	-1.79	-8.09	559.745	363	0.69	1.0	2.49	-8.1

3.5.14.4. TIPO DE DISEÑO

Si la carga P_u , no excede de $0,1 f_c A_g$ se diseñará el elemento a flexión, caso contrario como un elemento a flexocompresión.

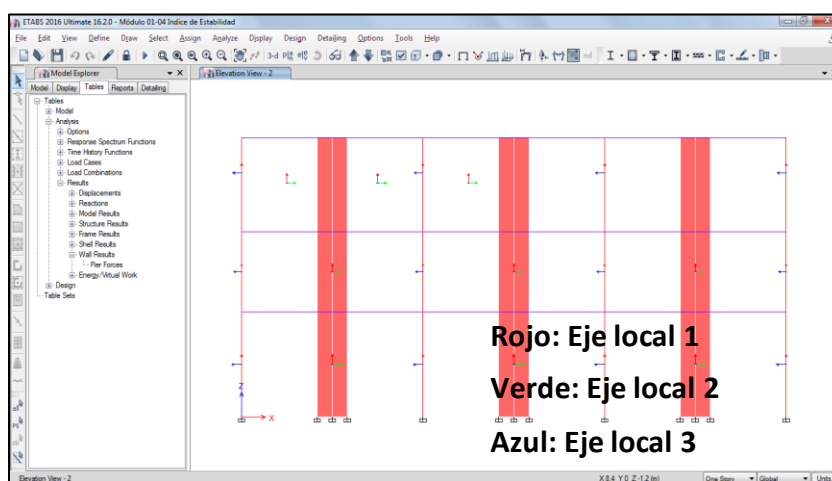
C	P_u T_n	$0,1f_c A_g$ T_n	Diseño	M_x $T_n \cdot m$	M_y $T_n \cdot m$
U1	107	96.6	Flexocompresión	-4.83	-4.83
U2+	89.8	96.6	Flexión	62.47	11.92
U2-	93.0	96.6	Flexión	-62.34	-4.19
U3+	87.4	96.6	Flexión	3.93	7.87
U3-	95.4	96.6	Flexión	-4.29	-8.60
U4+	49.7	96.6	Flexión	62.44	2.24
U4-	52.9	96.6	Flexión	-62.37	-2.38
U5+	47.3	96.6	Flexión	2.13	6.85
U5-	55.4	96.6	Flexión	-2.67	-8.09

Figura N° 3.5.14.4 - 01. Ubicación de columna C01



Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 3.5.14.4 - 02. Ejes locales Piers



Fuente: Elaboración Propia

3.5.15. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

Curva 0°			
P	M2	M3	P
-589	-1.3	0	589
-566	20.3	0	566
-458	30.8	0	458
-340	37.2	0	340
-210	39.3	0	210
-64	37.9	0	63.7
6.37	41.1	0	-6.4
84.6	33.8	0	-85
121	26.6	0	-121
169	14.6	0	-169
216	1.7	0	-216

Curva 180°			
P	M2	M3	P
-589	-1.27	0	589
-589	-13.3	0	589
-589	-19.9	0	589
-589	-25.9	0	589
-539	-33.9	0	539
-423	-43	0	423
-329	-45	0	329
-213	-43.4	0	213
-104	-35.7	0	104
42.3	-24.1	0	-42
216	1.701	0	-216

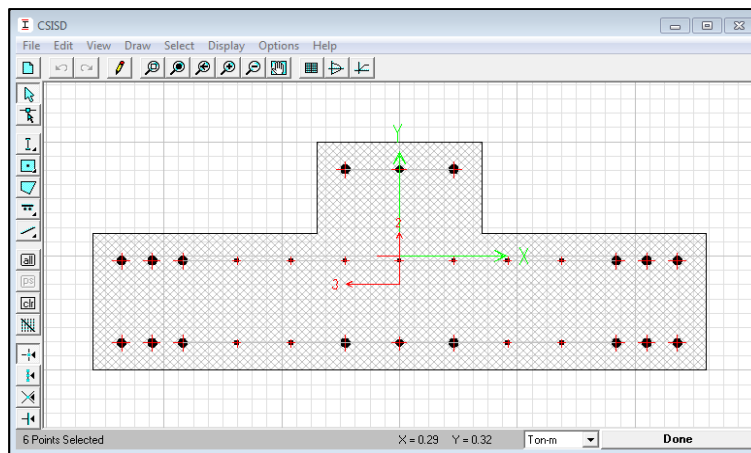
Dir. X	
Pu	Mu
107	-4.8
89.8	62.5
93.0	-62.3
87.4	3.9
95.4	-4.3
49.7	62.4
52.9	-62.4
47.3	2.1
55.4	-2.7
89.8	62.5

Curva 90°			
P	M2	M3	P
-589	-1.3	0	589
-589	1.55	51.5	589
-566	3.53	78.5	566
-498	5.55	100	498
-406	4.22	120	406
-286	-0.8	135	286
-181	-6.1	132	181
-95	-7	120	95.1
-22	-7	117	22
78.6	-3.5	77.8	-79
216	1.7	0	-216

Curva 270°			
P	M2	M3	P
-589	-1.27	0	589
-589	1.554	-51.5	589
-566	3.53	-78.5	566
-498	5.553	-100	498
-406	4.221	-120	406
-286	-0.75	-135	286
-181	-6.09	-132	181
-95	-6.99	-120	95.1
-22	-6.97	-117	22
78.6	-3.54	-77.8	-79
216	1.701	0	-216

Dir. Y	
Pu	Mu
107	-4.8
89.8	11.92
93.0	-4.2
87.4	7.87
95.4	-8.60
49.7	2.24
52.9	-2.38
47.3	6.85
55.4	-8.09
89.8	11.9

Figura N° 3.5.14.1 - 01. Sección de diseño en SAP 2000



16Ø3/4"
2Ø5/8"
Ø3/8"@.125

Fuente: Elaboración Propia

Curva 0°			
P	M2	M3	P
-841	-1.8	0	841
-808	29	0	808
-654	44	0	654
-485	53.1	0	485
-300	56.2	0	300
-91	54.2	0	91
7.08	45.6	0	-7.1
94	37.5	0	-94
134	29.5	0	-134
187	16.3	0	-187
240	1.89	0	-240

Curva 180°			
P	M2	M3	P
-841	-1.81	0	841
-841	-19	0	841
-841	-28.4	0	841
-841	-37	0	841
-770	-48.4	0	770
-604	-61.5	0	604
-470	-64.3	0	470
-304	-62	0	304
-148	-51	0	148
47	-26.8	0	-47
240	1.89	0	-240

Dir. X	
Pu	Mu
107	-4.8
89.8	62.5
93.0	-62.3
87.4	3.9
95.4	-4.3
49.7	62.4
52.9	-62.4
47.3	2.1
55.4	-2.7

Curva 90°			
P	M2	M3	P
-841	-1.8	0	841
-841	2.22	73.6	841
-809	5.04	112	809
-711	7.93	143	711
-581	6.03	171	581
-409	-1.1	193	409
-258	-8.7	189	258
-136	-10	171	136
-26	-8.2	139	26
87.3	-3.9	86.5	-87
240	1.89	0	-240

Curva 270°			
P	M2	M3	P
-841	-1.81	0	841
-841	2.22	-73.6	841
-809	5.044	-112	809
-711	7.933	-143	711
-581	6.03	-171	581
-409	-1.07	-193	409
-258	-8.7	-189	258
-136	-9.99	-171	136
-26	-8.24	-139	26
87.3	-3.93	-86.5	-87
240	1.89	0	-240

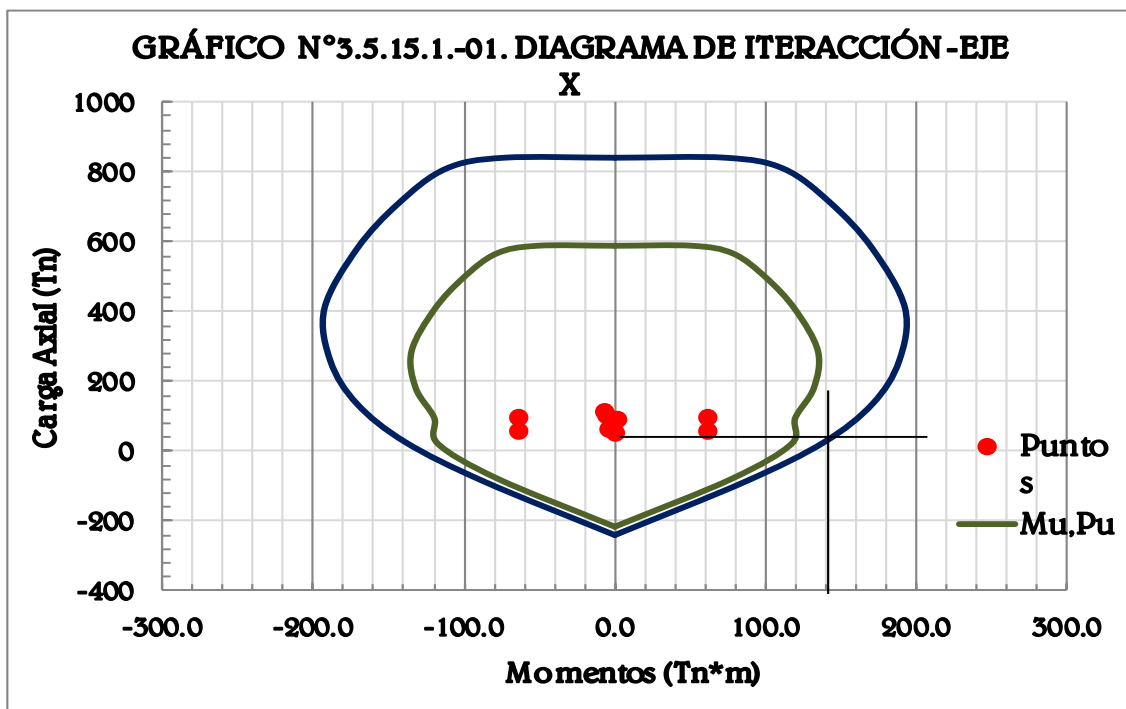
Dir. Y	
Pu	Mu
107	-4.8
89.8	11.92
93.0	-4.2
87.4	7.87
95.4	-8.60
49.7	2.24
52.9	-2.38
47.3	6.85
55.4	-8.09

Carga Axial última y nominal

$$\emptyset P_{n\max} = 0.80 \emptyset P_{on} = 0.80 \emptyset * [0.85 f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

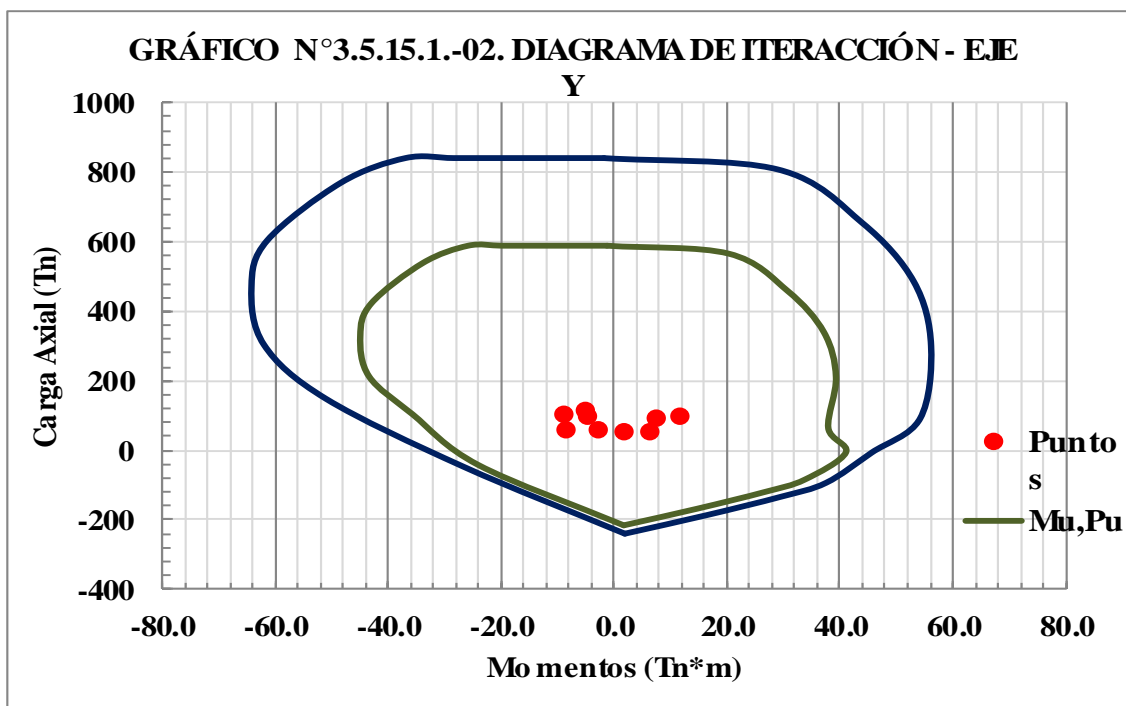
$f'c$	=	210	kg/cm ²	
f_y	=	4200	kg/cm ²	
A_g	=	4600	cm ²	
A_{st}	=	57.4	cm ²	Cuantía: 0.012
\emptyset	=	0.7		
$P_{n\max}$	=	841.549	Tn	
$\emptyset P_{n\max}$	=	589.084	Tn	

Gráfico N° 3.5.15.1 - 01. Diagrama de iteración para columna T en la dirección X



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico N° 3.5.15.1 - 02. Diagrama de iteración para columna T en la dirección Y



Fuente: Elaboración Propia

3.5.16. DISEÑO DE MUROS DE CORTE

Se procede al diseño de muros de corte de concreto armado por flexión. Los datos utilizados son los siguientes:

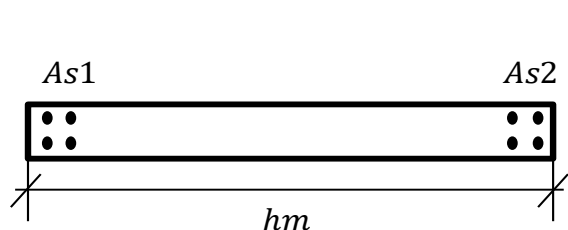
$f'c$	=	210	kg/cm ²	Resistencia del concreto
f_y	=	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero
ϕ	=	0.9		Factor de reducción de resistencia a flexión
r	=	4	cm	Recubrimiento mínimo
E_c	=	21737.07	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del concreto
E_s	=	2100000	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del acero
β_1	=	0.85		Factor de compresión del concreto
Φ_e	=	3/8	"	Díametro de Estribo
Φ_v	=	3/4	"	Díametro de varilla asumido

$$\beta_1 = 0.85 \leftrightarrow f'c \leq 280$$

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'c}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'c}{1400} \leftrightarrow f'c > 280$$

3.5.16.1. SECCIÓN DEL MURO



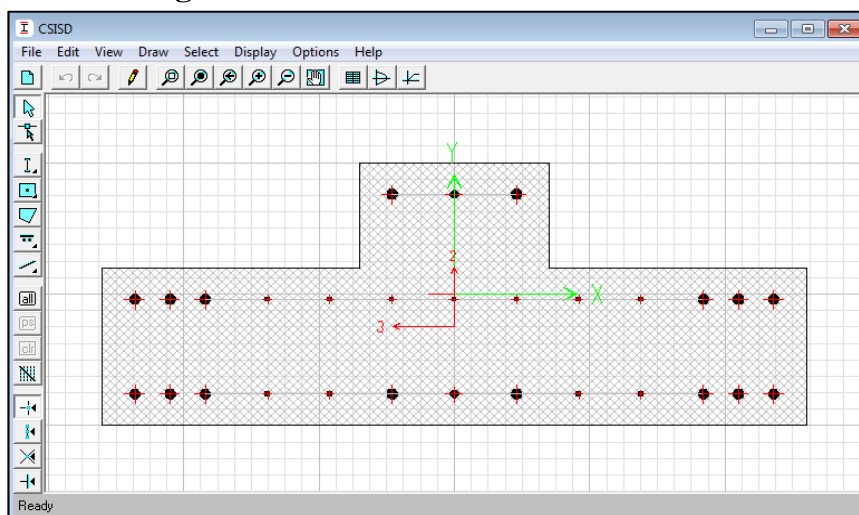
hm	=	130	cm
b	=	30	cm

Peralte Efectivo

$$d = 0.8 * hm$$

$$d = 104.00 \text{ cm}$$

Figura N° 3.5.16.2 - 01. Sección de Muro



Fuente: Elaboración Propia

3.5.16.2. CÁLCULO DE CORTANTE

La fuerza cortante se determina mediante el menor valor de:

a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales:

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{H_m}$$

donde: M_{ni} y M_{ns} : Momentos nominales del muro
 H_m : Luz libre del elemento

$$M_{ni} = 140 \text{ Tn}\cdot\text{m}$$

$$M_{ns} = 140 \text{ Tn}\cdot\text{m}$$

$$H_m = 3.9 \text{ m}$$

$$V_u = 71.79 \text{ Tn}$$

b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5

$$V_u = 39.75 \text{ Tn}$$

El cortante de diseño será, teniendo en cuenta la amplificación por redundancia de acuerdo a E.030 :

$$V_u = 49.69 \text{ Tn}$$

3.5.16.3. DISEÑO POR CORTANTE DEL MURO

La contribución del concreto, V_c , no debe exceder de:

$$V_c = A_{cw} * (\alpha_c * \sqrt{f'_c}) \left\{ \begin{array}{l} \alpha_c = 0.80, \quad \frac{h_m}{l_m} \leq 1.5 \\ \alpha_c = 0.53, \quad \frac{h_m}{l_m} \geq 2.0 \\ \alpha_c = -0.54x + 1.61, \quad 1.5 \leq \frac{h_m}{l_m} \leq 2.0 \end{array} \right.$$

donde: A_{cw} = área de la sección de concreto de un muro

$$A_{cw} = 0.46 \text{ m}^2$$

$$h_m = 11.45 \text{ m}$$

$$l_m = 1.3 \text{ m}$$

$$h_m/l_m = 8.8$$

$$\alpha_c = 0.53$$

$$V_c = 35.33 \text{ Tn}$$

El cortante de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro:

$$V_u \geq V_{ua} * \left(\frac{M_n}{M_{na}} \right) \quad \left(\frac{M_n}{M_{na}} \right) \leq R$$

donde: V_{ua} y M_{ua} : Son el cortante y el momento amplificados del análisis.

M_n : Momento nominal resistente del muro.

$$\begin{aligned} V_{ua} &= 49.69 \text{ Tn} \\ M_{na} &= 62.5 \text{ Tn} \\ M_n &= 140 \text{ Tn*m} \\ R &= 6 \\ V_u &= 111.3 \text{ Tn} \end{aligned}$$

Se usará refuerzo mínimo si:

$$V_u \leq 0.27 * \sqrt{f'c} * A_c w$$

$$\begin{aligned} V_u &= 111.3 \text{ Tn} && \text{Diseñar por corte} \\ \text{Form.} &= 18.00 \text{ Tn} \end{aligned}$$

El refuerzo mínimo vertical y horizontal debe cumplir :

(a) La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.

(b) La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.

$$\begin{aligned} A_{\min h} &= 9.20 \text{ cm}^2 \\ A_{\min v} &= 6.90 \text{ cm}^2 \\ S_{\max} &= 40 \text{ cm} \end{aligned}$$

Donde V_u exceda la resistencia al corte ΦV_c , deberá proveerse refuerzo por corte.

$$\begin{aligned} V_u &= 111.3 \text{ Tn} \\ \Phi V_c &= 30.03 \text{ Tn} && \text{Excede} \end{aligned}$$

La resistencia V_s se calculará con la expresión:

$$V_s = A_c w * p_h * f_y$$

donde: p_h = es la cuantía de refuerzo horizontal para cortante con espaciamiento s

$$\begin{aligned} V_s &= 81.27 \text{ Tn} \\ p_h &= 0.00421 \\ p_h \text{ min} &= 0.00250 \\ A_v &= 1.27 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \quad 1/2 \quad " \\ \text{Capas} &= 2.0 \\ S &= 20.1 \text{ cm} \\ S \text{ final} &= 20.0 \text{ cm} \\ V_s \text{ final} &= 81.79 \text{ Tn} \\ p_h \text{ final} &= 0.0042 \end{aligned}$$

La cuantía de refuerzo vertical para cortante, p_v , no debe ser menor que

$$p_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) * (p_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\begin{aligned} p_v \text{ min} &= 0.0025 \\ A_v &= 0.71 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \quad 3/8 \\ \text{Capas} &= 2.0 \\ S \text{ max} &= 19.0 \text{ cm} \end{aligned}$$

La resistencia a corte por fricción se calculará con

$$\Phi V_n = \Phi * \mu * (N_u + A_v * f_y) \quad \Phi = 0.85$$

donde: μ = Concreto colocado contra concreto endurecido con la superficie de contacto no intencionalmente rugosa ... 0.6λ

N_u = Se calculará como 0,9 veces la carga muerta

$$\begin{aligned} \lambda &= 1.00 \quad \text{Concreto de Peso Normal} \\ \mu &= 0.60 \\ N_u &= 46.08 \quad \text{Tn} \\ A_v &= 57.40 \quad \text{cm}^2 \\ V_u &= 111.3 \quad \text{Tn} \\ \Phi &= 0.85 \\ \Phi V_n &= 123.0 \quad \text{Tn} \quad \text{Cumple} \end{aligned}$$

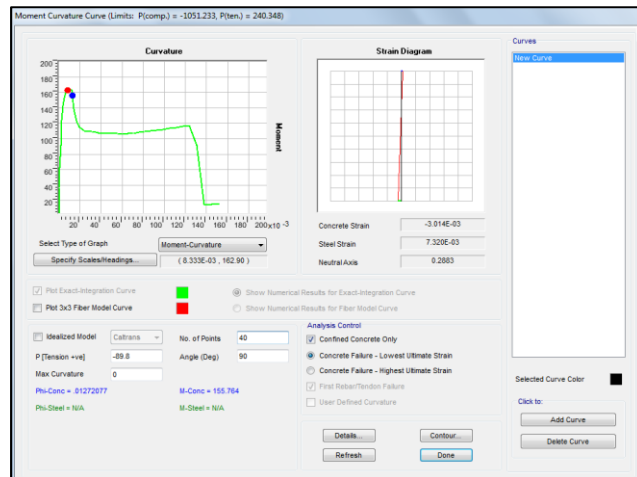
3.5.16.4. ELEMENTOS DE BORDE

a) Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq \frac{l_m}{600 * \left(\frac{d_u}{h_m} \right)}$$

$$\begin{aligned} euc &= 0.00300 & lm &= 130 \text{ cm} \\ es &= 0.00732 & du &= 0.99 \text{ cm} \\ d &= 104.00 \text{ cm} & hm &= 11.5 \text{ m} \\ c &= 30.23 \text{ cm} & c \text{ lim} &= 252 \text{ cm} \\ \text{No necesita confinar} & & du/hm_{\text{máx}} &= 0.0050 \end{aligned}$$

Figura N° 3.5.16.3 - 02. Determinación del eje neutro



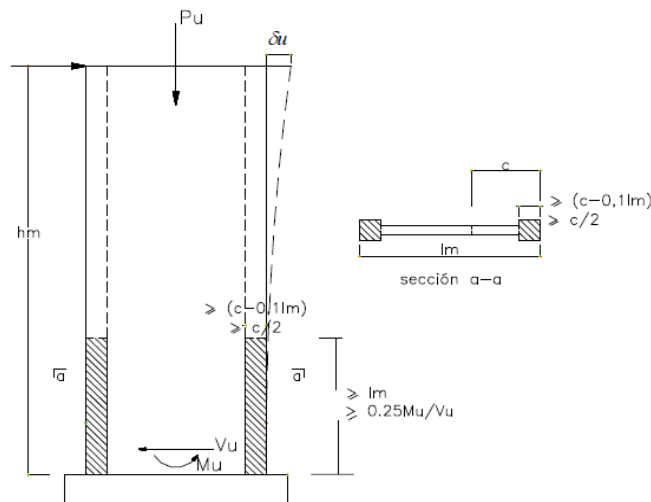
Fuente: Elaboración Propia

b) Donde se requieran elementos confinados de borde, el refuerzo del mismo debe extenderse verticalmente (l_{vc}) desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre:

$$l_m \text{ y } \frac{Mu}{4V_u}$$

$$\begin{aligned}
 l_m &= 130 \text{ cm} \\
 Mu &= 62.5 \text{ Tn}\cdot\text{m} \\
 V_u &= 111 \text{ Tn} \\
 l_{vc} &= 130 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Figura N° 3.5.16.3 - 02. Longitud vert. Y hor. necesaria de elementos de borde



Fuente: R.N.E. E 0.60 Cap. 21

c) Se deben tener elementos confinados en los bordes y alrededor de las aberturas cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas amplificadas incluyendo los efectos sísmicos, sobrepase de $0,2 f_c$.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{Mu * c}{I_g}, \quad c = lw/2$$

Pu Tn	Mu Tn*m	A m2	c m	Ig m4	σ+ kg/cm2	σ- kg/cm3	0.2f'c kg/cm2
107	4.8	0.46	0.65	0.0556	28.95	17.67	42.00
89.8	62.5	0.46	0.65	0.0556	92.56	-53.51	42.00
93.0	62.3	0.46	0.65	0.0556	93.10	-52.66	42.00
87.4	3.9	0.46	0.65	0.0556	23.60	14.40	42.00
95.4	4.3	0.46	0.65	0.0556	25.77	15.73	42.00
49.7	62.4	0.46	0.65	0.0556	83.81	-62.19	42.00
52.9	62.4	0.46	0.65	0.0556	84.42	-61.41	42.00
47.3	2.1	0.46	0.65	0.0556	12.77	7.80	42.00
55.4	2.7	0.46	0.65	0.0556	15.16	8.91	42.00
					93.10	-62.19	42.00
Necesita confinar							

Los elementos de borde especiales pueden ser descontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0,15 f'c$.

$$0.15f'c = 31.5 \text{ Kg/cm}^2$$

En donde se requieran elementos de borde confinados se debe cumplir con las siguientes condiciones:

a) El elemento de borde se debe extender horizontalmente (L_{hc}) desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre:

$$\begin{aligned} c-0.1l_w &= 17.23 \text{ cm} \\ c/2 &= 15.12 \text{ cm} \\ \mathbf{L_{hc}} &= \mathbf{17.23 \text{ cm}} \end{aligned}$$

b) El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con los requisitos especificados:

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{s * bc * f'c}{f_{yh}} * \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad A_{sh} = 0.09 * \frac{s * bc * f'c}{f_{yh}}$$

donde: bc = bc es la dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área A_{sh} .

s = el espaciamiento del refuerzo de confinamiento.

A_{ch} = es el área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

$$\begin{aligned} bc &= 17 \text{ cm} \\ f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{yh} &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ Ag &= 750 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \mathbf{A_{ch}} &= 374 \text{ cm}^2 \\
 \mathbf{A_{sh}} &= 2.13 \text{ cm}^2 \\
 \mathbf{S1} &= 8.31 \text{ cm} \\
 \mathbf{S2} &= 27.8 \text{ cm} \\
 \mathbf{S} &= \mathbf{8 \text{ cm}}
 \end{aligned}$$

c) El espaciamiento no debe exceder al menor entre los siguientes valores:

- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

$$\begin{aligned}
 \Phi &= 3/4 \text{ ''} \\
 \mathbf{S} &= \mathbf{19.1 \text{ cm}}
 \end{aligned}$$

- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde

$$\mathbf{S} = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$- \quad \mathbf{S} = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

3.5.17. DISEÑO DE CIMENTACIONES

Para el predimensionamiento y diseño de cimentaciones se utilizarán los siguientes datos preliminares:

$f'c$	=	210	kg/cm ²	Resistencia del concreto
f_y	=	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero
ϕ	=	0.9		Factor de reducción de resistencia a flexión
r	=	4	cm	Recubrimiento mínimo
E_c	=	#####	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del concreto
E_s	=	2100000	kg/cm ²	Módulo de Elasticidad del acero
β_1	=	0.85		Factor de compresión del concreto
σ_a	=	9.6	Tn/m ²	Esfuerzo admisible del terreno

$$\beta_1 = 0.85 \leftrightarrow f'c \leq 280$$

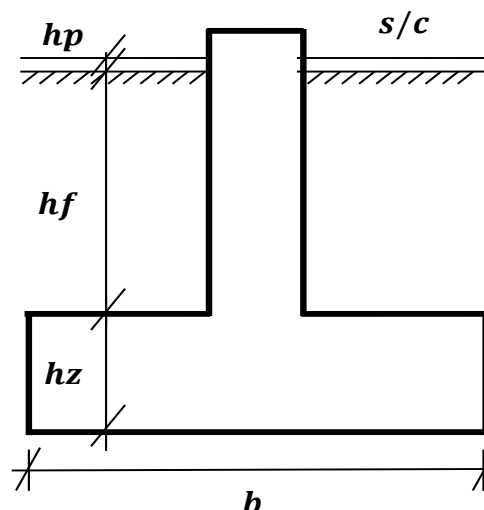
$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'c}{1400} \leftrightarrow f'c > 280$$

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'c}$$

3.5.17.1. ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_{adm} - \gamma_{suelo} * hf - hp * \gamma_{c^{\circ}s^{\circ}} - hz * \gamma_{c^{\circ}a^{\circ}} - s/c$$

γ_{suelo}	=	1.84	Tn/m ²
$\gamma_{c^{\circ}a^{\circ}}$	=	2.4	Tn/m ²
$\gamma_{c^{\circ}s^{\circ}}$	=	2.2	Tn/m ²
hf	=	0.9	m
hp	=	0.2	m
hz	=	0	m
s/c	=	0.3	Tn/m
σ_n	=	7.4	Tn/m
σ_{ns}	=	9.6	Tn/m



El esfuerzo neto cuando se incluyan cargas de sismo se incrementará en un 30%.

3.5.17.2. DIMENSIONAMIENTO DEL ÁREA DE LA ZAPATA

$$Azap. = \frac{1.1Pt}{\sigma_n}$$

Combinación			
S1	=	-73.1	Tn
S2	=	-71.9	Tn
S3	=	-74.4	Tn
S4	=	-69.9	Tn
S5	=	-76.4	Tn
		Pt	= 76 Tn
		Az	= 11 m ²
		B	= 4.20 m
		L	= 2.72 m

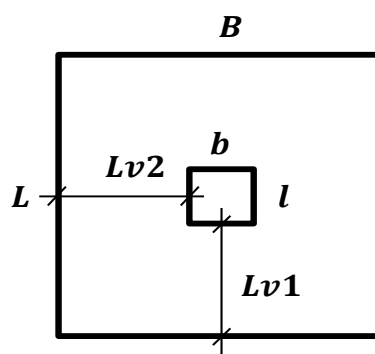
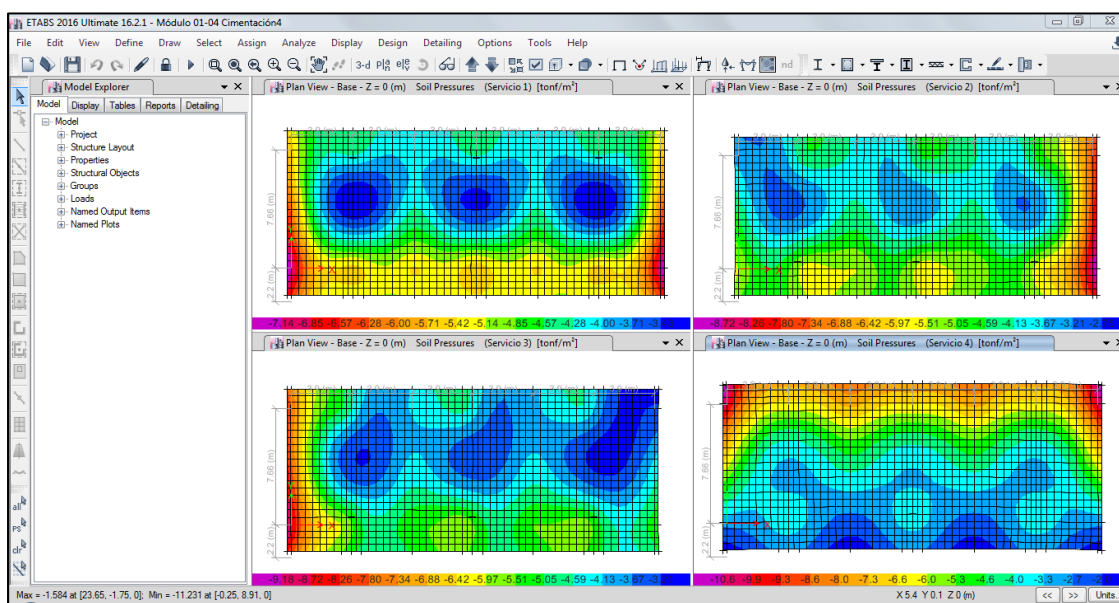


Figura N° 3.5.17.2 - 01. Verificación de presiones del suelo



Fuente: Elaboración Propia

3.5.17.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA DE LA ZAPATA

* Por longitud de desarrollo a compresión de los aceros de columna:

$$\left(\frac{0.075 * fy}{\sqrt{f'_c}} \right) * db \dots \dots (1) \quad (0.0044 * fy)$$

Bar.	∅ pulg	∅ cm	1 cm	2 cm	Ld cm
# 3	3/8	0.95	21	17.6	20.7
# 4	1/2	1.27	28	23.5	27.6
# 5	5/8	1.59	35	29.3	34.5
# 6	3/4	1.91	41	35.2	41
# 8	1	2.54	55	46.9	55.2
# 10	1 1/4	3.18	69	58.7	69
# 12	1 1/2	3.81	83	70.4	82.8
Nota	No debe ser menor a 20 cm				

Para varillas de 3/4" se deberá usar un espesor de zapata mayor a 41.4 cm.

* Verificación por rigidez:

Para zapatas aisladas:

$$hz \geq Lv/2$$

	En X		En Y
col.	= 1.30 m	col.	= 0.50 m
Lvmáx	= 1.45 m	Lvmáx	= 1.1 m
hz	= 0.73 m	hz	= 0.6 m

Para losas de cimentación:

$$Lm \leq 1.75 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Para el volado

$$Lv \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

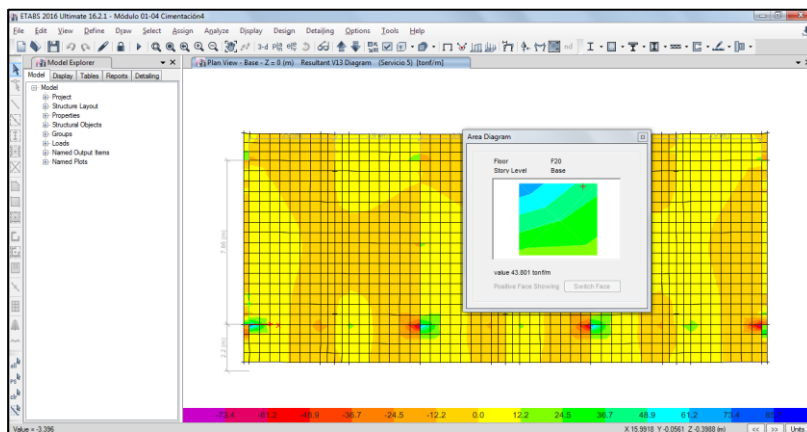
E	=	217370.65	Kg/cm ²
K	=	2.11	Kg/cm/cm ²
hz	=	50.00	cm
b	=	380.00	cm
I	=	3958333.3	cm ⁴
F1	=	4.48	m
F2	=	2.25	m
Lm	=	3.90	m Cumple
Lv	=	1.50	m Cumple

* Verificación por corte:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

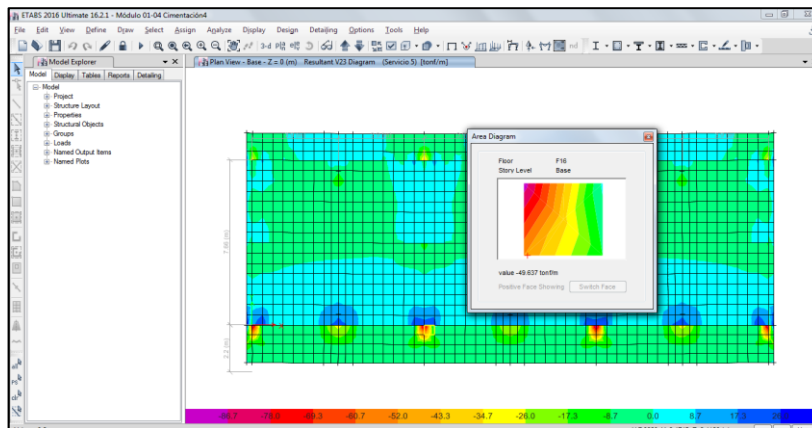
X-X	Vu	=	41.0	Tn/m	Y-Y	Vu	=	52.0	Tn/m
	b	=	430	cm		b	=	390	cm
	d	=	41.5	cm		d	=	42	cm
	ØVc	=	117	Tn/m		ØVc	=	106	Tn/m
			Cumple					Cumple	

Figura N° 3.5.17.3 - 01. Verificación de presiones del suelo



Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 3.5.17.3 - 02. Verificación de presiones del suelo



Fuente: Elaboración Propia

* Verificación por punzonamiento:

Calculamos la resistencia a punzonamiento del concreto:

$$V_c = 0.27 \cdot \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot p_o \cdot d$$

donde:

β_c = Relación de las dimensiones de las columnas

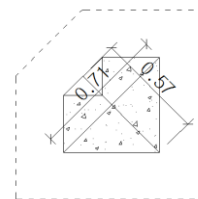
$$V_c = 1.10 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot p_o \cdot d$$

$$V_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{p_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot p_o \cdot d$$

α_s Centro Borde Esquina
 40 30 20

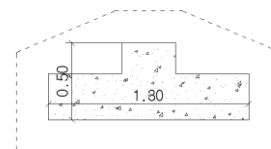
Columna 01

p_0	=	3.5 m	$V_{c.1}$	=	295 Tn
β_c	=	1.2	$V_{c.2}$	=	230 Tn
			$V_{c.3}$	=	383 Tn
			V_u	=	Tn
			$\emptyset V_c$	=	230 Tn



Columna 02

p_0	=	4.8 m	$V_{c.1}$	=	278 Tn
β_c	=	2.6 x	$V_{c.2}$	=	320 Tn
			$V_{c.3}$	=	383 Tn
			V_u	=	Tn
			$\emptyset V_c$	=	278 Tn



3.5.17.4. CÁLCULO DEL ACERO REQUERIDO

El acero requerido a flexión (A_{sr}) se depende del momento último (M_u) en una determinada sección de viga. Se coloca el acero proporcionado (A_{sp}) de acuerdo a los aceros comerciales conocidos.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_u|}{0.85 * \phi * f'_c * b}}$$

EJE A-A,G-G M11 - POSITIVOS								
As (+) EJE 1			As (+) CENTRO			As (+) EJE 2		
Mu	30	Tn*m	Mu	3.2	Tn*m	Mu	23	Tn*m
hz	50.00	cm	hz	50.00	cm	hz	50.00	cm
b	100	cm	b	100	cm	b	100	cm
d	40.26	cm	d	41.51	cm	d	41.51	cm
As	21.00	cm ²	As	2.05	cm ²	As	15.32	cm ²
a	4.942	cm	a	0.483	cm	a	3.606	cm
$\rho_{mín}$	0.0018		$\rho_{mín}$	0.0018		$\rho_{mín}$	0.0018	
As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²
As, diseño	21.00	cm ²	As, diseño	9.00	cm ²	As, diseño	15.32	cm ²
5/8"+3/4"	4.83	cm ²	As ϕ 5/8"	1.98	cm ²	5/8"+1/2"	3.25	cm ²
S	23.00	cm	S	22.00	cm	S	21.21	cm
1 ϕ 5/8"+3/4" @ 0.20m			USAR 1 ϕ 5/8" @ 0.20m			USAR 1 ϕ 5/8" @ 0.20m		

EJE A-A,G-G M11 - NEGATIVOS								
As (+) EJE 1			As (+) CENTRO			As (+) EJE 2		
Mu	9	Tn*m	Mu	0.5	Tn*m	Mu	10	Tn*m
hz	50.00	cm	hz	50.00	cm	hz	50.00	cm
b	100	cm	b	100	cm	b	100	cm
d	41.51	cm	d	41.51	cm	d	41.51	cm
As	5.83	cm ²	As	0.32	cm ²	As	6.49	cm ²
a	1.372	cm	a	0.075	cm	a	1.528	cm
ρmín	0.0018		ρmín	0.0018		ρmín	0.0018	
As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²
As, diseño	9.00	cm ²	As, diseño	9.00	cm ²	As, diseño	9.00	cm ²
As φ 5/8"	1.98	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²
S	22.00	cm	S	22.00	cm	S	22.00	cm
USAR 1 φ 5/8" @ 0.18m			USAR 1 φ 5/8" @ 0.18m			USAR 1 φ 5/8" @ 0.18m		

EJE B-B,D-D,F-F M11 - POSITIVOS								
As (+) EJE 1			As (+) CENTRO			As (+) EJE 2		
Mu	18	Tn*m	Mu	0	Tn*m	Mu	16	Tn*m
hz	50.00	cm	hz	50.00	cm	hz	50.00	cm
b	100	cm	b	100	cm	b	100	cm
d	41.51	cm	d	41.51	cm	d	41.51	cm
As	11.87	cm ²	As	0.00	cm ²	As	10.51	cm ²
a	2.793	cm	a	0.000	cm	a	2.473	cm
ρmín	0.0018		ρmín	0.0018		ρmín	0.0018	
As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²
As, diseño	11.87	cm ²	As, diseño	9.00	cm ²	As, diseño	10.51	cm ²
As φ 5/8"	1.98	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²
S	16.68	cm	S	22.00	cm	S	18.84	cm
USAR 1 φ 5/8" @ 0.16m			USAR 1 φ 1/2" @ 0.20m			USAR 1 φ 5/8" @ 0.15m		

EJE B-B,D-D,F-F M11 - NEGATIVOS								
As (+) EJE 1			As (+) CENTRO			As (+) EJE 2		
Mu	3	Tn*m	Mu	6.5	Tn*m	Mu	3	Tn*m
hz	50.00	cm	hz	50.00	cm	hz	50.00	cm
b	100	cm	b	100	cm	b	100	cm
d	41.51	cm	d	41.51	cm	d	41.51	cm
As	1.92	cm ²	As	4.19	cm ²	As	1.92	cm ²
a	0.452	cm	a	0.986	cm	a	0.452	cm
ρmín	0.0018		ρmín	0.0018		ρmín	0.0018	
As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²
As, diseño	9.00	cm ²	As, diseño	9.00	cm ²	As, diseño	9.00	cm ²
As φ 5/8"	1.98	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²
S	22.00	cm	S	22.00	cm	S	22.00	cm
USAR 1 φ 5/8" @ 0.20m			USAR 1 φ 5/8" @ 0.20m			USAR 1 φ 5/8" @ 0.20m		

EJE C-C,E-E M11 - POSITIVOS								
As (+) EJE 1			As (+) CENTRO			As (+) EJE 2		
Mu	39	Tn*m	Mu	15	Tn*m	Mu	29	Tn*m
hz	50.00	cm	hz	50.00	cm	hz	50.00	cm
b	100	cm	b	100	cm	b	100	cm
d	41.51	cm	d	41.51	cm	d	41.51	cm
As	26.91	cm ²	As	9.83	cm ²	As	19.57	cm ²
a	6.331	cm	a	2.314	cm	a	4.604	cm
ρmín	0.0018		ρmín	0.0018		ρmín	0.0018	
As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²
As, diseño	26.91	cm ²	As, diseño	9.83	cm ²	As, diseño	19.57	cm ²
5/8"+1/2"	3.25	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²
S	12.08	cm	S	20.13	cm	S	10.12	cm
1 φ 5/8"+1/2" @ 0.10m			USAR 1 φ 1/2" @ 0.20m			USAR 1 φ 5/8" @ 0.10m		

EJE C-C,E-E M11 - NEGATIVOS								
As (+) EJE 1			As (+) CENTRO			As (+) EJE 2		
Mu	15	Tn*m	Mu	0	Tn*m	Mu	17	Tn*m
hz	50.00	cm	hz	50.00	cm	hz	50.00	cm
b	100	cm	b	100	cm	b	100	cm
d	41.51	cm	d	41.51	cm	d	41.51	cm
As	9.83	cm ²	As	0.00	cm ²	As	11.19	cm ²
a	2.314	cm	a	0.000	cm	a	2.633	cm
ρmín	0.0018		ρmín	0.0018		ρmín	0.0018	
As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²
As, diseño	9.83	cm ²	As, diseño	9.00	cm ²	As, diseño	11.19	cm ²
As φ 5/8"	1.98	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²
S	20.13	cm	S	22.00	cm	S	17.70	cm
USAR 1 φ 5/8" @ 0.20m			USAR 1 φ 5/8" @ 0.20m			USAR 1 φ 5/8" @ 0.15m		

EJE 2-2, M22 - POSITIVOS								
As (+) EJE A,G			As (+) EJE B,D,F			As (+) EJE C,E		
Mu	30	Tn*m	Mu	19	Tn*m	Mu	30	Tn*m
hz	50.00	cm	hz	50.00	cm	hz	50.00	cm
b	100	cm	b	100	cm	b	100	cm
d	41.51	cm	d	41.51	cm	d	41.51	cm
As	20.29	cm ²	As	12.56	cm ²	As	20.29	cm ²
a	4.77	cm	a	2.954	cm	a	4.773	cm
ρmín	0.0018		ρmín	0.0018		ρmín	0.0018	
As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²
As, diseño	20.29	cm ²	As, diseño	12.56	cm ²	As, diseño	20.29	cm ²
2φ 5/8"	3.96	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²	2φ 5/8"	3.96	cm ²
S	19.52	cm	S	15.77	cm	S	19.52	cm
2 φ 5/8 @ 0.15m			USAR 1 φ 5/8" @ 0.20m			USAR 1 φ 5/8" @ 0.15m		

EJE 2-2, M22 - NEGATIVOS								
As (+) EJE A,G			As (+) EJE B,D,F			As (+) EJE C,E		
Mu	10	Tn*m	Mu	0	Tn*m	Mu	0	Tn*m
hz	50.00	cm	hz	50.00	cm	hz	50.00	cm
b	100	cm	b	100	cm	b	100	cm
d	41.51	cm	d	41.51	cm	d	41.51	cm
As	6.49	cm ²	As	0.00	cm ²	As	0.00	cm ²
a	1.528	cm	a	0.000	cm	a	0.000	cm
ρmín	0.0018		ρmín	0.0018		ρmín	0.0018	
As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²
As, diseño	9.00	cm ²	As, diseño	9.00	cm ²	As, diseño	9.00	cm ²
As φ 5/8"	1.98	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²
S	22.00	cm	S	22.00	cm	S	22.00	cm
USAR 1 φ 5/8" @ 0.20m			USAR 1 φ 5/8" @ 0.20m			USAR 1 φ 5/8" @ 0.20m		

EJE 3-3, M22 - POSITIVOS								
As (+) EJE A,G			As (+) EJE B,D,F			As (+) EJE C,E		
Mu	19	Tn*m	Mu	10	Tn*m	Mu	19	Tn*m
hz	50.00	cm	hz	50.00	cm	hz	50.00	cm
b	100	cm	b	100	cm	b	100	cm
d	41.51	cm	d	41.51	cm	d	41.51	cm
As	12.56	cm ²	As	6.49	cm ²	As	12.56	cm ²
a	2.95	cm	a	1.528	cm	a	2.954	cm
ρmín	0.0018		ρmín	0.0018		ρmín	0.0018	
As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²
As, diseño	12.56	cm ²	As, diseño	9.00	cm ²	As, diseño	12.56	cm ²
1φ 5/8"	1.98	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²
S	15.77	cm	S	22.00	cm	S	15.77	cm
1 φ 5/8" @ 0.15m			USAR 1 φ 1/2" @ 0.20m			USAR 1 φ 5/8" @ 0.15m		

EJE 3-3, M22 - NEGATIVOS								
As (+) EJE A,G			As (+) EJE B,D,F			As (+) EJE C,E		
Mu	15	Tn*m	Mu	0	Tn*m	Mu	14	Tn*m
hz	50.00	cm	hz	50.00	cm	hz	50.00	cm
b	100	cm	b	100	cm	b	100	cm
d	41.51	cm	d	41.51	cm	d	41.51	cm
As	9.83	cm ²	As	0.00	cm ²	As	9.16	cm ²
a	2.314	cm	a	0.000	cm	a	2.155	cm
ρmín	0.0018		ρmín	0.0018		ρmín	0.0018	
As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²	As, mín	9.00	cm ²
As, diseño	9.83	cm ²	As, diseño	9.00	cm ²	As, diseño	9.16	cm ²
As φ 5/8"	1.98	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²	As φ 5/8"	1.98	cm ²
S	20.13	cm	S	22.00	cm	S	21.62	cm
USAR 1 φ 5/8" @ 0.20m			USAR 1 φ 5/8" @ 0.20m			USAR 1 φ 5/8" @ 0.20m		

3.6. DISEÑO DE CERCHAS

3.6.1. GENERALIDADES

3.6.1.1. PROPIEDADES DE MATERIALES

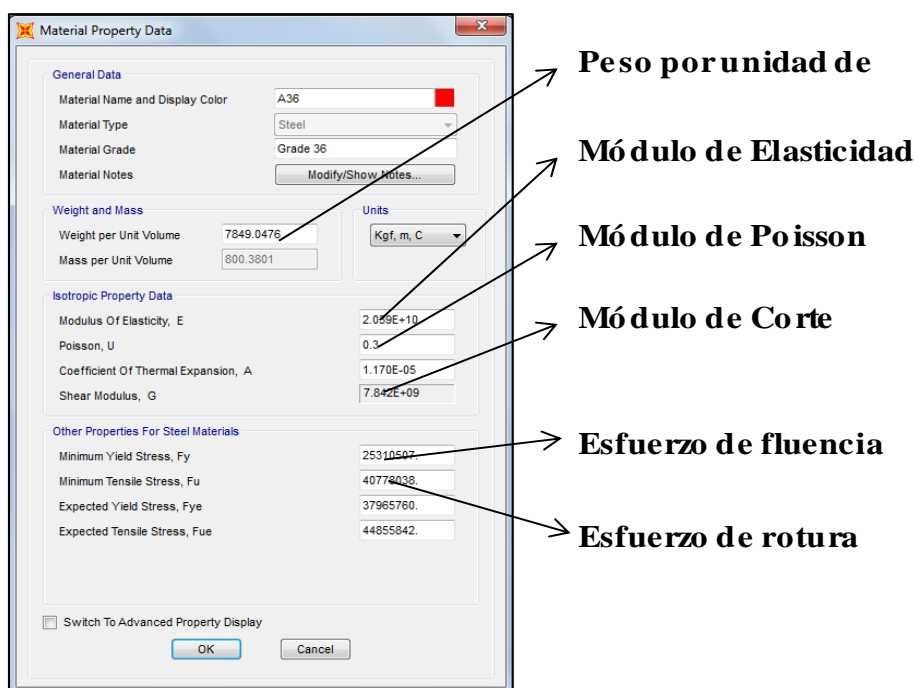
ACERO A36 Y A50

- Resistencia (fy) A36 = 36 ksi
- Resistencia (fy) A50 = 50 ksi
- Módulo de Elasticidad (Es) = 21000000 kg/cm²

ACERO CORRUGADO (ASTM 615)

- Resistencia (fy) = 4200 kg/cm²
- Módulo de Elasticidad (Es) = 21000000 kg/cm²

Figura N° 3.6.1.1 - 01. Asignación de Materiales en SAP200



Fuente: Elaboración Propia

3.6.1.2. CARGAS ASIGNADAS

Las cargas son asignadas de acuerdo a la norma E0.20 del Reglamento Nacional de edificaciones así tenemos:

CARGA MUERTA (DEAD)

Peso Propio	:	De los mismos elementos
Cobertura	:	5.26 kg/m ²
Tijerales	:	15 kg/m ²
Correa Metálica	:	10 kg/m ³
Accesorios	:	5 kg/m ⁴

CARGA VIVA (LIVE)

LIVE : 30 kg/m² Aulas

CARGAS DE VIENTO (WIND)

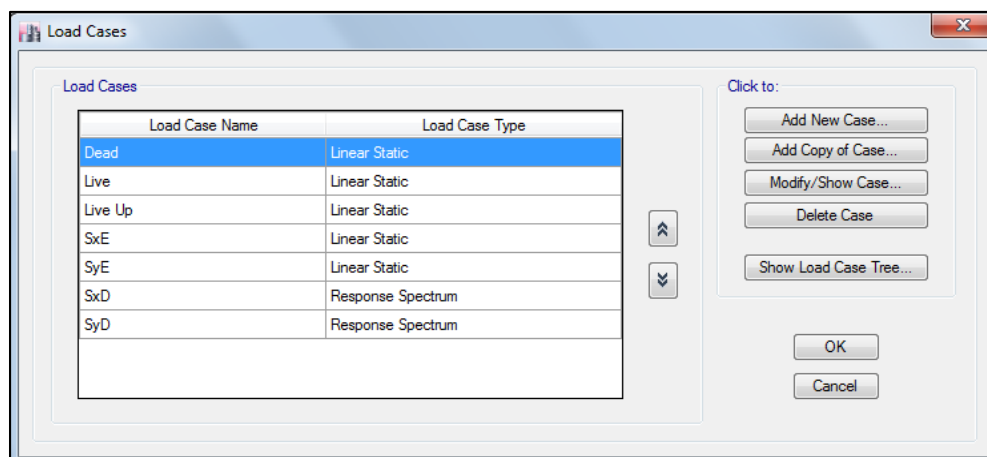
WIND 01 : Carga de viento 01

WIND 02 : Carga de viento 02

WIND 03 : Carga de viento 03

WIND 04 : Carga de viento 04

Figura N° 3.6.1.2 - 01. Definición de Casos de Carga



Fuente: Elaboración Propia

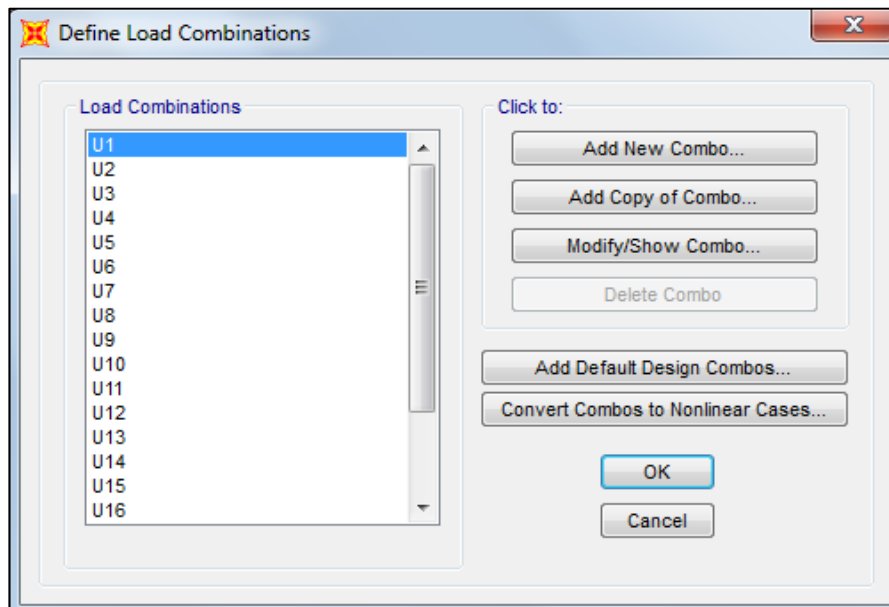
3.6.1.3. COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de cargas para el diseño de elementos estructurales se utilizaron de acuerdo a NTE (E.020) y a los casos de cargas aplicados:

- U1 = 1.4Dead
- U2 = 1.2Dead+0.5Live
- U3 = 1.2Dead+1.6Live+0.8Wind 1
- U4 = 1.2Dead+1.6Live+0.8Wind 2
- U5 = 1.2Dead+1.6Live+0.8Wind 3
- U6 = 1.2Dead+1.6Live+0.8Wind 4
- U7 = 1.2Dead+1.6Live+0.8Wind 5
- U8 = 1.2Dead+1.6Live+0.8Wind 6
- U9 = 1.2Dead+0.5Live+1.3Wind 1
- U10 = 1.2Dead+0.5Live+1.3Wind 3
- U11 = 1.2Dead+0.5Live+1.3Wind 3
- U12 = 1.2Dead+0.5Live+1.3Wind 4
- U13 = 1.2Dead+0.5Live+1.3Wind 5
- U14 = 1.2Dead+0.5Live+1.3Wind 6
- U16 = 0.9Dead+1.3Wind 1
- U16 = 0.9Dead+1.3Wind 2

- $U17 = 0.9\text{Dead} + 1.3\text{Wind}3$
- $U18 = 0.9\text{Dead} + 1.3\text{Wind}4$
- $U19 = 0.9\text{Dead} + 1.3\text{Wind}5$
- $U20 = 0.9\text{Dead} + 1.3\text{Wind}6$
- $\text{Envolvente} = U1 + U2 + U3 + \dots + U14$

Figura N° 3.6.1.4 - 01. Definición de Combinaciones y Envolvente



Fuente: Elaboración Propia

3.6.2. ESTRUCTURACIÓN

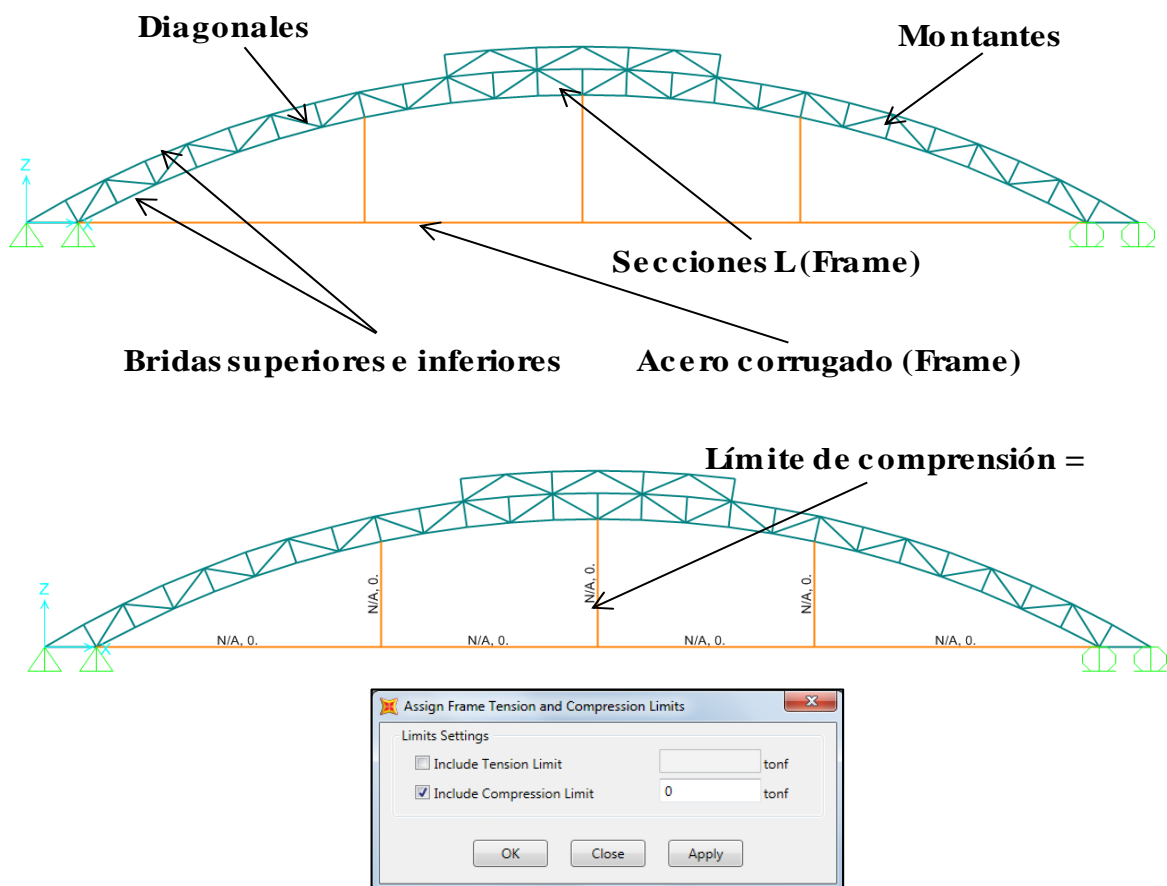
3.6.2.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se presenta una estructura curva conformada por elementos sometidos solamente a cargas axiales (tensión y compresión) que forman parte del techo de un coliseo. Se analizará por cargas de viento de acuerdo a la norma E0.20 del RNE.

Las cargas de gravedad son aplicadas en la dirección de la gravedad, mientras las cargas de viento perpendiculares a los nodos.

Se debe considerar que el límite de compresión de 0 en elementos que al someterse a compresión no generarán esfuerzos.

Figura N° 3.6.2.1 - 01. Estructuración de Elementos



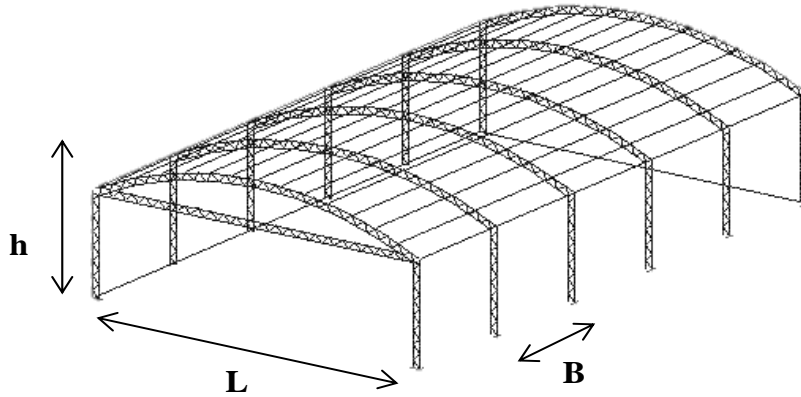
Fuente: Elaboración Propia

3.6.3. PREDIMENSIONAMIENTO

3.6.3.1. DIMENSIONAMIENTO DEL ARCO

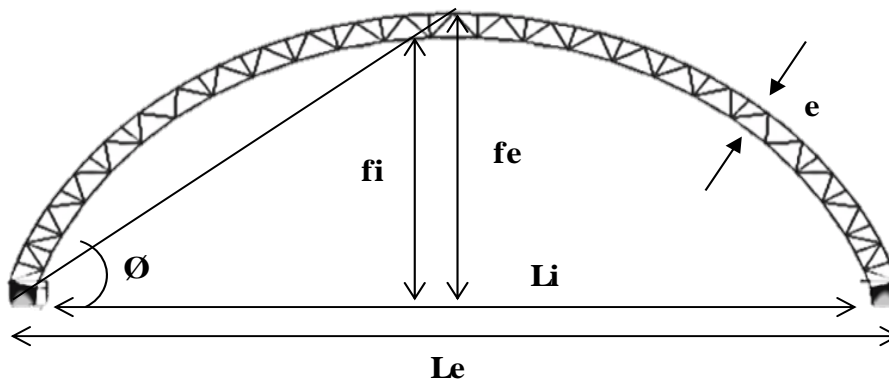
Se ingresan los datos preliminares del arco

Figura N° 3.6.2.1 - 01. Dimensiones generales



Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 3.6.2.1 - 01. Dimensiones de arco



Fuente: Elaboración Propia

Le =	37.6	m	fe = $L/5 - L/10$ =	5.40	m
B =	4.3	m	e = $L/40 - L/45$ =	0.90	m
H =	15.50	m	fi = $fe - e$ =	4.50	m
			Li = $L - e$ =	35.80	m

3.6.3.2. CARÁCTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL ARCO

Se determinan el radio , el ángulo y longitud del arco mediante las fórmulas:

$$R = \frac{L^2 + 4f^2}{8f} \quad \alpha = \arcsen \left(\frac{L}{2R} \right) \quad S = \frac{\pi * R * \alpha}{90}$$

Superior			Inferior		
R	35.43	m	R	37.85	m
α	32.05	°	α	28.22	°
S	39.64	m	S	37.29	m

Ángulo de inclinación: $\emptyset = 16.03^\circ$

3.6.3.3. NÚMERO DE SUBARCOS

Se calculo el número de sub arcos para el dibujo en SAP2000

Medio Arco	19.82	Barras	13.00
Barras	13.21	Brida Sup.	1.524
		Ángulo	2.47 °

Se usarán un total de 26 barras de una longitud de 1.45 m aproximadamente

3.6.4. CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL VIENTO

En la estructura la ocurrencia de presiones y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente.

3.6.4.1. CLASIFICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Tipo 01. Edificaciones poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento.

Tipo 02. Edificaciones cuya esbeltez las hace sensibles a las ráfagas.

Tipo 03. Edificaciones que representan problemas aerodinámicos especiales.

Tipo: 3 Cr: 1

Clasificación de Edificación		
Tipos	Descripción	Cr
Tipo 01	Edificaciones comunes	1.00
	Muy esbeltos (relación V/H \geq 5/1)	
Tipo 02	Edif. De H > 60 m	1.20
	Edif. Con periodo de vibración > 2 seg	
Tipo 03	Altura intermedia	Criterio

3.6.4.2. VELOCIDAD DE DISEÑO

La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación pero no menos de 75 Km/h. La velocidad de diseño del viento (**Vd**) en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión:

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22}$$

Donde: **V_h**: es la velocidad de diseño en altura h (Km/h)

V: es la velocidad de diseño hasta 10 m de altura (Km/h)

h: es la altura sobre el terreno en metros

$$\begin{aligned} V &= 85 \text{ Km/h} \\ h &= 15.5 \text{ Km/h} \\ \mathbf{V_h} &= \mathbf{93.6 \text{ Km/h}} \end{aligned}$$

3.6.4.3. CARGA EXTERIOR DE VIENTO

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual se actúa.

$$P_h = 0.005 * C * (V_h)^2$$

Donde: Ph : presión o succión del viento a una altura h en Kg/m²

C : factor de forma adimensional

Vh : velocidad de diseño a la altura h, en Km/h

Tipo de Estructura	Barlovento	Sotavento
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45	+0.8	-0.5

En Barlovento:

$$\mathbf{Ph1} = 35.0 \text{ Kg/m}^2$$

$$\mathbf{C} = 0.8$$

$$\mathbf{Ph2} = -35.0 \text{ Kg/m}^2$$

$$\mathbf{C} = -0.8$$

En Sotavento:

$$\mathbf{Ph3} = -21.9 \text{ Kg/m}^2$$

$$\mathbf{C} = -0.5$$

El signo positivo indica presión y el negativo succión.

3.6.4.4. CARGA INTERIOR DE VIENTO

Se adicionará a las cargas exteriores calculadas.

Considerando las aberturas:

Uniforme en barlovento y sotavento

$$\mathbf{Ph4} = 13.1 \text{ Kg/m}^2$$

$$\mathbf{C} = 0.3$$

$$\mathbf{Ph5} = -13.1 \text{ Kg/m}^2$$

$$\mathbf{C} = -0.3$$

3.6.4.5. CASOS DE CARGA DE VIENTO

Teniendo en cuenta la interacción exterior e interior de las presiones de viento se determinan las combinaciones siguientes:

a) Cuando solo existen cargas de viento externas, es decir cualquier abertura de la estructura se encuentra cerrada impidiendo el ingreso de cargas interiores de viento.

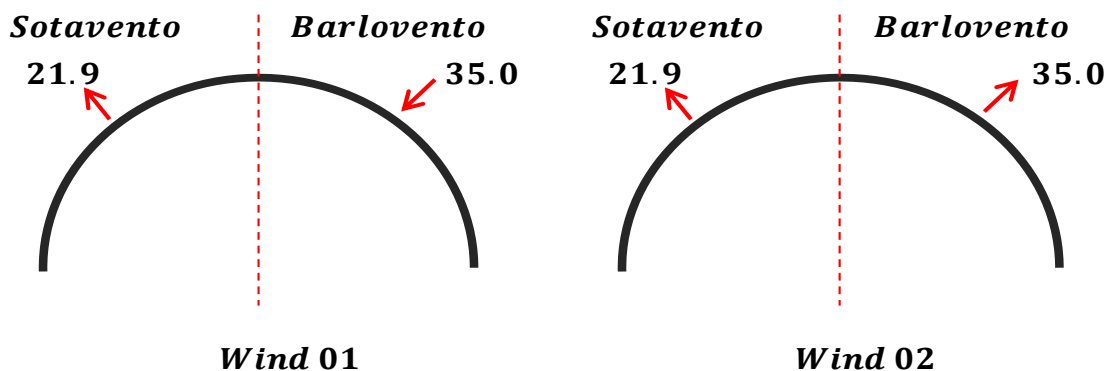
Balovento		Sotavento	
Wind 01	= 35.0 Kg/m ²	Wind 01	= -21.9
Wind 02	= -35.0 Kg/m ²	Wind 02	= -21.9

a) Cuando las aberturas permiten el ingreso del viento, se tiene en cuenta la actuación de las presiones de viento interiores simultáneas a las exteriores.

Balovento		Sotavento	
Wind 03	= 21.9 Kg/m ²	Wind 03	= -35.0 Kg/m ²
Wind 04	= -48.2 Kg/m ²	Wind 04	= -35.0 Kg/m ²

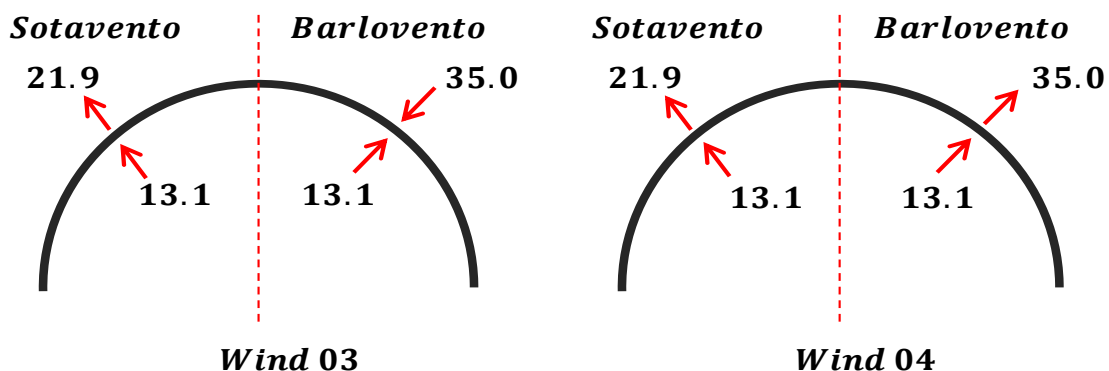
Balvento		Sotavento	
Wind 05	= 48.2 Kg/m ²	Wind 05	= -8.8 Kg/m ²
Wind 06	= -21.9 Kg/m ²	Wind 06	= -8.8 Kg/m ²

Figura N° 3.6.2.1 - 01. Presiones de viento exteriores



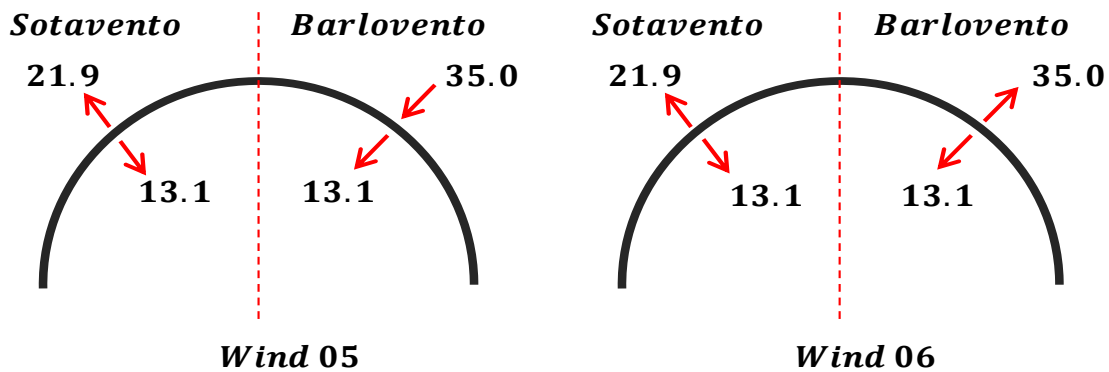
Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 3.6.2.1 - 01. Presiones de viento teniendo en cuenta aberturas a)



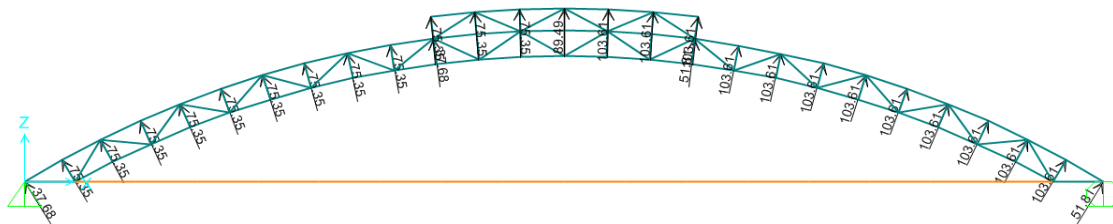
Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 3.6.2.1 - 01. Presiones de viento teniendo en cuenta aberturas b)



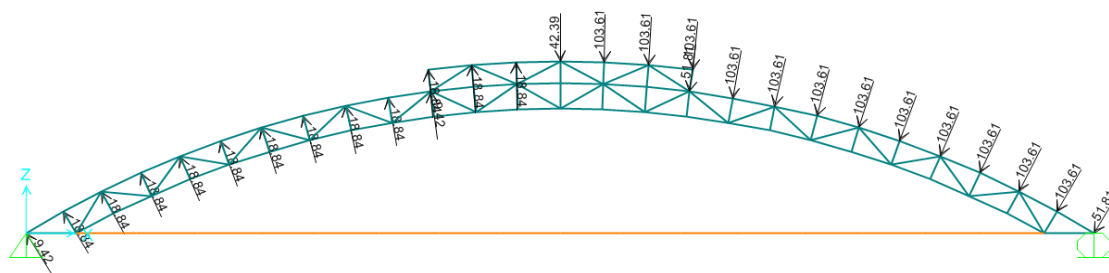
Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 3.6.2.1 - 01. Caso de carga Wind 04



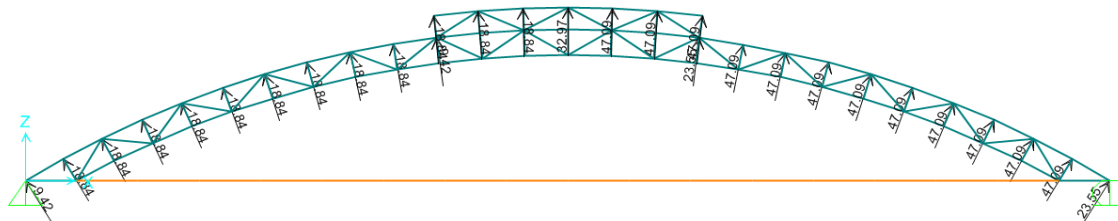
Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 3.6.2.1 - 01. Caso de carga Wind 05



Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 3.6.2.1 - 01. Caso de carga Wind 06



Fuente: Elaboración Propia

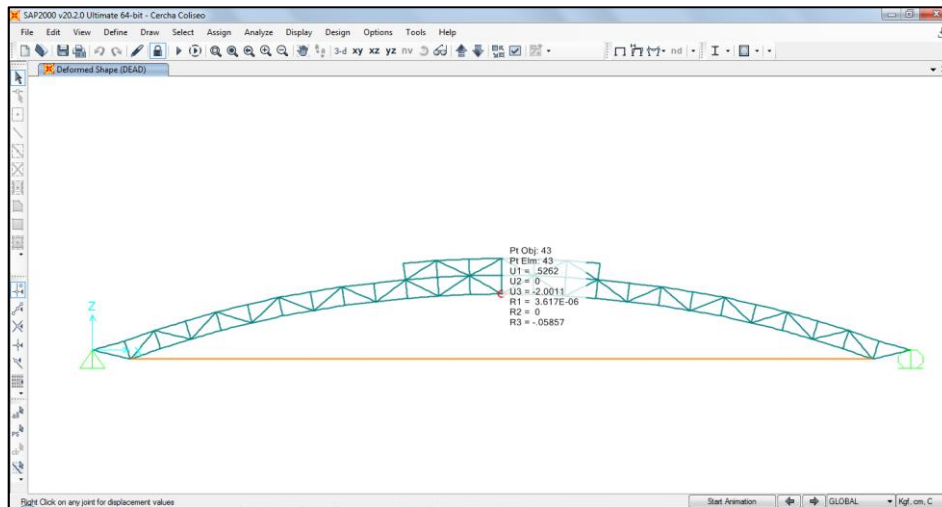
3.6.4.7. FLECHA MÁXIMA

Excepto en los casos expresamente cubiertos en las Normas propias de los diversos materiales estructurales, la flecha de cualquier elemento estructural no excederá los valores:

$$\text{Techos: } \frac{L}{180}, \quad \text{por carga viva}$$

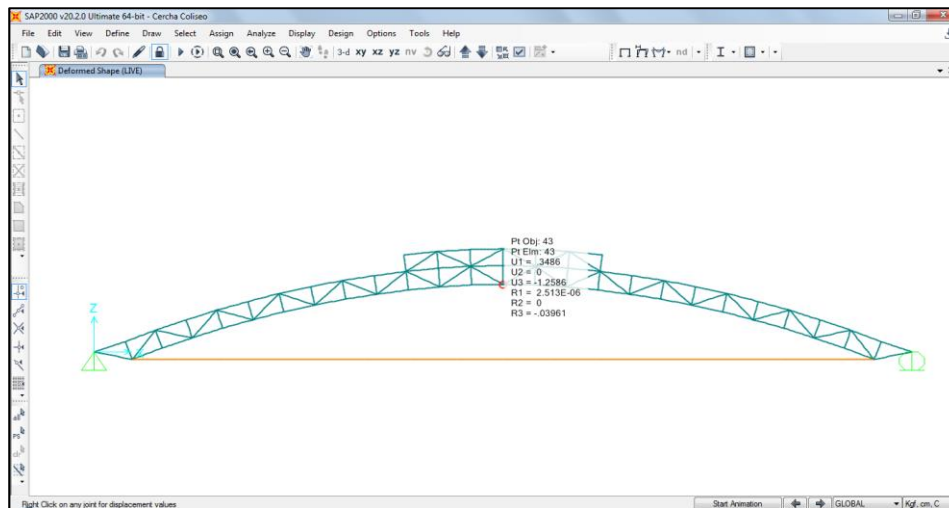
f dead	=	2.00	cm	L	=	37.6	m
f live	=	1.26	cm	f máx	=	20.9	cm
f total	=	3.26	cm	< f máx		Cumple	

Figura N° 3.6.4.1 - 01. Flecha por carga muerta (Dead)



Fuente: Elaboración Propia

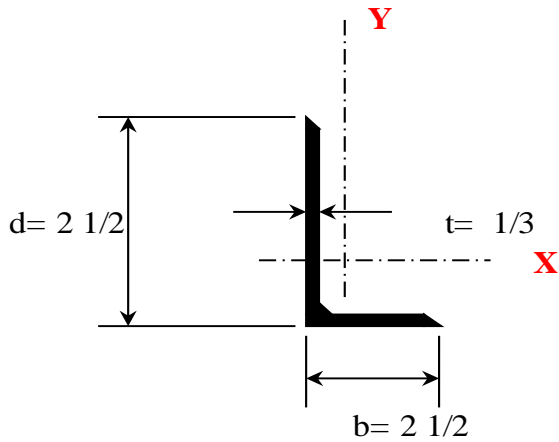
Figura N° 3.6.4.1 - 01. Flecha por carga viva (Live)



Fuente: Elaboración Propia

3.6.5. DISEÑO DE ELEMENTOS METÁLICOS

3.6.5.1. GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN



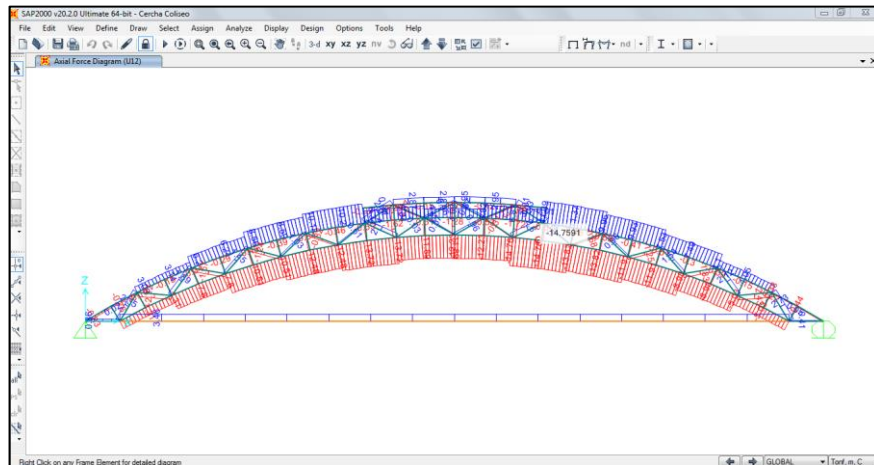
L2-1/2X2-1/2X5/16

A	=	1.5 in ²
d	=	2 1/2 in
b	=	2 1/2 in
t	=	1/3 in
I _x	=	0.8 in ⁴
r _x	=	0.8 in
I _y	=	0.8 in ⁴
r _y	=	0.8 in
L	=	1.49 m
L	=	58.7 in

3.6.5.2. ESFUERZOS AXIALES MÁXIMOS

Se determinan las cargas axiales máximas a tracción y compresión en el elemento.

Figura N° 3.6.5.1 - 01. Estado límite U12 axial de brida inferior



Fuente: Elaboración Propia

COMPRESIÓN	
Pu	= 14.76 Tn
Pu	= 32.47 Kip

TRACCIÓN	
Pu	= 1.65 Tn
Pu	= 3.63 Kip

3.6.5.3. FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA K

TIPO	K
Doblemente articulada	1
Doblemente empotrada	0.5
Empotrada (Voladizo)	2

3.6.5.4. VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ A COMPRESIÓN

Para elementos cuyo diseño se basa en fuerzas de compresión, las relaciones de esbeltez (KL/r) no deben exceder, preferentemente, de 200.

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

K = 1.00	K = 1.00
L = 58.66 in	L = 58.66 in
$r_x = 0.76$ in	$r_y = 0.76$ in
KL/r_y = 77.6 CUMPLE	KL/r_y = 78 CUMPLE

3.6.5.5. VERIFICACIÓN DE PANDEO LOCAL

Las secciones de acero se clasifican en compactas, no-compactas y esbeltas. Para clasificarlas se empleará la relación ancho/espesor (λ) y se determinará en primer lugar si el elemento es rigidizado o no rigidizado. En elementos con sección L, las alas se consideran elementos no rigidizados.

$$\lambda = b/t_w$$

b = 2.50 in	d = 2.50 in
tw = 0.31 in	tw = 0.31 in
$\lambda_x = 8$	$\lambda_y = 8$

$\frac{P_u}{\phi_b P_y} = \frac{P_u}{0.9 (F_y A)}$	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr><td>Pu = 32.5 kip</td></tr> <tr><td>$\Phi_b = 0.9$</td></tr> <tr><td>Fy = 36 ksi</td></tr> <tr><td>A = 1.5 in²</td></tr> <tr><td>Py = 52.6 kip</td></tr> <tr><td>Pu/($\Phi_b P_y$) = 0.69</td></tr> </table>	Pu = 32.5 kip	$\Phi_b = 0.9$	Fy = 36 ksi	A = 1.5 in ²	Py = 52.6 kip	Pu/($\Phi_b P_y$) = 0.69
Pu = 32.5 kip							
$\Phi_b = 0.9$							
Fy = 36 ksi							
A = 1.5 in ²							
Py = 52.6 kip							
Pu/($\Phi_b P_y$) = 0.69							

De acuerdo a lo anterior, elegimos aquel caso que cumpla las condiciones y pasamos a determinar λ_b con las siguientes fórmulas. Si $\lambda \leq \lambda_b$, la sección es compacta.

Caso 01 $\frac{P_u}{\phi_b P_y} \leq 0.125$ $\lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y} \right)$

Caso 02 $\frac{P_u}{\phi_b P_y} > 0.125$ $\lambda_p = \frac{191}{\sqrt{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \geq \frac{253}{\sqrt{F_y}}$

Pu/($\Phi_b P_y$) = 0.69	Caso 02
$\lambda_b = 52.3$	
$\lambda_x = 8$	Sección compacta
$\lambda_y = 8$	Sección compacta

Si la sección no es compacta se deberá limitar a λ_r . De no cumplir la sección se considerará esbelta.

$$\lambda_r = \frac{76}{\sqrt{F_y}}$$

F_y	=	36	ksi
λ_r	=	12.7	
λ_x	=	8	Sección compacta
λ_y	=	8	Sección compacta

3.6.5.6. RESISTENCIA DE DISEÑO EN COMPRESIÓN PARA PANDEO POR FLEXIÓN (PANDEO LATERAL)

La resistencia de diseño para pandeo por flexión en miembros comprimidos en los que sus elementos tienen una relación ancho/espesor (λ) menor a λ_r es $\Phi_c * P_n$:

$$\Phi_c * P_n \geq P_u \quad \Phi_c = 0.85 \quad P_n = A_g * F_{cr}$$

Para el cálculo de F_{cr} se presentan dos casos:

Caso a) $\lambda_c \leq 1.5$	$F_{cr} = (0.685^{\lambda_c^2}) F_y$	donde: $\lambda_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$
Caso b) $\lambda_c > 1.5$	$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c}\right) F_y$	

K	=	1.00		K	=	1.00	
L	=	58.66	in	L	=	58.66	in
r_x	=	0.76	in	r_y	=	0.76	in
F_y	=	36	ksi	F_y	=	36	ksi
E	=	29400	ksi	E	=	29400	ksi
λ_c	=	0.86	Caso a	λ_c	=	0.86	Caso a
Fcr	=	27.14	ksi	Fcr	=	27.14	ksi

Calculamos la resistencia de diseño:

A_g	=	1.5	in ²
F_{cr}	=	27.1	ksi
Φ_c	=	0.85	
ΦP_n	=	33.7	kip
P_u	=	32.5	kip
R	=	0.96	Correcto

3.6.5.7. RESISTENCIA DE DISEÑO EN TRACCIÓN

La resistencia de diseño de elementos en tracción $\Phi_t * P_n$ debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia en el área total (A_g) y de rotura en el área neta (A_e).

$$\Phi_t * P_n \geq P_u$$

(a) Para fluencia en el área total:

$$\begin{aligned} \phi t &= 0.9 & P_n &= F_y * A_g \\ A_g &= 1.5 \text{ in}^2 \\ F_y &= 36 \text{ ksi} \\ \phi_c &= 0.90 \\ \phi P_n &= 47.3 \text{ kip} \\ P_u &= 3.6 \text{ kip} & \text{Correcto} \\ R &= 0.1 \end{aligned}$$

(b) Para rotura en el área neta:

$$\begin{aligned} \phi t &= 0.75 & P_n &= F_u * A_e \\ A_e &= 1.5 \text{ in}^2 \\ F_u &= 58 \text{ ksi} \\ \phi t &= 0.75 \\ \phi P_n &= 63.5 \text{ kip} \\ P_u &= 3.63 \text{ kip} & \text{Correcto} \\ R &= 0.1 \end{aligned}$$

3.6.5.8. ÁREA NETA Y ÁREA NETA EFECTIVA

El área neta total es el área transversal de la sección menos el área de los agujeros, ranuras o muescas. La norma E0.90 incrementa en 2mm el ancho del agujero para el cálculo del área neta.

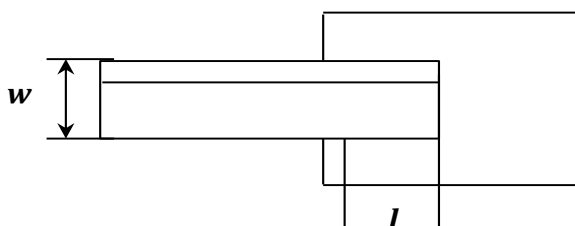
El área neta efectiva es aquella sección transversal en la conexión en la que se transmite la carga de manera no uniforme a lo largo de una región de transición. Se determina de la siguiente manera:

1. Cuando la tracción es transmitida directamente a cada elemento de la sección por medio de conectores o soldadura, el área neta efectiva A_e es igual al área neta, A_n .
2. Cuando la tracción es transmitida por conectores o soldadura a través de algunos pero no todos los elementos de la sección, el área neta efectiva A_e debe de calcularse como:

$$A_e = AU$$

Para nuestro se considera:

Que la tracción es transmitida a una plancha a través de soldaduras longitudinales a lo largo de los bordes de ésta, la longitud de la soldadura no debe ser menor que el ancho de la plancha ($l > w$).



$$\text{Cuando } l \geq 2w: \quad U = 1.0$$

$$\text{Cuando } 2w > l \geq 1.5w: \quad U = 0.87$$

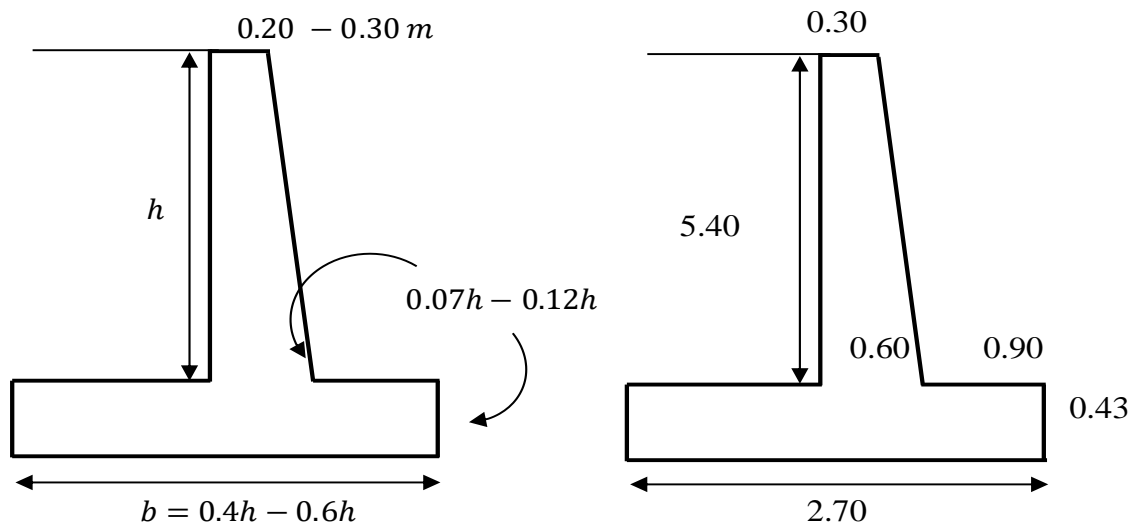
$$\text{Cuando } 1.5w > l \geq w: \quad U = 0.75$$

$$\begin{aligned} \text{Usaremos una longitud de soldadura:} \quad l &= 5 \text{ in} & (l=2w) \\ w &= 2.5 \text{ in} \\ U &= 1 \\ A_e &= 1.5 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

3.7. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

3.7.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE MURO DE CONTENCIÓN

Se presenta el siguiente muro de contención con las siguientes características:



Se calcula la presión activa del suelo con pendiente horizontal :

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad P_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

Obtenemos los datos de la calicata N° 01 :

Donde: ϕ = Ángulo de cohesión

Muestra 01:

ϕ	=	26.6 °	K_a	=	0.38
Y	=	1.83 Ton/m ³	P_a	=	11.9 Tn/m ²
H	=	5.85 m	$h/3$	=	1.8 m

Se calcula la presión pasiva del suelo con pendiente horizontal :

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad P_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma * H^2$$

Muestra 01:

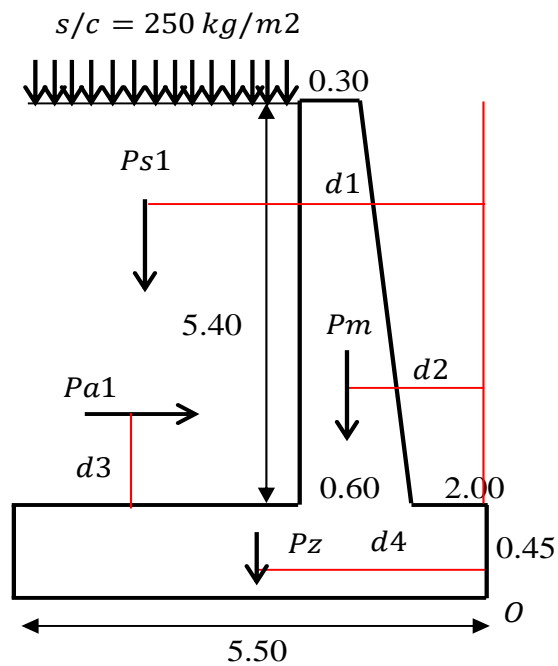
ϕ	=	26.6 °	K_p	=	2.62
Y	=	1.83 Ton/m ³	P_p	=	1.73 Tn/m ²
H	=	0.85 m	$h/3$	=	0.28 m

Se considera un espesor de zapata de modo que la longitud de desarrollo de gancho estándar para el diámetro de barra asumido sea adecuado:

$$\phi = 5/8''$$

$$L_{dg} = 34.5 \text{ cm}$$

3.7.2. FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VUELCO

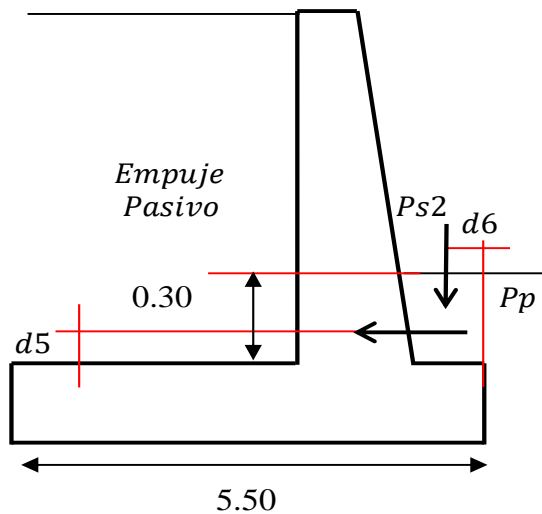


Determinamos las fuerzas:

$$\begin{aligned} P_{s1} &= 28.7 \text{ Tn} \\ P_m &= 5.83 \text{ Tn} \\ P_z &= 5.94 \text{ Tn} \\ S/C &= 0.25 \text{ Tn/m} \end{aligned}$$

Determinamos los brazos de palanca:

$$\begin{aligned} d_1 &= 3.75 \text{ m} \\ d_2 &= 2.47 \text{ m} \\ d_3 &= 1.8 \text{ m} \\ d_4 &= 2.75 \text{ m} \end{aligned}$$



Determinamos las fuerzas:

$$\begin{aligned} P_p &= 1.73 \text{ Tn} \\ P_{s2} &= 1.1 \text{ Tn} \end{aligned}$$

Determinamos los brazos de palanca:

$$\begin{aligned} d_5 &= 0.1 \text{ m} \\ d_6 &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$

Realizamos sumatoria de momento en el punto "O" sin considerar la sobrecarga:

$$\begin{aligned} M_a &= 26.9 \text{ Tn}\cdot\text{m} \\ M_r &= 138 \text{ T}\cdot\text{m} \\ \text{F.S.} &= 5.14 \text{ Cumple} \end{aligned}$$

Se cambio el ancho de la base para que cumpla con el $\text{F.S.} > 2.00$

3.7.3. FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO

El F.S. por deslizamiento debe ser mayor o igual a 1.25. Se empleará la siguiente ecuación:

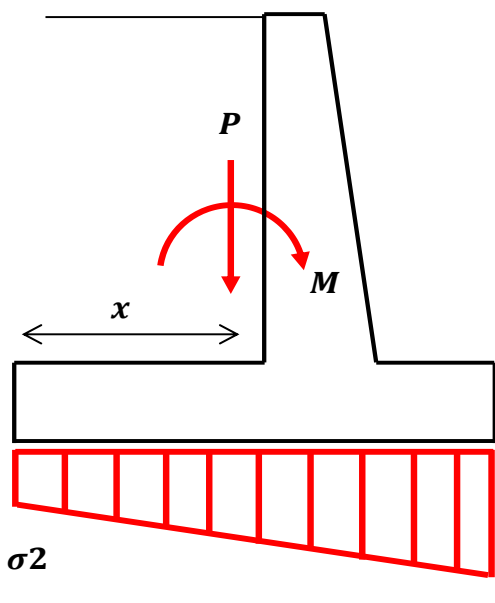
$$F_a = f * (P_{\text{suelo}} + P_{\text{muro}}) \geq 1.25 * P_a$$

f	=	0.55	
F _a	=	11.9	Tn
F _r	=	22.8	Tn
F.S.	=	1.91	Cumple

3.7.4. VERIFICACIONES DE PRESIONES DEL SUELO

Verificamos las presiones del suelo que no sean mayores a las máximas admisibles, mediante la fórmula de esfuerzo combinado:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M * c}{I}$$



Calculamos la carga vertical resultante P:

$$P = 42.3 \text{ Tn}$$

Calculamos la ubicación de P:

$$x = 2.2 \text{ m}$$

Calculamos el momento M:

$$M = -2.8 \text{ Tn*m}$$

Calculamos las presiones del suelo:

σ_1	=	7.12	Tn/m ²
σ_2	=	8.24	Tn/m ²
σ_{adm}	=	8.6	Tn/m ²

Cumple

3.7.5. DISEÑO DE PANTALLA

Se verifica la cuantía mínima de la sección total de la pantalla:

$$\rho_{\text{min vert.}} = 0.0015$$

Sección	=	6000	cm ²	
A_{min vert.}	=	9.00	cm²	
A _s	=	1.27	cm ²	∅ 1/2"
S _{máx}	=	28.2	cm	

Las cargas que actúan sobre la pantalla son el empuje activo del suelo y la sobrecarga sobre el terreno.

$$Pa = \frac{1}{2} * Ka * \gamma_s * H^2$$

h' : altura de sobrecarga

Ps/c : Presión de la sobrecarga

$$h' = \frac{S/c}{\gamma_s}$$

$$F = Ps/c * H$$

$$\begin{aligned} Ka &= 0.38 \\ \gamma_s &= 1.83 \text{ Tn/m}^3 \\ H &= 5.40 \text{ m} \\ Pa &= 10.2 \text{ Tn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h' &= 0.14 \text{ m} \\ Ps/c &= 0.1 \text{ Tn/m} \\ F &= 0.51 \text{ Tn} \end{aligned}$$

Calculamos el momento último:

$$Mu = 1.7 * Mn = 1.7 * \left(Pa * \frac{H}{3} + F * \frac{H}{2} \right)$$

$$Mu = 33.5 \text{ Tn*m}$$

Calculamos el área de acero As :

El f_c del concreto, la fluencia del acero y el factor de reducción por flexión son:

$$\begin{aligned} f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 & d &= 53.0 \text{ cm} \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & b &= 100 \text{ cm} \\ \Phi &= 0.9 \end{aligned}$$

$$As = \frac{Mu}{\Phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |Mu|}{0.85 * \Phi * f_c * 100}}$$

PANTALLA									
Momento	a	As r	Barras de acero				As p	VERIF.	
Tn * m	cm	cm ²	3/8	1/2	5/8	3/4	1 1/4	cm ²	
Mu - 33.5	4.09	17.4		10	5			22.6	Cumple

$$\begin{aligned} As_{min \text{ vert.}} &= 4.5 \text{ cm}^2 \text{ Cumple} \\ 1/2 \quad \emptyset \quad S &= 10 \text{ cm} \\ 5/8 \quad \emptyset \quad S &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

El corte del refuerzo en la zona superior de la pantalla del muro se realiza a una longitud (H-X), medida desde la cara superior de zapata hasta la zona donde no es necesario el refuerzo por flexión mas una distancia d:

$$\begin{aligned} As \quad \emptyset \quad 1/2 &= 1.27 \text{ cm}^2 \\ Ast &= 6.33 \text{ cm}^2 \\ a &= 1.49 \text{ cm} \\ M \text{ resis.} \quad \emptyset \quad 1/2 \quad @ \quad 0.2 &= 12.5 \text{ Tn*m} \end{aligned}$$

$$M = \frac{w1 * x^2}{2} + \frac{w2 * x^3}{6H}$$

$$\begin{aligned} w1 &= 0.1 \text{ Tn/m} \\ w2 &= 3.77 \text{ Tn/m} \\ H &= 5.40 \text{ m} \\ X &= 4.5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 11.6 \text{ Tn*m} \\ Lc &= 1.43 \text{ m} \\ &\text{Longitud de corte} \end{aligned}$$

Verificamos si $V_u \leq \Phi V_c$, no se requiere A_s para cortante:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * d * bw$$

$$\begin{aligned} V_u &= 10.7 \text{ Tn/m} \\ \Phi V_c &= 34.6 \text{ Tn/m} \quad \text{Cumple} \end{aligned}$$

El refuerzo horizontal es el siguiente:

$$\rho_{\min \text{ hor.}} = 0.0025$$

En la parte inferior:	Sección	=	5300	cm ²		
	As_{min hor.}	=	13.25	cm²		
	As int.	=	0.71	cm ²	∅	3/8"
	As ext.	=	1.27	cm ²	∅	1/2"
Interior	1/3As	=	4.42			
Exterior	2/3As	=	8.83			
Interior	Smáx	=	32.2	cm	∅	3/8"
Exterior	Smáx	=	28.8	cm	∅	1/2"
En la parte superior:	Sección	=	4500	cm ²		
	As_{min hor.}	=	11.25	cm²		
	As int.	=	0.71	cm ²	∅	3/8"
	As ext.	=	1.27	cm ²	∅	1/2"
Interior	1/3As	=	3.75			
Exterior	2/3As	=	7.50			
Interior	Smáx	=	37.9	cm	∅	3/8"
Exterior	Smáx	=	33.9	cm	∅	1/2"

3.7.6. DISEÑO DE TALÓN POSTERIOR

Calculamos la presión del suelo en la cara de la pantalla (σ):

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 7.12 \text{ Tn/m}^2 \\ \sigma_2 &= 8.24 \text{ Tn/m}^2 \\ \sigma_t &= \mathbf{7.65 \text{ Tn/m}^2} \end{aligned}$$

Cortante actuante debido al peso del suelo, zapata y reacción del terreno:

$$\begin{aligned} L &= 2.90 \text{ m} \\ S/c &= 0.25 \text{ Tn/m} \\ \text{P.esp. S.} &= 1.83 \text{ Ton/m}^3 \\ \text{P.esp. C}^\circ\text{A}^\circ &= 2.40 \text{ Ton/m}^3 \\ \text{hzap} &= 0.45 \text{ m} \\ V_u &= 22.7 \text{ Tn} \\ \Phi V_c &= \mathbf{34.6 \text{ Tn/m}} \quad \text{Cumple} \end{aligned}$$

Momento en la sección crítica es:

$$\begin{aligned} \mu &= 32.5 \text{ Tn}\cdot\text{m} \\ d &= 38 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$A_s = \frac{\mu}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |\mu|}{0.85 * \phi * f'c * 100}}$$

TALON									
Momento	a	As r	Barras de acero					As p	VERIF.
Tn * m	cm	cm ²	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 1/4	
Mu - 32.5	5.76	17.2	7					20.0	Cumple

$$\mathbf{3/4 \quad \phi \quad S = 14.3 \text{ cm}}$$

Se considera As mín por temperatura o contracción en la zona inferior.

$$A_{smin} = 8.1 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{Cumple}$$

3.7.7. DISEÑO DE TALÓN ANTERIOR

Calculamos la presión del suelo en la cara de la pantalla (σ):

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 7.12 \text{ Tn/m}^2 \\ \sigma_2 &= 8.24 \text{ Tn/m}^2 \\ \sigma_t &= \mathbf{7.53 \text{ Tn/m}^2} \end{aligned}$$

Cortante actuante debido al peso del suelo, zapata y reacción del terreno:

$$\begin{aligned} L &= 2.00 \text{ m} \\ P.\text{esp. S.} &= 1.83 \text{ Ton/m}^3 \\ P.\text{esp. C}^\circ\text{A}^\circ &= 2.40 \quad 0.00 \\ h_{zap} &= 0.45 \text{ m} \\ V_u &= 10.1 \text{ Tn} \\ \mathbf{\phi V_c} &= \mathbf{34.6 \text{ Tn/m}} \quad \mathbf{Cumple} \end{aligned}$$

Momento en la sección crítica es:

$$\begin{aligned} \mu &= 19.4 \text{ Tn}\cdot\text{m} \\ d &= 38 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \end{aligned}$$

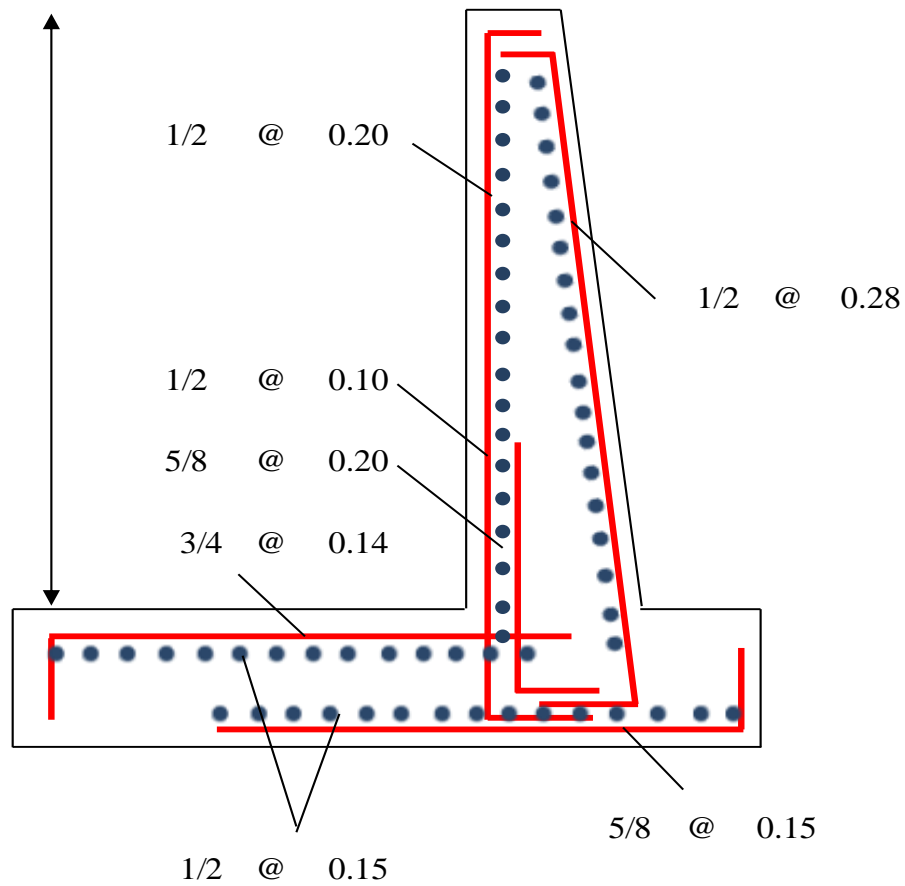
$$A_s = \frac{\mu}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |\mu|}{0.85 * \phi * f'c * 100}}$$

TALON										
Momento	a	As r	Barras de acero						As p	VERIF.
Tn * m	cm	cm ²	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 1/4	cm ²	
Mu - 19.4	3.31	10.0	6						11.9	Cumple

$$5/8 \quad \phi \quad S = 16.7 \text{ cm}$$

Se considera As mín por temperatura o contracción en la zona inferior.

$$\begin{aligned} \text{As}_{\text{mín}} &= 8.1 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple} \\ 1/2 \quad \phi &= 1.27 \text{ cm} \\ 1/2 \quad \phi \quad S &= 15.7 \text{ cm} \end{aligned}$$



IV. Resultados

4.1. ESTUDIOS BÁSICOS DEL PROYECTO

4.1.1 TOPOGRAFÍA

Se realizó un levantamiento topográfico de la zona, del cual se obtuvieron la planimetría y las curvas de nivel.

Se realizó el recorrido previo de la zona, previendo zonas de acceso para el traslado del BM, ubicado en el parque central de San Ignacio.

Posteriormente se ubicó con mortero y una varilla de acero un punto de referencia cercana a la zona, para su posterior replanteo.

Figura N° 4.1.1. -01 Placa de BM



Fuente Propia

Se utilizó una estación total proporcionada por la municipalidad de la zona, para el levantamiento de las curvas de nivel. Se replanteó también los puntos límites o hitos del terreno.

Figura N° 4.1.1. -02. Punto de Partida de BM, ubicado en el parque principal



Fuente Propia

En oficina, se trasladaron los datos obtenidos de la estación hacia una computadora y mediante el programa Civil3D, se realizaron los planos correspondientes.

El terreno del proyecto presenta una topografía inclinada, y un alto relieve. Presenta un área total de 24 636.72 m² y un perímetro de 677.55m.

El punto más bajo se encuentra aproximadamente a 1355.00 m.s.n.m.

El punto más alto se encuentra aproximadamente a 1386.50 m.s.n.m.

La diferencia de cota entre el punto más bajo y el punto más alto es de 31.5 m.

4.1.1 ESTUDIO DE SUELOS

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, E-050, se determinan los números de puntos de investigación mediante los siguientes cuadros:

TABLA N° 2.1.2 TIPO DE EDIFICACIÓN					
CLASE DE ESTRUCTURA	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS* (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	C	C	C	B
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	C	C	B	A
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	B	A	---	---
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	A	---	---	---
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	A	A	A	A
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	B	A	A	A
<ul style="list-style-type: none"> • Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior. 					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES	≤ 9 m de altura	> 9 m de altura			
	B	A			

TABLA N° 2.3.2 NÚMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACION	
Tipo de edificación	Número de <i>puntos de investigación (n)</i>
A	1 cada 225 m ²
B	1 cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada Ha. de terreno habilitado

Fuente: E0.50

Sondaje	COORDENADAS UTM		Prof. Sondaje (m)	Observaciones
	N	E		
C-01	9432084.2628	722549.5390	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-02	9432147.3745	722558.9112	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-03	9432210.9025	722529.4772	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-04	9432200.7967	722568.4200	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-05	9432202.8292	722590.5705	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-06	9432181.1842	722614.4591	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-07	9432176.2356	722644.6609	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-08	9432239.1820	722539.9249	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-09	9432234.7094	722579.5279	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-10	9432227.0507	722608.7273	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-11	9432218.0563	722637.5760	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-12	9432253.9501	722580.3484	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-13	9432246.9444	722609.6052	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-14	9432242.1102	722629.0820	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-15	9432150.1047	722624.0894	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-16	9432114.9105	722567.9934	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-17	9432258.1012	722550.6301	4.50	No Presenta Nivel Freático
C-18	9432236.0921	722658.4979	4.50	No Presenta Nivel Freático

El tipo de perforación que se realizaron fue de calicatas a cielo abierto. Se anotó la profundidad, nivel freático, color de los estratos, altura de los mismos y cualquier otra observación que sea necesaria.

Se extrajeron las muestras de 18 calicatas y de cada estrato correspondiente con el fin de obtener sus propiedades mecánicas y químicas. No se encontró nivel freático.

Los resultados y propiedades del suelo se presentan en la sección de Materiales y Métodos.

4.1.1 ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PROYECTO

El análisis y diseño se realizó de acuerdo a las normas peruanas del RNE. El procedimiento se explica en la sección de METODOLOGÍA.

Los módulos se diseñaron como muros de albañilería en una dirección y como muros estructurales en la otra.

Los muros de albañilería tienen un espesor de 0.23m. Se limitó la altura y el ancho de los mismos de acuerdo a las restricciones en la E0.70.

Las columnas empleadas fueron en forma de L de 0.50m de ancho y 0.35 m de espesor.

Las placas en forma de T son de espesor 0.30m y longitud 1.30m.

Se utilizaron plateas de cimentación de espesor 0.50m.

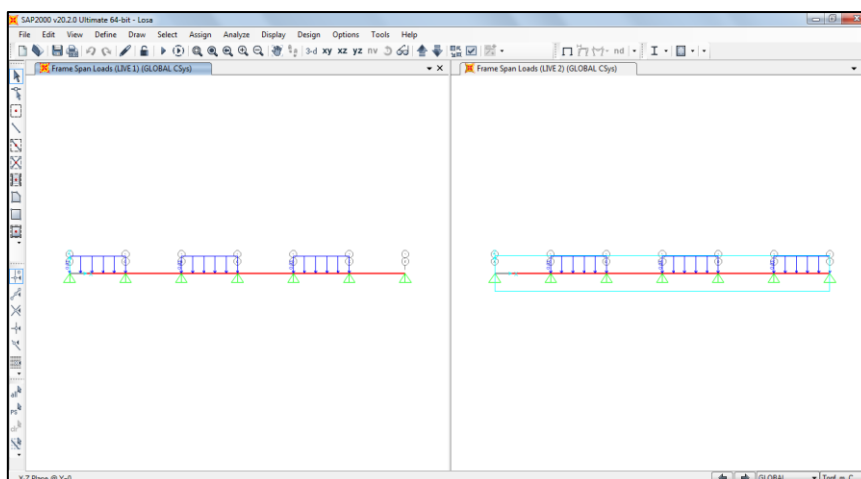
En la estructura metálica del coliseo se utilizan como brida inferior y superior ángulos de $2\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}'' \times \frac{5}{16}''$ y $2\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}'' \times \frac{3}{16}''$ respectivamente.

Las montantes y diagonales son $1\frac{1}{8}'' \times 1\frac{1}{8}'' \times \frac{1}{8}''$ y $1\frac{1}{4}'' \times 1\frac{1}{4}'' \times \frac{3}{16}''$ respectivamente.

V. Discusión

- Los modelamientos de los módulos se realizaron mediante software ETABS 2016 y se emplearon hojas de Excel para el diseño de los elementos.
- Para el diseño de losas se utilizó alternancia de cargas para generar máximos esfuerzos.

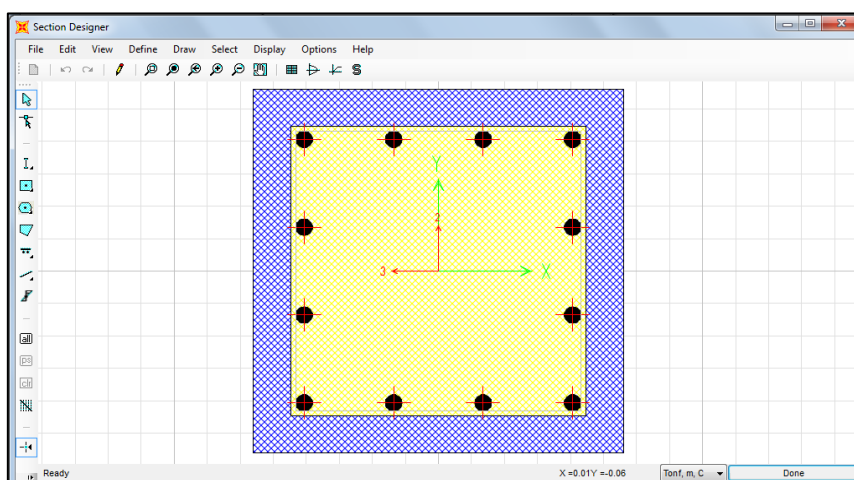
Figura N° 5.0.0. -01. Section Designer en Etabs 2009



Fuente: Elaboración propia

- Para el diseño de columnas se empleó el software ETABS 2009 para determinar el diagrama de interacción debido a que es la única versión acorde con los parámetros de la norma E060 del RNE.

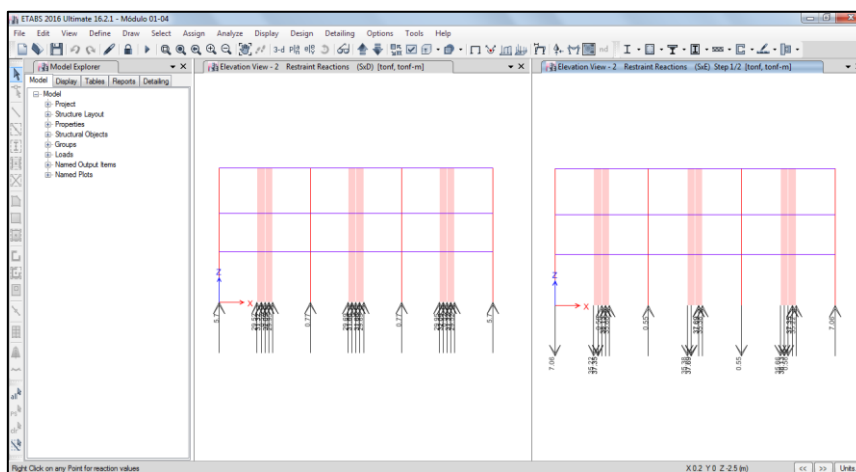
Figura N° 5.0.0. -01. Section Designer en Etabs 2009



Fuente: Elaboración propia

- Las columnas empleadas fueron en forma de L en los extremos, con las dimensiones indicadas en planos, de modo que permitan la longitud de anclaje de los aceros de las vigas. en el centro se emplearon placas en T que aportan rigidez en un sentido (en el sentido de mayor dimensión) y en el otro permitan tener una unión viga débil y columna fuerte.
- Para el diseño de cimentaciones se utilizaron sismos estáticos equivalentes al sismo dinámico, que originen reacciones a tracción y compresión en los extremos de la edificación y de los elementos. No se utilizan los sismos dinámicos directamente ya que estos arrojan resultados positivos debido al método de combinación modal (CQC o SRSS).

Figura N° 5.0.0. -02. Reacciones en sismos dinámicos y estáticos



Fuente: Elaboración propia

- Se utilizaron plateas de cimentación por la baja capacidad portante del suelo. La capacidad portante se calculó tanto para cimentaciones aisladas y continuas, y depende tanto de la profundidad de desplante como del ancho de la cimentación, por lo que no se puede tomar como un valor único.
- En el diseño de muros de contención se trató de tener una fuerza resultante ubicada lo mejor posible en el centro de la cimentación para asemejar las presiones del suelo en los extremos de modo que sean menores al esfuerzo admisible permitido, sin embargo aumentará el costo de la estructura.

VI. Conclusiones

1. La edificación proyecta transmitir su carga al suelo de fundación por estructuras del tipo convencional de concreto armado de hasta tres (3) niveles. La estructura transmite sus cargas al terreno mediante zapatas corridas. La Estructura clasifica como tipo B, para lo cual de Acuerdo a norma Solicita 01 punto de investigación cada 450m² (Ver Tabla N° 2.3.2; Enciso “b” del 2.3.2 Programa de Investigación mínimo; CAPITULO 2: ESTUDIOS, RNE E 0.50).
2. Los suelos sobre los que se cimentara las estructuras proyectadas corresponden a un suelo homogéneo del tipo arcilla arenosa de baja plasticidad con presencia de áreas finas (CL) y un Limo de Baja Plasticidad (ML), No se ha detectado la presencia de Roca, no se detectó la presencia de nivel de agua subterránea a partir hasta la profundidad estudiada 4.50 m, la geología sectoriza los suelos del proyecto en 01 sectores. El proyecto se ubica a 1360 m.s.n.m.
3. La profundidad de cimentación para el estudio está controlada por el nivel de explanación. Se recomienda considerar una profundidad mínima de cimentación a partir de 1.50 m por debajo del nivel de explanación, se recomienda colocar sub zapatas cuando la cimentación queda en zona de relleno hasta llega pasar los 1.5 m debajo de suelo firme, también se hará empleo de solados (Concreto $F^c = 100\text{kg/cm}^2$ y de espesor = 10 cm) por debajo de los cimientos a fin de regularizar el área de apoyo para los cimientos proyectados.
4. Para cimientos aislados se recomienda el empleo vigas de cimentación, afín de reducir los efectos de la distorsión angular sobre las cimentaciones; el empleo de losas de cimentación u otro método de cimentación adicional se efectuará a criterio del ing. Estructural de existir área de cimentación superior o cercana al 50% del área total construida del 1er piso.
5. La presión admisible (estática y dinámica) se encuentran controlada por asentamiento y es:

Cimentación Continua (Ancho de cimentación $B=2.0\text{m}$ y profundidad de cimentación $D_f=1.5\text{m}$).

- $Q_{\text{adm (mín)}} = 0.64 \text{ kg/cm}^2$
- $Q_{\text{adm (máx)}} = 1.35 \text{ kg/cm}^2$

Nota: Se ha obtenido un asentamiento menor a lo permitido según la Norma E.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

6. De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 – Diseño Sismorresistente, el área estudiada tiene las siguientes características:

PARÁMETRO	VALOR
Factor de zona - Z (zona 2)	Z=0.25
Perfil de Suelo - S	S2
Parámetros de Sitio	Factor de Suelo (S=1,4) ($T_p = 1,0s$; $T_L = 1,6s$)
Factor de Amplificación Sísmica - C	C=2.5
Factor de Uso - U	U=1.5
Sistema Estructural	Rx=6 (Muros Estructurales) Ry=3 (Albañilería Confinada)

Cuadro N°1: Parámetros Sísmicos

7. Se recomienda que los Rellenos Controlados para nivelar el terreno de requerir, se rellenen con materiales granulares del tipo A-1-a, A-1-b, que cumplan con las siguientes exigencias de ensayos: Límite Líquido < 30%, Índice de Plasticidad <6%, Equivalente de Arena $\geq 20\%$, CBR al 100% de su MDS a 0.1” de penetración $\geq 40\%$; así mismo se exige que el grado de compactación de los relleno controlados se efectúe convenientemente a una densidad $\geq 98\%$ de la máxima densidad seca obtenida mediante el ensayo Proctor Modificado realizado sobre el material de relleno elegido.
8. Los Rellenos Controlados por encima del nivel de fondo de la cimentación pueden ser realizados antes o después de construidos los sobre cimientos, en el caso de efectuar el Relleno Controlado antes de construir los sobre cimientos, se deberá recompactar la zona cercana a la cimentación con la finalidad de confinarlos adecuadamente.

Para verificar todos los procesos de compactación se realizarán Controles de Densidad en el Campo (ASTM D-1556). Este ensayo se realizará cada 250 m² de superficie en

puntos dispuestos en tresbolito. Para el caso de áreas pequeñas, se efectuará (01) ensayo para un área menor o igual a 25 m^2 y (02) ensayos en áreas comprendidas entre los 25m^2 a 250m^2 .

VII. Referencias Bibliográficas

- ESCALE 2016. [www.minedu.gob.pe:
http://escale.minedu.gob.pe/c/document_library/get_file?uuid=be5b9163-4177-4271-8554-271352666b9d&groupId=10156](http://escale.minedu.gob.pe/c/document_library/get_file?uuid=be5b9163-4177-4271-8554-271352666b9d&groupId=10156) (Consultado el 11 de Mayo de 2017,)
- INEI. 2015. [ww.inei.gob.pe: https://www.inei.gob.pe/biblioteca-virtual/publicaciones-digitales/](https://www.inei.gob.pe/biblioteca-virtual/publicaciones-digitales/) (Consultado el 24 de Abril de 2017,)
- Instituto Estadístico de la UNESCO. (2011). *Compendio Mundial de la Educación 2011: Comparación de las estadísticas de educación en el mundo*. Montreal: Instituto de Estadística de la UNESCO.
- Instituto Nacional de Estadística e Informática.. *INEI*, de INEI : <https://www.inei.gob.pe/> (Consultado el 03 de Mayo de 2017)
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2015). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima: Megabyte.
- OECD . 2016. *Avanzando hacia una mejor educación para el Perú*. Lima: OECD.
- OSCE 2011. [www.osce.gob.pe:
http://portal.osce.gob.pe/osce/sites/default/files/Documentos/Capacidades/Capacitacion/Virtual/curso_contratacion_obras/ppt_cap3_obras.pdf](http://portal.osce.gob.pe/osce/sites/default/files/Documentos/Capacidades/Capacitacion/Virtual/curso_contratacion_obras/ppt_cap3_obras.pdf) Recuperado el 4 de Mayo de 2017
- UNESCO. 2015. *Replantear la educación: ¿Hacia un bien común mundial?* París: UNESCO.

2. PRESUPUESTO

PRESUPUESTO						
CÓD.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO U.	PARCIAL	TOTAL
	RECURSOS HUMANOS					2250
	Personal de apoyo para levantamientos topográficos	Día	15	70.0	1050	
	Personal de apoyo para SPT	Día	15	80.0	1200	
5.3.11.30	MATERIALES					2000
	Papel Bond A4 - 80 g	Millar	10	15.00	150	
	Útiles de Escritorio	Gbl.	1	200.00	200	
	Libros	Gbl.	1	500.00	500	
	Memoria USB 8 GB	Und.	3	200.00	600	
	CD,DVD	Und.	20	2.50	50	
	Tinta para impresiones menores	Gbl.	1	500.00	500	
5.3.11.51	ALQUILER DE EQUIPOS Y/O ADQUISICIÓN DE EQUIPOS MENORES					14100
	Computador	Gbl.	2	2500.00	5000	
	Equipo para impresiones menores	Gbl.	1	750.00	750	
	Uso de Oficina	mes	8	200.00	1600	
	Uso de escritorio, mesas, tableros,etc.	mes	8	200.00	1600	
	Cámara Digital	Und.	1	600.00	600	
	Ensayos para EMS (Maquinaria)	Gbl.	1	3000.00	3000	
	Brújula	Und.	1	50.00	50	
	Cinta, wincha, jalón, etc	Gbl.	1	500.00	500	
	Estación Total	Día	5	200.00	1000	
5.3.11.39	SERVICIO DE TERCEROS					12190
	Impresiones	Und.	3000	0.20	600	
	Ploteos	Und.	1000	2.50	2500	
	Anillados	Und.	20	2.00	40	
	Fotocopias	Und.	2000	0.10	200	
	Empastado	Und.	3	30.00	90	
	Servicio de Internet	Mes	8	60.00	480	
	Energía Eléctrica	Mes	8	60.00	480	
	Estudios Topográficos	Gbl.	1	800.00	800	
	Estudio de Suelos	Gbl.	1	7000.00	7000	
5.3.11.20	VIATICOS Y ASIGNACIONES					3100
	Movilidad Local	Gbl.	1	500	500	
	Movilidad fuera de la zona	Und.	8	80	640	
	Alojamiento fuera de la zona	Día	7	160	1120	
	Alimentación fuera de la zona	Día	7	120	840	
COSTO TOTAL DE TESIS						S/. 33,640.00

3. FINANCIAMIENTO

RECURSOS PROPIOS						
CÓD.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D	PRECIO U.	PARCIA L	TOTAL
5.3.11.3 0	MATERIALES					1800.00
	Útiles de Escritorio	Glb.	1	200.00	200.00	
	Libros	Glb.	1	500.00	500.00	
	Memoria USB 8 GB	Und.	3	200.00	600.00	
	Tinta para impresiones menores	Glb.	1	500.00	500.00	
5.3.11.5 1	ALQUILER DE EQUIPOS Y/O ADQUISICIÓN DE EQUIPOS MENORES					8800.00
	Computador	Und	2	2500.00	5000.00	
	Uso de Oficina	mes	8	200.00	1600.00	
	Uso de escritorio, mesas, tableros,etc.	mes	8	200.00	1600.00	
	Cámara digital	Und	1	600.00	600.00	
5.3.11.3 9	SERVICIOS DE TERCEROS					960.00
	Servicios de internet	Mes	8	60.00	480.00	
	Energía eléctrica	Mes	8	60.00	480.00	
5.3.11.2 0	VIÁTICOS Y ASIGNACIONES					3100.00
	Movilidad Local	Gbl.	1	500.00	500	
	Movilidad fuera de la zona	Und.	8	80.00	640	
	Alojamiento fuera de la zona	Dia	7	160.00	1120	
	Alimentación fuera de la zona	Dia	7	120	840.00	
TOTAL						S/. 14,660.0 0


RECURSOS DE LA MUNICIPALIDAD						
CÓDI GO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D	PRECIO U.	PARCIA L	TOTAL
5.3.11.5 1	ALQUILER DE EQUIPOS Y/O ADQUISICIÓN DE EQUIPOS MENORES					3550.00
	Ensayos para EMS (Maquinaria)	Gbl.	1	3000.00	3000	
	Brújula	Und.	1	50.00	50	
	Cinta, wincha, jalón, etc	Gbl.	1	500.00	500	
TOTAL						S/. 3,550.00

RECURSOS NO DISPONIBLES: AUTOFINANCIAMIENTO						
CÓDI GO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D	PRECIO U.	PARCIA L	TOTAL
	RECURSOS HUMANOS					2250.00
	Personal de apoyo para levantamientos topográficos	Dia	15	70.00	1050	
	Personal de apoyo para SPT	Dia	15	80.00	1200	
5.3.11.3 0	MATERIALES					200.00
	Papel Bond A4 - 80 g	Millar	10	15.00	150	


	CD,DVD	Und.	20	2.50	50	
5.3.11.5 1	ALQUILER DE EQUIPOS Y/O ADQUISICIÓN DE EQUIPOS MENORES					1750.00
	Equipo para impresiones menores	Gbl.	1	750.00	750	
	Estación Total	Und.	5	200.00	1000	
5.3.11.3 9	SERVICIOS DE TERCEROS					4230.00
	Impresiones	Und.	3000	0.20	600	
	Ploteos	Und.	1000	2.50	2500	
	Anillados	Und.	20	2.00	40	
	Fotocopias	Und.	2000	0.10	200	
	Empastado	Und.	3	30.00	90	
	Estudios Topográficos	Gbl.	1	800.00	800	
TOTAL						S/ 8,430.00

RECURSOS DE LA UNIVERSIDAD						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO U.	PARCIAL	TOTAL
5.3.11.3 9	SERVICIOS DE TERCEROS					7000.00
	Estudio de Suelos	Gbl.	1	7000.00	7000	
TOTAL						S/ 7,000.00

RESUMEN	
	RECURSOS PROPIOS S/. 14,660.00
	RECURSOS DE LA UNIVERSIDAD S/. 7,000.00
	RECURSOS DE LA MUNICIPALIDAD S/. 3,550.00
	RECURSOS NO DISPONIBLES: AUTOFINANCIAMIENTO S/. 8,430.00
	PRESUPUESTO TOTAL S/. 33,640.00

ANEXO N°01: DOCUMENTOS**DOCUMENTO N° 1.1. CONSTANCIA DE LA NO EXISTENCIA DEL CÓDIGO****SNIP EMITIDO POR LA MUNICIPALIDAD DE SAN IGNACIO**

INSTITUCIÓN EDUCATIVA PÚBLICA EMBLEMÁTICA
"SAN IGNACIO DE LOYOLA" N° 16470
R.S N°442-1965 y R.D.Z. N°122-1987. R.M N° 318-2010-ED
SAN IGNACIO CAJAMARCA
C.M. NIVEL PRIMARIO 0222265 C.M. NIVEL SECUNDARIO 0222959



"Año del Buen Servicio al Ciudadano"


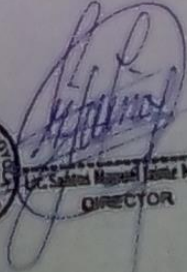
EL DIRECTOR DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA PÚBLICA EMBLEMÁTICA "SAN IGNACIO DE LOYOLA" N° 16470 DEL DISTRITO Y PROVINCIA DE SAN IGNACIO, REGIÓN CAJAMARCA, QUE SUSCRIBE OTORGA LA PRESENTE:

CARTA DE AUTORIZACIÓN

A favor de: **Gian Paul Mays Chávez** identificado con DNI N° 71068640 para que pueda acceder a la información que obra en la Institución Educativa, así como el permiso correspondiente para que pueda realizar estudios como: levantamientos topográficos, mecánica de suelos e hidrológicos en la zona de influencia donde se desarrollará el proyecto denominado "Elaboración del Expediente Técnico de la Institución Educativa Primaria y Secundaria San Ignacio de Loyola N° 16470", Distrito y Provincia de San Ignacio, Departamento de Cajamarca, 2017.

Se otorga la presente, a solicitud de la parte interesada para los fines que estime conveniente.

San Ignacio, 28 de abril del 2017.



Dr. Salina Maysuel Jaime Medina
DIRECTOR

**DOCUMENTO N° 1.2. CONSTANCIA DE LA NO EXISTENCIA DEL CÓDIGO
SNIP EMITIDO POR LA MUNICIPALIDAD DE SAN IGNACIO.**



MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE SAN IGNACIO
SAN IGNACIO - CAJAMARCA



CONSTANCIA

El Gerente de la Municipalidad Provincial de San Ignacio, Provincia de San Ignacio, Región Cajamarca;

HACE CONSTAR:

Qué; la Municipalidad Provincial de San Ignacio, a través de la Sub Gerencia de Estudios y Proyectos no ha elaborado Estudios de Pre inversión (Perfil) de la INSTITUCION EDUCATIVA N° 16470 "SAN IGNACIO DE LOYOLA" de nivel Primario y Secundario del Distrito y Provincia de San Ignacio; por ende, no se encuentra registrado en el aplicativo del Banco de Inversiones con código de proyecto. En consecuencia, tampoco cuenta con Expediente Técnico.

Se expide la presente constancia, de acuerdo a la ley y a solicitud de la parte interesada para los fines que crea conveniente.

San Ignacio, 03 de mayo del 2017.


MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE SAN IGNACIO
I. IBRAIM FONSECA NUÑEZ
GERENTE MUNICIPAL

**DOCUMENTO N° 1.3. APROBACIÓN DE LOS PLANOS POR LA DIRECCIÓN
DE LA UGEL SAN IGNACIO**



GOBIERNO REGIONAL CAJAMARCA
DIRECCIÓN REGIONAL DE EDUCACIÓN
UNIDAD DE GESTIÓN EDUCATIVA LOCAL SAN IGNACIO



"Año de la Consolidación del Mar de Grau"

**EL DIRECTOR DE LA UNIDAD DE GESTIÓN EDUCATIVA
LOCAL SAN IGNACIO**

EXPIDE LA PRESENTE:

CONSTANCIA

Qué; La Unidad de Gestión Educativa Local (UGEL) sede San Ignacio, a través de la oficina de Infraestructura ha aprobado los planos de arquitectura de la INSTITUCION EDUCATIVA PRIMARIA Y SECUNDARIA N° 16470 "SAN IGNACIO DE LOYOLA" del nivel Primario y Secundario del Distrito y Provincia de San Ignacio, propuestos por el alumno Gian Paul Mays Chávez, estudiante de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo.



Se expide la presente constancia, de acuerdo a la ley y a solicitud de la parte interesada para los fines que crea conveniente.

San Ignacio, 08 de mayo del 2017.



Av. Chilique N° 330 – San Ignacio – Cajamarca / Telefax.076-356158
Sgm7575@hotmail.com- Responsable Infraestructura

**DOCUMENTO N° 1.4. CARTA DE COMPROMISO DE LA MUNICIPALIDAD
PROVINCIAL DE SAN IGNACIO**

 MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE SAN IGNACIO
SUBGERENCIA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
AV. SAN IGNACIO N°101 - 3ER PISO - OFICINA 307 

“Año de la Consolidación de Mar de Grau”

CARTA DE COMPROMISO

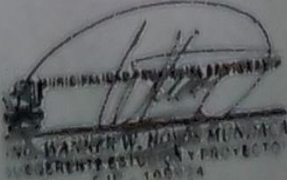
LA MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE SAN IGNACIO

Se compromete a brindar las facilidades al alumno GIAN PAUL MAYS CHÁVEZ estudiante de la Escuela de Ingeniería Civil Ambiental de la UNIVERSIDAD SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO – CHICLAYO, para realizar su Proyecto de Tesis denominado: “Elaboración del Expediente Técnico de la Institución Educativa Primaria y Secundaria San Ignacio de Loyola N° 16470, Distrito y Provincia de San Ignacio, Departamento de Lambayeque, 2017”.

Dicho apoyo consiste en facilitar:

- Equipo topográfico y operador.
- Personal de apoyo para el levantamiento topográfico y calicatas.
- Unidad de transporte, entre otros.

Atentamente:


MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE SAN IGNACIO
ING. HANNY W. NAVAS MENA
SUBGERENTE ESTUDIOS Y PROYECTOS
2017-10-24

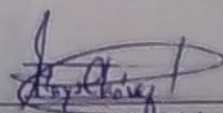
DOCUMENTO N° 1.5. DECLARACIÓN JURADA



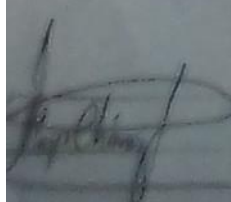

"Año del Buen Servicio al Ciudadano"

DECLARACION JURADA

Yo Gian Paul Mays Chávez, identificado con DNI N 71068640, natural de Jaén, con domicilio en Jr. Comercio N 536 – San Ignacio, alumno de la Universidad Católica "Santo Toribio de Mogrovejo, declaro bajo juramento que el proyecto de tesis denominado "Elaboración del Expediente Técnico de la Institución Educativa Primaria y Secundaria de Menores San Ignacio de Loyola N° 16470, Distrito y Provincia de San Ignacio, Departamento de Cajamarca, 2017", no ha sido ni viene siendo desarrollado por ninguna persona institución, aceptando las sanciones que tiene la Universidad, por lo cual firmo el siguiente documento en señal de veracidad.


Gian Paul Mays Chávez
DNI N° 71068640

CERTIFICO: Que la firma que antecede
corresponde (a) GIAN PAUL
MAYS CHAVEZ
DNI 71068640
Identificado (a) con Chiclayo,

WELTI ISABEL ALVARADO QUILANO
NOTARIO - ABOGADO
CHICLAYO
12 MAR 2017
AL SECTOR FINANCIERO - TESORO PUBLICO
CHICLAYO - PERU

ANEXO N°02: TABLAS**TABLA N°2.1: GASTO DESTINADO AL SECTOR EDUCACIÓN, 1994 – 2015**

(Miles de Soles).

Año	Total	Sector Público	Sector Privado 1/
1994	7118789	2388152	4730637
1995	8646542	3238914	5407628
1996	9699414	3679204	6020210
1997	10862990	3930347	6932643
1998	11916852	3966841	7950011
1999	12895330	4313784	8581546
2000	13855752	4663781	9191971
2001	14487828	4667018	9820810
2002	15447737	5174792	10272945
2003	16554304	5566921	10987383
2004	18016748	6212893	11803855
2005	19148605	6671259	12477346
2006	20594313	7155354	13438959
2007	18908000	7446000	11462000
2008	20493000	8042000	12451000
2009	21585000	8191000	13394000
2010	22700000	8182000	14518000
2011	24829000	9199000	15630000
2012	27169000	10021000	17148000
2013	29678000	11161000	18517000
2014	32802000	12660000	20142000
2015	36490000	14104000	22386000

Nota: El 15 de diciembre del 2015 entró en vigencia el cambio de denominación de la moneda peruana Sol por Nuevo sol.

1/ El gasto privado en educación corresponde al Valor Bruto de la Producción de la actividad de Educación Privada.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática.

TABLA N°2.2: NÚMERO DE ALUMNOS MATRICULADOS EN EL SISTEMA EDUCATIVO NACIONAL, SEGÚN DEPARTAMENTO, 2005 - 2015

Departamento	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015
Total	8 595.4	8 608.3	8 704.9	8 574.5	8 598.7	8 560.9	8 380.8	8 029.6	8 471.3	8 400.4	8 475.0
Amazonas	143.8	143.8	141.2	142.3	146.6	141.4	136.6	132.1	139.7	137.7	139.5
Áncash	356.0	352.3	354.0	346.2	347.2	338.9	331.5	324.7	326.1	317.0	314.2
Apurímac	170.4	167.4	167.3	161.5	161.4	159.8	151.3	140.2	140.1	136.7	133.8
Arequipa	349.3	349.8	347.1	342.5	349.9	347.5	339.4	335.8	348.9	349.3	351.9
Ayacucho	230.9	231.1	235.6	225.2	231.1	226.1	218.9	201.6	211.5	204.5	203.1
Cajamarca	470.2	469.1	477.6	460.1	460.9	455.3	436.0	407.2	443.2	438.3	436.9
Callao	228.8	231.2	230.7	229.6	235.1	235.3	232.0	224.1	241.0	240.3	241.6
Cusco	430.9	431.3	442.8	433.5	434.9	426.8	407.6	395.3	400.4	396.5	396.1
Huancavelica	174.3	172.8	179.7	172.7	170.3	168.5	152.8	143.7	141.8	134.8	130.9
Huánuco	254.3	255.6	265.2	256.1	256.7	255.0	241.9	226.3	234.7	228.0	229.3
Ica	232.5	228.1	236.5	224.6	220.7	223.0	222.8	223.6	230.5	229.2	233.8
Junín	398.6	390.5	388.0	377.3	375.7	372.7	371.7	357.1	374.7	364.7	364.7
La Libertad	458.5	459.2	467.5	462.4	479.8	482.4	470.3	450.8	495.8	492.2	501.7
Lambayeque	330.6	331.8	338.5	321.3	325.8	314.6	318.1	303.2	325.9	322.3	324.6
Lima	2 358.1	2 371.9	2 374.3	2 373.1	2 425.1	2 440.2	2 418.2	2 362.7	2 451.2	2 463.0	2 499.6
Loreto	344.6	362.0	360.2	352.2	352.6	354.7	341.6	294.4	353.5	350.7	353.5
Madre de Dios	31.8	32.5	33.2	35.5	36.0	37.6	37.9	37.9	42.9	41.9	43.7
Moquegua	47.0	46.5	46.9	46.5	48.7	47.4	46.8	45.2	47.2	46.1	47.0
Pasco	95.0	90.7	89.4	86.3	88.6	87.7	82.7	79.0	80.0	76.9	76.9
Piura	502.1	496.6	494.1	494.9	505.4	504.8	505.8	491.6	528.3	533.0	542.2
Puno	425.0	413.2	407.9	399.2	387.9	381.0	364.1	328.4	354.2	339.3	334.7
San Martín	235.7	234.8	236.4	231.8	237.6	242.8	237.4	233.8	241.6	241.0	252.3
Tacna	87.1	86.6	84.6	85.0	88.9	86.8	86.4	85.2	86.2	86.9	88.3
Tumbes	70.6	72.1	71.3	70.1	69.8	67.9	68.5	68.1	71.7	71.2	71.3
Ucayali	169.4	164.7	168.0	159.6	162.2	162.7	160.6	137.6	160.1	159.0	163.4
Básica alternativa	-	22.9	66.9	85.0	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Ministerio de Educación - MINEDU - Censo Escolar.

TABLA N°2.3: TASA NETA DE MATRÍCULA ESCOLAR DE LA POBLACIÓN DE 6 A 11 AÑOS DE EDAD A EDUCACIÓN PRIMARIA, SEGÚN EDADES SIMPLES, SEXO Y ÁMBITO GEOGRÁFICO, 2005 – 2015
(Porcentaje del total de población de 6 a 11 años de edad)

Edades simples / Sexo y Ámbito geográfico	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015
Total	92.6	93.6	93.9	94.0	94.3	93.8	93.6	92.9	92.7	92.1	91.4
De 6 años	83.8	84.8	86.4	86.0	87.2	84.8	83.0	76.5	72.9	67.3	65.0
De 7 años	95.4	97.0	97.9	97.5	98.0	98.6	98.6	98.0	98.2	98.9	98.5
De 8 años	96.9	98.2	98.9	98.9	98.6	98.6	98.6	99.1	99.4	99.4	99.0
De 9 años	98.0	98.6	98.6	99.1	99.0	99.3	99.5	98.8	99.3	99.1	99.5
De 10 años	96.5	98.2	99.2	98.3	98.9	98.5	98.4	98.3	98.8	99.0	99.1
De 11 años	84.0	84.6	83.0	84.0	83.5	83.7	84.3	85.4	85.9	85.8	87.5
Sexo											
Hombre	93.1	94.4	94.2	94.1	94.9	93.7	93.7	92.8	92.2	92.6	91.6
De 6 años	84.1	86.6	86.2	84.6	87.4	83.9	82.5	77.5	71.1	69.1	64.3
De 7 años	96.0	97.2	97.9	98.7	98.1	99.0	98.4	98.5	98.8	98.5	98.3
De 8 años	97.2	98.4	99.0	99.1	99.1	98.9	98.9	99.5	99.3	99.7	99.2
De 9 años	99.0	99.3	98.8	99.2	99.0	99.2	99.3	98.3	99.7	98.6	99.3
De 10 años	96.0	98.8	99.2	98.4	99.1	98.2	98.3	97.5	98.5	99.6	99.2
De 11 años	85.4	86.3	84.1	82.8	85.0	84.5	85.1	84.8	85.2	86.4	88.2
Mujer	92.0	92.7	93.5	94.0	93.8	93.8	93.4	92.9	93.2	91.7	91.3
De 6 años	83.4	82.9	86.6	87.4	87.0	85.9	83.4	75.5	74.8	65.4	65.7
De 7 años	94.8	96.8	98.0	96.1	97.9	98.2	98.7	97.3	97.7	99.2	98.7
De 8 años	96.6	97.9	98.7	98.6	98.0	98.3	98.3	98.7	99.5	99.0	98.8
De 9 años	97.0	97.9	98.4	98.9	99.0	99.4	99.7	99.2	98.9	99.6	99.8
De 10 años	97.0	97.6	99.1	98.2	98.6	98.9	98.5	99.1	99.1	98.4	99.0
De 11 años	82.4	82.8	82.0	85.1	82.2	83.0	83.6	86.1	86.6	85.2	86.8
Área de residencia											
Urbana	92.3	93.9	94.0	94.4	94.0	93.7	93.1	92.7	92.2	92.2	91.0
De 6 años	85.3	87.7	87.5	88.3	88.1	86.5	82.2	76.9	73.7	69.6	64.2
De 7 años	95.4	97.9	98.4	98.3	98.2	99.3	99.3	98.2	98.0	99.1	98.7
De 8 años	96.9	98.6	99.3	99.0	98.8	98.6	98.6	99.3	99.4	99.6	99.2
De 9 años	97.6	99.0	99.2	99.2	98.9	99.5	99.8	98.9	99.4	99.2	99.4
De 10 años	96.0	98.7	99.5	98.8	99.0	98.4	98.2	98.2	98.9	98.8	99.2
De 11 años	81.7	82.3	81.3	82.5	80.1	81.3	81.4	84.0	82.9	84.2	85.8
Rural	93.1	93.1	93.7	93.4	95.1	93.9	94.6	93.3	93.8	92.1	92.6
De 6 años	80.7	79.6	84.5	81.0	85.1	81.6	84.5	75.7	70.5	61.4	67.2
De 7 años	95.4	95.3	97.0	95.9	97.7	97.1	97.1	97.5	98.9	98.2	97.9
De 8 años	96.9	97.3	98.0	98.7	98.2	98.7	98.6	98.7	99.3	99.0	98.5
De 9 años	98.6	97.8	97.6	98.8	99.4	99.0	98.8	98.4	99.0	98.9	99.8
De 10 años	97.3	97.2	98.5	97.4	98.6	98.6	98.9	98.6	98.6	99.4	98.9
De 11 años	88.0	89.4	86.7	86.9	90.2	88.8	89.7	88.6	92.3	89.3	91.4
Región natural											
Costa 1/	91.8	93.3	93.9	94.2	94.0	93.7	93.1	92.6	92.8	92.1	91.0
Lima Metropolitana 2/	89.8	92.2	93.4	94.7	93.9	92.9	93.0	91.3	92.4	91.3	90.2
Resto Costa 3/	94.0	94.6	94.5	93.5	94.2	94.6	93.1	94.1	93.3	93.0	91.8
Sierra	93.6	94.4	94.5	94.0	94.5	93.9	94.5	93.2	92.9	92.3	91.9
Selva	92.4	92.7	92.4	93.7	94.9	94.0	92.9	93.0	91.9	91.9	91.9
Nivel de urbanización											
Lima Metropolitana 2/	89.8	92.2	93.4	94.7	93.9	92.9	93.0	91.3	92.4	91.3	90.2
Capitales y grandes ciudades	94.0	94.3	94.2	94.0	94.6	94.7	93.4	93.7	92.1	92.5	91.2
Otras ciudades	93.4	96.6	95.0	94.7	92.6	93.1	92.7	93.1	92.0	93.1	91.9
Rural	93.1	93.1	93.7	93.4	95.1	93.9	94.6	93.3	93.8	92.1	92.6

Tasa neta de matrícula escolar de la población de 6 a 11 años de edad, se refiere a la matrícula de la población de este grupo de edad a algún año o grado de educación primaria, respecto de la población del mismo grupo de edad, se expresa en porcentaje.

Nota: Datos ajustados por estandarización de metodología que incorpora innovación en la Encuesta Nacional de Hogares

1/ Incluye: Lima Metropolitana y Resto Costa.

2/ Incluye: Provincia de Lima y Provincia Constitucional del Callao.

3/ Excluye Lima Metropolitana.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

TABLA N°2.4: TASA NETA DE MATRÍCULA ESCOLAR DE LA POBLACIÓN DE 12 A 16 AÑOS DE EDAD A EDUCACIÓN SECUNDARIA, SEGÚN EDADES SIMPLES, SEXO Y ÁMBITO GEOGRÁFICO, 2005 – 2015

(Porcentaje del total de población de 12 a 16 años de edad)

Edades simples / Sexo y Ámbito geográfico	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015
Total	70.6	74.2	75.4	75.5	77.5	78.5	79.6	81.9	81.8	83.1	84.1
De 12 años	55.5	58.1	58.6	61.2	63.8	61.8	66.4	65.4	66.3	68.4	68.4
De 13 años	73.1	75.5	80.0	77.2	80.3	83.4	81.9	87.5	84.1	85.8	84.9
De 14 años	81.0	83.2	84.7	85.3	84.9	86.0	87.3	89.3	91.1	89.9	93.2
De 15 años	78.2	81.4	83.0	84.0	85.6	85.6	87.5	90.2	89.3	91.7	92.1
De 16 años	67.4	73.2	70.7	70.1	72.8	74.8	75.1	77.4	78.0	79.3	80.8
Sexo											
Hombre	70.9	74.2	75.8	75.2	77.7	78.0	78.6	82.1	81.0	82.5	84.0
De 12 años	55.5	55.6	59.2	59.0	63.5	58.4	63.8	66.9	64.9	68.6	67.6
De 13 años	73.0	76.8	79.3	76.1	80.4	83.5	80.7	86.4	83.5	84.1	84.2
De 14 años	79.1	83.2	84.2	85.5	85.3	86.0	87.5	89.7	90.7	87.9	93.2
De 15 años	80.2	81.7	85.3	83.8	86.0	84.2	86.7	90.2	89.1	92.0	91.6
De 16 años	68.7	73.7	71.0	71.8	73.4	76.7	73.6	77.6	77.4	79.6	82.2
Mujer	70.3	74.1	74.9	75.8	77.3	79.0	80.6	81.6	82.6	83.8	84.2
De 12 años	55.4	60.5	57.8	63.4	64.1	65.3	69.1	64.0	68.0	68.3	69.3
De 13 años	73.3	74.1	80.7	78.5	80.1	83.4	83.1	88.7	84.7	87.6	85.6
De 14 años	82.7	83.2	85.3	85.1	84.6	86.0	87.0	88.8	91.6	91.8	93.2
De 15 años	76.1	81.0	80.8	84.2	85.1	87.0	88.4	90.3	89.4	91.3	92.5
De 16 años	66.1	72.7	70.4	68.2	72.0	72.9	76.4	77.2	78.5	79.0	79.3
Área de residencia											
Urbana	78.5	83.5	81.8	82.1	84.0	84.1	84.8	86.8	86.4	87.1	87.4
De 12 años	65.4	70.6	67.8	70.8	74.0	71.7	75.0	73.4	74.9	76.3	76.3
De 13 años	81.8	86.2	87.1	85.2	88.3	91.2	89.0	92.7	90.8	90.7	89.1
De 14 años	89.7	91.7	91.4	92.3	91.6	91.2	92.0	95.2	95.2	94.6	95.5
De 15 años	85.7	89.9	89.3	90.4	90.5	90.0	91.4	94.4	92.5	93.4	94.5
De 16 años	72.2	79.5	72.9	73.2	75.3	76.0	76.8	78.6	78.6	79.7	80.8
Rural	55.3	55.7	62.8	62.8	65.0	67.1	69.0	71.5	72.0	74.4	76.5
De 12 años	34.9	32.6	40.8	41.5	44.1	41.9	49.5	49.7	48.8	52.1	51.7
De 13 años	54.3	53.1	64.6	61.8	64.9	66.9	66.4	75.8	70.1	75.1	75.3
De 14 años	65.8	66.6	72.0	73.1	73.2	76.8	78.0	77.1	82.8	79.6	87.5
De 15 años	64.1	65.1	71.3	73.0	75.8	76.3	80.0	81.3	82.3	87.6	86.9
De 16 años	58.7	61.9	66.6	63.4	67.2	72.2	71.3	74.9	76.6	78.3	80.8
Región natural											
Costa 1/	76.3	81.4	80.7	81.3	83.9	83.0	83.7	86.2	85.5	86.4	86.8
Lima Metropolitana 2/	76.7	85.0	83.7	86.6	86.4	84.4	85.6	88.9	86.6	87.9	88.0
Resto Costa 3/	75.9	77.5	77.5	76.0	81.0	81.5	81.6	83.1	84.2	84.6	85.4
Sierra	66.8	68.6	73.0	72.3	73.7	76.5	79.2	79.9	80.7	82.3	84.1
Selva	62.0	63.8	64.3	65.7	66.4	68.1	67.2	72.2	72.7	74.9	76.1
Nivel de urbanización											
Lima Metropolitana 2/	76.7	85.0	83.7	86.6	86.4	84.4	85.6	88.9	86.6	87.9	88.0
Capitales y grandes ciudades	81.1	82.5	82.1	80.9	82.4	86.0	84.7	85.4	86.3	86.7	86.8
Otras ciudades	75.4	82.9	77.3	76.8	82.5	78.7	83.6	85.8	86.3	86.5	87.6
Rural	55.3	55.7	62.8	62.8	65.0	67.1	69.0	71.5	72.0	74.4	76.5

Tasa neta de matrícula escolar de la población de 12 a 16 años de edad, se refiere a la matrícula de la población de este grupo de edad a algún grado de educación primaria, respecto de la población del mismo grupo de edad, se expresa en %.

Nota: Datos ajustados por estandarización de metodología que incorpora innovación en la Encuesta Nacional de Hogares

1/ Incluye: Lima Metropolitana y Resto Costa.

2/ Incluye: Provincia de Lima y Provincia Constitucional del Callao.

3/ Excluye Lima Metropolitana.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

TABLA N°2.5: TASA NETA DE ASISTENCIA DE LA POBLACIÓN DE 6 A 11 AÑOS DE EDAD A EDUCACIÓN PRIMARIA, SEGÚN EDADES SIMPLES, SEXO Y ÁMBITO GEOGRÁFICO, 2005 – 2015

(Porcentaje del total de población de 6 a 11 años de edad)

Edades simples / Sexo y Ámbito geográfico	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015
Total	91.1	92.9	93.5	93.7	94.0	93.3	93.0	91.6	92.4	91.9	91.0
De 6 años a 1er grado	83.0	84.6	86.2	85.9	87.1	84.8	82.9	75.5	72.6	67.0	64.7
De 7 años a 2do grado	93.7	96.1	97.6	97.2	97.7	98.5	97.9	96.1	98.0	98.7	98.1
De 8 años a 3er grado	95.1	97.5	98.6	98.2	98.2	98.1	98.2	98.0	99.2	99.0	98.9
De 9 años a 4to grado	96.8	97.8	98.3	98.7	98.7	98.5	98.8	97.0	99.1	99.0	98.9
De 10 años a 5to grado	94.7	97.5	98.6	97.9	98.3	97.9	97.5	97.3	98.2	98.4	98.4
De 11 años a 6to grado	82.7	83.9	82.2	83.7	83.3	82.8	83.8	84.4	85.6	85.7	87.4
Sexo											
Hombre	91.7	93.7	93.7	93.7	94.5	93.2	93.1	91.6	92.0	92.4	91.2
De 6 años a 1er grado	83.3	86.3	85.8	84.5	87.3	83.9	82.5	76.6	70.9	69.1	64.2
De 7 años a 2do grado	95.3	96.3	97.4	98.5	97.4	98.9	97.6	96.6	98.5	98.2	97.8
De 8 años a 3er grado	95.7	97.6	98.8	98.7	98.7	98.3	98.4	98.1	99.2	99.4	99.1
De 9 años a 4to grado	97.1	98.4	98.6	98.8	98.6	98.9	98.2	96.7	99.4	98.6	98.7
De 10 años a 5to grado	93.8	97.8	99.0	97.7	98.8	97.5	97.3	97.0	98.0	99.3	98.2
De 11 años a 6to grado	84.4	85.9	82.8	82.6	84.6	83.3	84.3	83.5	85.0	86.3	88.1
Mujer	90.6	92.1	93.2	93.7	93.5	93.3	93.0	91.7	92.8	91.3	90.9
De 6 años a 1er grado	82.8	82.9	86.6	87.4	86.9	85.8	83.3	74.4	74.4	64.8	65.2
De 7 años a 2do grado	91.9	95.8	97.8	95.7	97.9	98.2	98.1	95.6	97.4	99.2	98.4
De 8 años a 3er grado	94.5	97.4	98.4	97.7	97.8	98.0	98.1	98.0	99.2	98.5	98.6
De 9 años a 4to grado	96.4	97.2	98.0	98.6	98.8	98.1	99.4	97.3	98.9	99.5	99.1
De 10 años a 5to grado	95.8	97.2	98.3	98.0	97.8	98.3	97.7	97.6	98.4	97.6	98.5
De 11 años a 6to grado	80.9	81.7	81.7	84.8	82.1	82.3	83.4	85.3	86.1	85.0	86.7
Área de residencia											
Urbana	90.9	93.7	93.7	94.1	93.7	93.3	92.7	91.4	92.0	91.9	90.6
De 6 años a 1er grado	84.4	87.7	87.2	88.3	88.1	86.5	82.2	76.0	73.6	69.2	63.8
De 7 años a 2do grado	93.6	97.4	98.2	98.2	97.8	99.3	98.6	96.0	97.6	99.0	98.4
De 8 años a 3er grado	95.1	98.4	99.1	98.1	98.6	98.3	98.3	98.6	99.3	99.3	99.2
De 9 años a 4to grado	96.5	99.0	99.0	99.0	98.7	98.7	99.3	97.1	99.3	99.2	98.5
De 10 años a 5to grado	94.5	98.4	99.2	98.6	98.3	97.9	97.6	97.3	98.2	98.2	98.4
De 11 años a 6to grado	80.5	82.2	80.5	82.4	79.8	80.4	81.3	82.9	82.7	84.1	85.7
Rural	91.6	91.4	93.1	92.9	94.7	93.2	93.7	92.0	93.4	91.7	92.2
De 6 años a 1er grado	80.4	78.9	84.5	81.0	84.8	81.5	84.4	74.4	69.8	61.2	67.1
De 7 años a 2do grado	93.8	93.5	96.3	95.4	97.4	96.9	96.5	96.5	98.8	98.0	97.3
De 8 años a 3er grado	95.0	95.9	97.5	98.5	97.5	97.6	98.0	97.0	98.9	98.3	98.0
De 9 años a 4to grado	97.2	95.3	97.0	98.2	98.7	98.1	97.7	96.8	98.8	98.5	99.8
De 10 años a 5to grado	95.1	95.7	97.6	96.3	98.3	97.8	97.4	97.4	98.2	98.9	98.4
De 11 años a 6to grado	86.8	87.4	85.8	86.2	90.1	87.9	88.5	87.5	91.7	89.1	91.2
Región natural											
Costa 1/	90.0	92.9	93.5	94.0	93.7	93.3	92.8	91.3	92.5	91.8	90.4
Lima Metropolitana 2/	87.1	92.0	93.1	94.5	93.3	92.7	92.8	90.0	92.1	91.0	89.4
Resto Costa 3/	93.2	93.9	94.0	93.4	94.7	94.1	92.7	92.7	92.9	92.7	91.6
Sierra	92.6	93.6	94.1	93.6	94.4	93.5	94.2	92.5	92.7	92.2	91.8
Selva	91.2	91.3	91.6	92.9	93.9	92.5	90.8	90.4	91.4	91.4	91.2
Nivel de urbanización											
Lima Metropolitana 2/	87.1	92.0	93.1	94.5	93.3	92.7	92.8	90.0	92.1	91.0	89.4
Capitales y grandes ciudades	93.4	94.1	93.9	93.7	94.4	94.2	93.1	92.6	91.9	92.2	91.0
Otras ciudades	93.0	96.6	94.4	94.4	92.5	92.4	91.7	91.7	91.9	93.1	91.8
Rural	91.6	91.4	93.1	92.9	94.7	93.2	93.7	92.0	93.4	91.7	92.2

Nota 1: Tasa neta de asistencia escolar de la población de 6 a 11 años de edad, se refiere a la asistencia de la población de este grupo de edad a algún grado de educación primaria, respecto de la población del mismo grupo de edad, se expresa en %.

Nota 2: En el año 2015 el MINEDU dispuso, debido al fenómeno El Niño, que el cierre del año escolar se programe para el 30 de noviembre, por lo que en el cálculo de la tasa de asistencia escolar se consideró desde el mes de Abril a Noviembre 2015.

1/ Incluye: Lima Metropolitana y Resto Costa.

2/ Incluye: Provincia de Lima y Provincia Constitucional del Callao.

3/ Excluye Lima Metropolitana.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

TABLA N°2.6: TASA NETA DE ASISTENCIA DE LA POBLACIÓN DE 12 A 16 AÑOS DE EDAD A EDUCACIÓN SECUNDARIA, SEGÚN EDADES SIMPLES, SEXO Y ÁMBITO GEOGRÁFICO, 2005 – 2015

(Porcentaje del total de población de 12 a 16 años de edad)

Edades simples / Sexo y Ámbito geográfico	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015
Total	70.6	74.2	75.4	75.5	77.5	78.5	79.6	80.3	81.0	82.3	83.4
De 12 años	55.5	58.1	58.6	61.2	63.8	61.8	66.4	64.4	66.0	68.1	67.8
De 13 años	72.8	75.5	80.0	77.2	80.3	83.4	81.9	86.2	84.0	85.4	84.5
De 14 años	81.0	83.2	84.7	85.3	84.9	86.0	87.3	88.3	90.0	89.0	92.7
De 15 años	78.2	81.4	83.0	84.0	85.6	85.6	87.5	87.4	88.5	90.6	91.1
De 16 años	67.4	73.2	70.7	70.1	72.8	74.8	75.1	75.6	76.6	77.9	80.0
Sexo											
Hombre	70.9	74.2	75.8	75.2	77.7	78.0	78.6	80.4	80.2	81.8	83.1
De 12 años	55.5	55.3	59.2	59.0	63.5	58.4	63.8	65.5	64.6	68.3	67.4
De 13 años	73.0	76.8	79.3	76.1	80.4	83.5	80.7	84.9	83.3	83.9	83.6
De 14 años	79.1	83.2	84.2	85.5	85.3	86.0	87.5	88.6	89.2	87.0	92.3
De 15 años	80.2	81.7	85.3	83.8	86.0	84.2	86.7	87.1	88.5	91.1	90.2
De 16 años	68.7	73.7	71.0	71.8	73.4	76.7	73.6	75.9	76.1	78.5	81.1
Mujer	70.3	74.1	74.9	75.8	77.3	79.0	80.6	80.3	81.9	82.8	83.8
De 12 años	55.4	60.7	57.8	63.4	64.1	65.3	69.1	63.3	67.6	67.8	68.3
De 13 años	72.6	74.1	80.7	78.5	80.1	83.4	83.1	87.8	84.6	87.1	85.5
De 14 años	82.7	83.2	85.3	85.1	84.6	86.0	87.0	88.1	91.0	90.9	93.1
De 15 años	76.1	81.0	80.8	84.2	85.1	87.0	88.4	87.7	88.5	90.0	91.9
De 16 años	66.1	72.7	70.4	68.2	72.0	72.9	76.4	75.3	77.1	77.4	78.7
Área de residencia											
Úrbana	78.5	83.5	81.8	82.1	84.0	84.1	84.8	85.2	85.7	86.3	86.8
De 12 años	65.4	70.6	67.8	70.8	74.0	71.7	74.9	72.1	74.7	75.8	75.6
De 13 años	81.3	86.2	87.1	85.2	88.3	91.2	89.0	91.7	90.6	90.4	88.8
De 14 años	89.7	91.7	91.4	92.3	91.6	91.2	92.0	94.4	93.9	93.5	95.0
De 15 años	85.7	89.9	89.3	90.4	90.5	90.0	91.4	90.9	91.8	92.2	93.7
De 16 años	72.2	79.5	72.9	73.2	75.3	76.0	76.8	77.4	77.3	78.6	79.9
Rural	55.3	55.7	62.8	62.8	65.0	67.1	69.0	69.9	71.2	73.6	75.8
De 12 años	34.9	32.6	40.8	41.5	44.1	41.9	49.6	49.2	48.3	52.1	51.4
De 13 años	54.3	53.1	64.6	61.8	64.9	66.9	66.4	74.2	70.0	74.7	74.6
De 14 años	65.8	66.6	72.0	73.1	73.2	76.8	78.0	75.9	82.2	78.9	86.9
De 15 años	64.1	65.1	71.3	73.0	75.8	76.3	80.0	79.9	81.1	86.7	85.3
De 16 años	58.7	61.9	66.6	63.4	67.2	72.2	71.4	71.8	74.9	76.5	80.0
Región natural											
Costa 1/	76.2	81.4	80.7	81.3	83.9	83.0	83.7	84.6	84.8	85.7	86.1
Lima Metropolitana 2/	76.5	85.0	83.7	86.6	86.4	84.4	85.6	87.0	85.7	87.1	87.3
Resto Costa 3/	75.9	77.0	77.5	76.0	81.0	81.5	81.6	81.6	83.8	84.0	84.9
Sierra	66.8	68.6	73.0	72.3	73.7	76.5	79.2	79.0	80.1	81.6	83.6
Selva	62.0	63.7	64.3	65.7	66.4	68.1	67.2	69.3	71.4	73.7	75.0
Nivel de urbanización											
Lima Metropolitana 2/	76.5	85.0	83.7	86.6	86.4	84.4	85.6	87.0	85.7	87.1	87.3
Capitales y grandes ciudades	81.0	82.7	82.1	80.9	82.4	86.0	84.7	84.1	85.7	85.5	86.1
Otras ciudades	75.6	82.5	77.3	76.8	82.5	78.7	83.6	84.3	85.6	86.3	87.4
Rural	55.3	55.7	62.8	62.8	65.0	67.1	69.0	69.9	71.2	73.6	75.8

Nota 1: Tasa neta de asistencia escolar de la población de 12 a 16 años de edad, se refiere a la asistencia de la población de este grupo de edad a algún grado o año de educación secundaria, respecto de la población del mismo grupo de edad, se expresa en porcentaje.

Nota 2: En el año 2015 el MINEDU dispuso, debido al fenómeno El Niño, que el cierre del año escolar se programe para el 30 de noviembre, por lo que en el cálculo de la tasa de asistencia escolar se consideró desde el mes de Abril a Noviembre 2015.

1/ Incluye: Lima Metropolitana y Resto Costa.

2/ Incluye: Provincia de Lima y Provincia Constitucional del Callao.

3/ Excluye Lima Metropolitana.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

TABLA N°2.7: TASA DE ANALFABETISMO DE LA POBLACIÓN DE 15 Y MÁS AÑOS DE EDAD, SEGÚN GRUPOS DE EDAD ÁMBITO GEOGRÁFICO, 2006 – 2015

Grupos de edad / Ámbito geográfico	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015			C.V (%)
											Estima- ción	Intervalo de confianza al 95%		
												Inferior	Superior	
Total	9.6	9.2	8.5	8.2	7.6	7.4	7.1	6.2	6.2	6.3	6.0	5.7	6.3	2.3
Grupo de edad														
De 15 a 19 años	2.4	1.9	2.2	1.9	1.4	1.4	1.4	1.1	0.9	0.8	0.7	0.5	1.0	14.8
De 20 a 29 años	3.2	2.9	3.1	3.0	2.5	2.5	2.3	1.9	1.9	1.8	1.7	1.5	2.0	6.9
De 30 a 39 años	6.3	5.9	5.4	5.3	4.5	4.5	4.6	4.2	3.9	4.1	3.6	3.3	4.0	5.2
De 40 a 49 años	9.8	10.1	8.7	8.3	7.8	7.3	7.0	5.9	6.0	6.0	5.6	5.1	6.2	4.6
De 50 a 59 años	17.1	16.2	13.1	12.8	12.3	11.3	9.9	8.5	8.6	8.7	8.4	7.8	9.1	3.8
De 60 y más años	31.7	29.5	28.1	27.5	26.2	25.5	24.4	21.2	21.0	21.1	20.1	19.0	21.1	2.6
Área de residencia														
Urbana	5.2	5.1	4.6	4.5	4.2	4.0	4.0	3.3	3.5	3.7	3.6	3.3	3.8	3.2
Rural	21.7	20.7	19.7	19.5	18.3	18.3	17.4	15.9	15.8	15.7	14.8	14.2	15.5	2.2
Región natural														
Costa 1/ Lima Metropolitana 2/	5.0	4.9	4.7	4.5	4.1	4.2	3.9	3.2	3.2	3.3	3.1	2.8	3.3	4.1
Resto Costa 3/	7.4	7.0	6.8	6.2	5.8	5.9	5.5	4.7	4.8	4.6	4.5	4.1	4.9	4.5
Sierra	17.6	16.3	14.6	14.5	13.6	13.3	12.7	11.2	11.2	11.3	10.8	10.3	11.4	2.7
Selva	9.5	9.9	9.7	9.0	8.2	7.4	7.7	7.2	7.4	7.5	7.2	6.6	7.8	4.1

1/ Incluye: Lima Metropolitana y Resto Costa.

2/ Incluye: Provincia de Lima y Provincia Constitucional del Callao.

3/ Excluye Lima Metropolitana.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

TABLA N°2.8: TASA DE ANALFABETISMO DE LA POBLACIÓN DE 15 Y MÁS AÑOS DE EDAD, SEGÚN ÁMBITO GEOGRÁFICO, 2006-2015

Ámbito geográfico	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015		C.V (%)	
										Estimación	Intervalo de confianza al 95% Inferior Superior		
Total	9.2	8.5	8.2	7.6	7.4	7.1	6.2	6.2	6.3	6.0	5.7	6.3	2.3
Amazonas	10.8	10.9	9.1	9.7	9.6	9.8	8.8	9.3	9.5	8.6	7.5	9.9	7.3
Áncash	16.5	13.4	12.9	12.4	11.3	11.4	9.9	9.0	9.1	9.5	7.9	11.3	9.0
Apurímac	19.1	19.8	19.9	17.0	16.4	18.3	14.5	15.2	17.1	13.8	12.0	16.0	7.3
Arequipa	7.5	5.4	5.4	5.3	4.7	5.6	4.2	4.4	4.6	4.7	3.9	5.7	9.4
Ayacucho	23.0	17.3	16.0	15.0	14.9	14.3	13.8	13.4	12.7	11.5	10.0	13.3	7.3
Cajamarca	16.4	16.6	17.3	14.5	14.9	14.1	11.8	14.2	13.1	13.1	11.5	14.9	6.6
Callao	-	2.8	3.5	2.9	2.8	2.3	2.3	2.2	1.9	2.1	1.6	2.7	13.6
Cusco	15.6	12.1	14.3	12.4	12.7	11.0	10.8	11.4	12.7	11.5	9.8	13.6	8.4
Huancavelica	23.6	18.5	18.9	17.1	18.5	16.8	14.9	13.8	15.6	14.3	12.4	16.5	7.2
Huánuco	20.5	17.8	17.2	18.6	18.6	18.0	16.6	16.0	13.4	12.7	10.9	14.8	7.8
Ica	5.4	4.8	4.2	4.4	4.9	4.0	3.1	3.2	2.7	2.7	2.1	3.5	12.2
Junín	11.6	11.0	8.3	7.5	7.1	6.5	5.9	5.6	6.6	5.8	4.9	6.8	8.5
La Libertad	11.0	9.3	8.3	8.3	8.2	7.7	6.7	6.4	6.0	6.0	5.0	7.3	9.4
Lambayeque	7.2	10.4	8.5	8.3	8.4	8.0	6.9	6.4	6.3	5.8	4.8	7.0	9.5
Lima	-	3.5	3.8	3.4	3.3	3.2	2.3	2.3	2.5	2.3	2.0	2.6	7.2
Loreto	6.9	8.4	8.0	7.7	5.7	7.1	6.9	5.4	5.3	7.7	6.4	9.1	9.0
Madre de Dios	5.1	3.9	4.1	3.6	4.5	4.1	3.6	3.7	4.2	3.8	2.8	4.9	14.1
Moquegua	6.8	7.5	6.4	5.3	5.4	5.6	4.8	4.7	4.8	4.8	3.8	6.1	12.2
Pasco	9.5	11.2	9.7	8.8	7.5	6.7	6.7	6.2	6.3	6.3	5.2	7.7	9.7
Piura	11.1	10.8	9.4	8.9	9.4	7.9	7.5	7.9	7.7	7.6	6.5	9.0	8.3
Puno	14.0	12.9	14.1	13.0	11.7	11.1	10.5	10.0	10.5	9.4	8.1	10.9	7.4
San Martín	8.5	8.6	7.7	7.6	7.0	6.9	6.5	7.7	8.1	6.8	5.7	8.1	8.9
Tacna	5.5	3.9	3.4	3.5	4.0	5.4	4.1	3.5	3.4	3.9	3.2	4.7	10.2
Tumbes	4.7	5.2	3.4	3.9	4.2	4.2	3.4	3.5	3.7	3.0	2.3	4.0	14.5
Ucayali	7.5	7.2	6.1	5.5	5.4	5.3	4.3	5.6	6.0	4.6	3.6	5.9	12.4
Lima y Callao 2/	3.6	3.5	3.8	3.3	3.3	3.1	2.3	2.3	2.5	2.3	2.0	2.6	6.7
Provincia de Lima	-	3.2	3.3	3.0	2.9	2.9	2.0	2.1	2.3	2.1	1.7	2.4	8.4
Región Lima 3/	-	6.9	9.0	7.2	7.0	6.7	4.6	4.5	4.5	4.5	3.5	5.7	12.2

1/ Comprende la provincia de Lima y la Provincia Constitucional del Callao.

2/ Comprende el departamento de Lima y la Provincia Constitucional del Callao.

3/ Incluye las provincias de: Barranca, Cajatambo, Canta, Cañete, Huaral, Huarochiri, Huaura, Oyón y Yauyos. Excluye la provincia de Lima.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

TABLA N°2.9: TASA DE ANALFABETISMO DE LA POBLACIÓN MASCULINA DE 15 Y MÁS AÑOS DE EDAD, SEGÚN GRUPOS DE EDAD Y ÁMBITO GEOGRÁFICO, 2006 – 2015

Grupos de edad / Ámbito geográfico											2015		
	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	Estima- ción	Intervalo de confianza al 95%		C.V
											Inferior	Superior	(%)
Total	4.6	4.2	4.1	3.7	3.6	3.8	3.1	3.1	3.1	3.0	2.8	3.2	3.6
Grupos de edad													
De 15 a 19 años	1.6	1.7	1.9	1.0	1.1	1.3	1.1	1.0	0.7	0.7	0.5	1.0	19.0
De 20 a 29 años	1.6	2.2	1.9	1.8	1.5	1.7	1.5	1.5	1.4	1.3	1.1	1.7	10.8
De 30 a 39 años	3.0	2.7	2.8	2.5	2.6	2.7	2.4	2.3	2.4	2.1	1.7	2.5	9.3
De 40 a 49 años	4.8	4.5	4.0	3.8	3.8	3.6	3.0	3.2	3.0	3.2	2.7	3.7	8.6
De 50 a 59 años	7.7	4.8	5.2	4.9	4.3	4.4	3.6	3.6	3.4	3.8	3.3	4.4	7.6
De 60 y más años	15.4	13.7	13.4	12.1	12.0	12.5	9.3	9.3	9.4	9.1	8.3	9.9	4.5
Área de residencia													
Urbana	3.1	2.1	2.1	1.9	1.8	2.1	1.5	1.6	1.7	1.7	1.5	1.9	6.0
Rural	10.6	9.8	9.7	8.7	9.0	9.1	7.9	7.9	7.7	7.4	6.9	7.9	3.7
Región natural													
Costa 1/	2.6	2.4	2.6	2.2	2.2	2.4	1.6	1.8	1.8	1.6	1.4	1.8	6.9
Lima Metropolitana 2/	1.4	1.2	1.7	1.3	1.4	1.5	0.7	1.0	1.1	0.9	0.7	1.3	15.4
Resto Costa 3/	4.2	4.0	3.9	3.4	3.3	3.6	2.8	2.9	2.7	2.5	2.2	2.9	6.7
Sierra	7.4	6.7	6.1	5.8	5.8	5.9	5.0	4.8	4.7	4.9	4.4	5.3	4.8
Selva	6.0	5.5	5.5	4.7	4.4	4.5	4.6	4.6	4.6	4.5	3.9	5.1	7.0

1/ Incluye: Lima Metropolitana y Resto Costa.

2/ Incluye: Provincia de Lima y Provincia Constitucional del Callao.

3/ Excluye Lima Metropolitana.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

TABLA N°2.10: TASA DE ANALFABETISMO DE LA POBLACIÓN FEMENINA DE 15 Y MÁS AÑOS DE EDAD, SEGÚN GRUPOS DE EDAD Y ÁMBITO GEOGRÁFICO, 2006 – 2015

Grupos de edad / Ámbito geográfico											2015			C.V (%)
	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	Estimación	Intervalo de confianza al 95%			
											Inferior	Superior		
Total	13.8	12.8	12.4	11.7	11.3	10.5	9.3	9.3	9.6	9.0	8.5	9.4	2.4	
Grupo de edad														
De 15 a 19 años	2.2	2.6	1.9	1.8	1.7	1.4	1.1	0.8	0.9	0.8	0.5	1.2	22.0	
De 20 a 29 años	4.4	4.2	4.2	3.3	3.6	2.9	2.3	2.3	2.3	2.1	1.8	2.5	8.6	
De 30 a 39 años	8.7	8.2	7.7	6.5	6.4	6.6	6.0	5.5	5.7	5.2	4.7	5.9	5.8	
De 40 a 49 años	15.5	13.0	12.7	11.9	10.9	10.4	8.8	8.8	8.9	8.1	7.3	8.9	5.0	
De 50 a 59 años	24.5	21.2	20.2	19.4	17.8	15.2	13.1	13.4	13.8	13.1	12.1	14.2	4.2	
De 60 y más años	42.3	41.1	40.0	38.5	37.6	35.5	32.4	31.7	31.6	29.9	28.3	31.5	2.7	
Área de residencia														
Urbana	7.7	7.1	6.8	6.4	6.2	5.9	5.0	5.3	5.6	5.3	5.0	5.7	3.4	
Rural	31.8	30.6	30.4	29.2	28.8	26.8	25.0	24.7	24.7	23.4	22.4	24.4	2.2	
Región natural														
Costa 1/	7.1	6.9	6.4	6.1	6.1	5.4	4.7	4.6	4.8	4.5	4.1	4.9	4.5	
Lima Metropolitana 2/	5.1	4.9	4.9	4.6	4.4	4.1	3.3	3.2	3.4	3.1	2.6	3.6	8.1	
Resto Costa 3/	9.8	9.7	8.6	8.1	8.4	7.3	6.7	6.8	6.8	6.5	5.9	7.2	5.0	
Sierra	25.1	22.7	22.9	21.5	20.9	19.7	17.5	17.6	17.9	16.9	16.0	17.8	2.7	
Selva	14.5	14.8	13.2	12.5	11.0	11.4	10.4	10.7	11.1	10.4	9.5	11.3	4.4	

1/ Incluye: Lima Metropolitana y Resto Costa.

2/ Incluye: Provincia de Lima y Provincia Constitucional del Callao.

3/ Excluye Lima Metropolitana.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

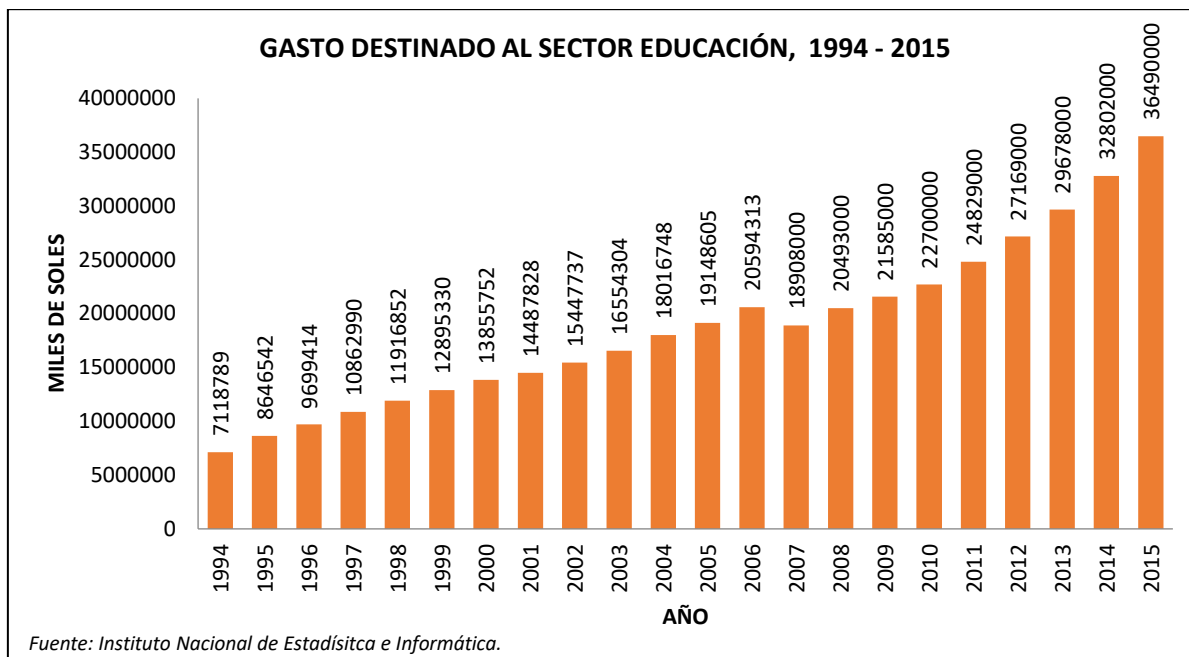
TABLA N°2.11: NÚMERO DE ALUMNOS POR COMPUTADORA EN EL DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA 2016.

PRIMARIA		SECUNDARIA	
PROVINCIA	NÚMERO	PROVINCIA	NÚMERO
CAJAMARCA	5	CAJAMARCA	7
CAJABAMBA	8	CAJABAMBA	5
CELENDIN	3	CELENDIN	8
CHOTA	4	CHOTA	4
CONTUMAZA	4	CONTUMAZA	4
CUTERVO	5	CUTERVO	6
HUALGAYOC	4	HUALGAYOC	5
JAEN	6	JAEN	6
SAN IGNACIO	5	SAN IGNACIO	6
SAN MARCOS	6	SAN MARCOS	5
SAN MIGUEL	4	SAN MIGUEL	4
SAN PABLO	5	SAN PABLO	4
SANTA CRUZ	3	SANTA CRUZ	3

Fuente: ESCALE 2016

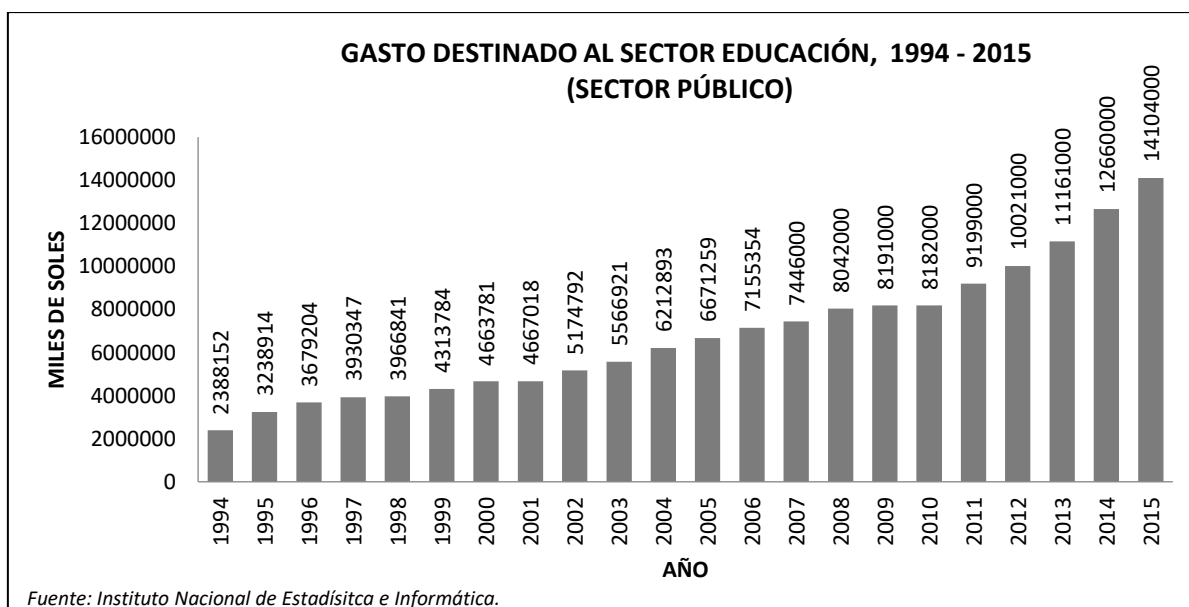
ANEXO N°03: GRÁFICOS

GRÁFICO N°3.1: GASTO DESTINADO AL SECTOR EDUCACIÓN, 1994 – 2015



Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática

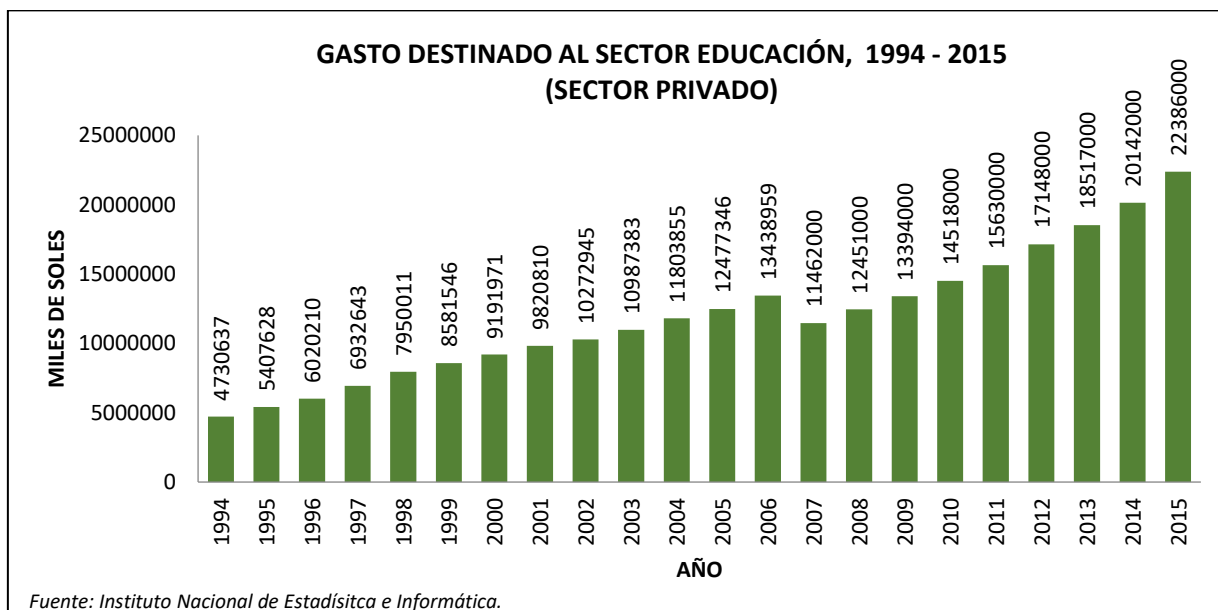
GRÁFICO N°3.2: GASTO DESTINADO AL SECTOR EDUCACIÓN (SECTOR PÚBLICO)



Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática

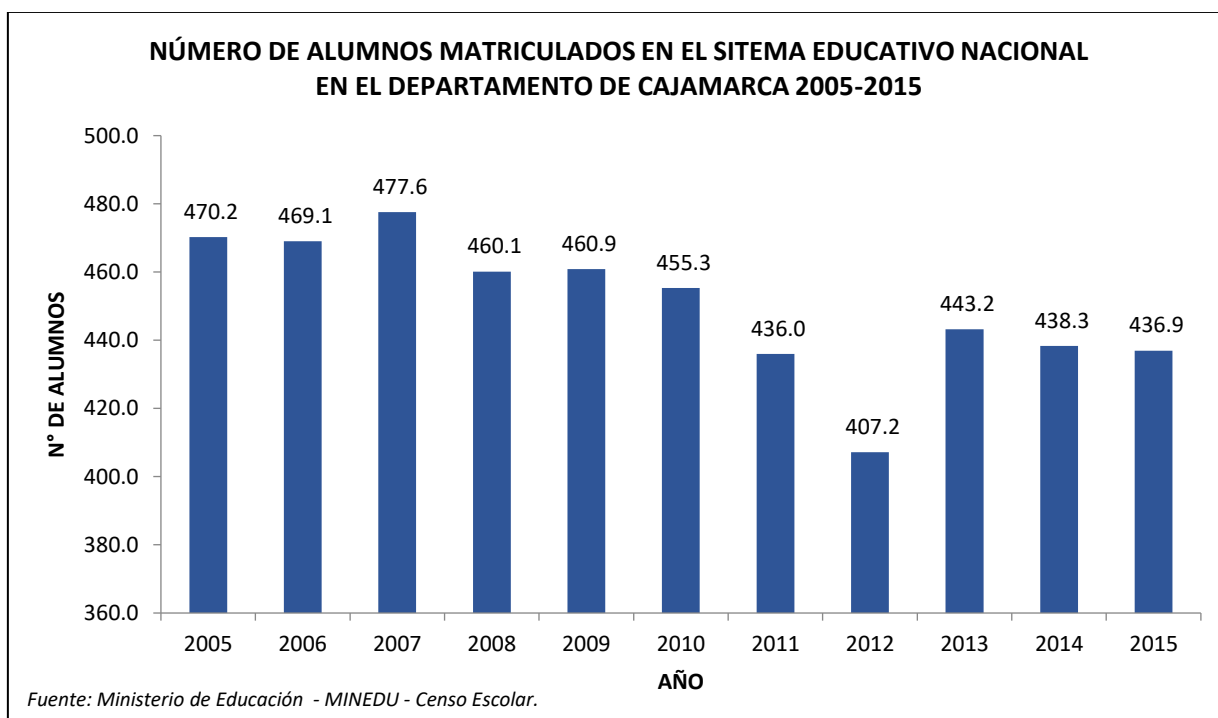
GRÁFICO N°3.3: GASTO DESTINADO AL SECTOR EDUCACIÓN

(SECTOR PRIVADO)



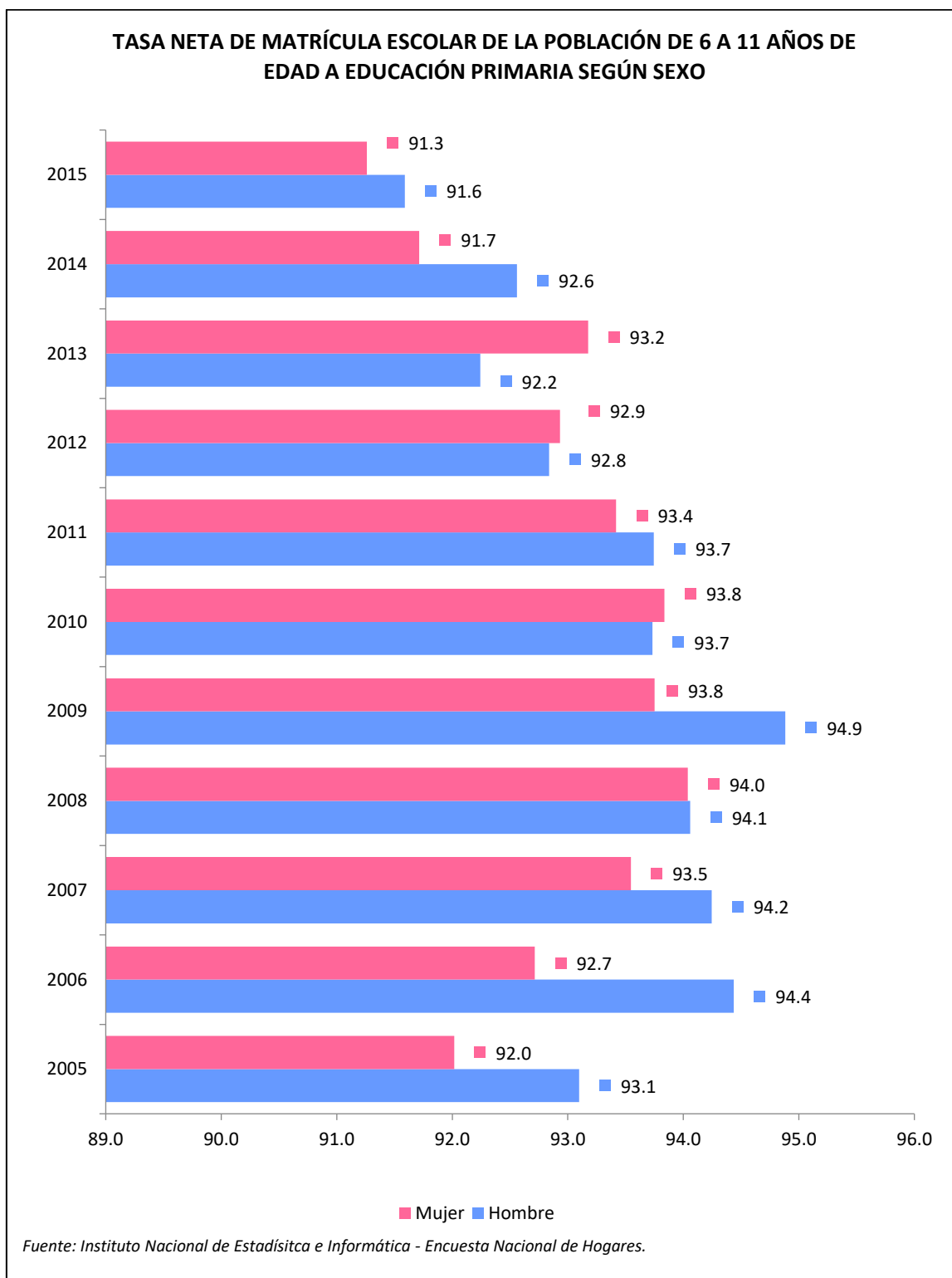
Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática

GRÁFICO N°3.4: NÚMERO DE ALUMNOS MATRICULADOS EN EL SISTEMA EDUCATIVO NACIONAL EN EL DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA 2005-2015



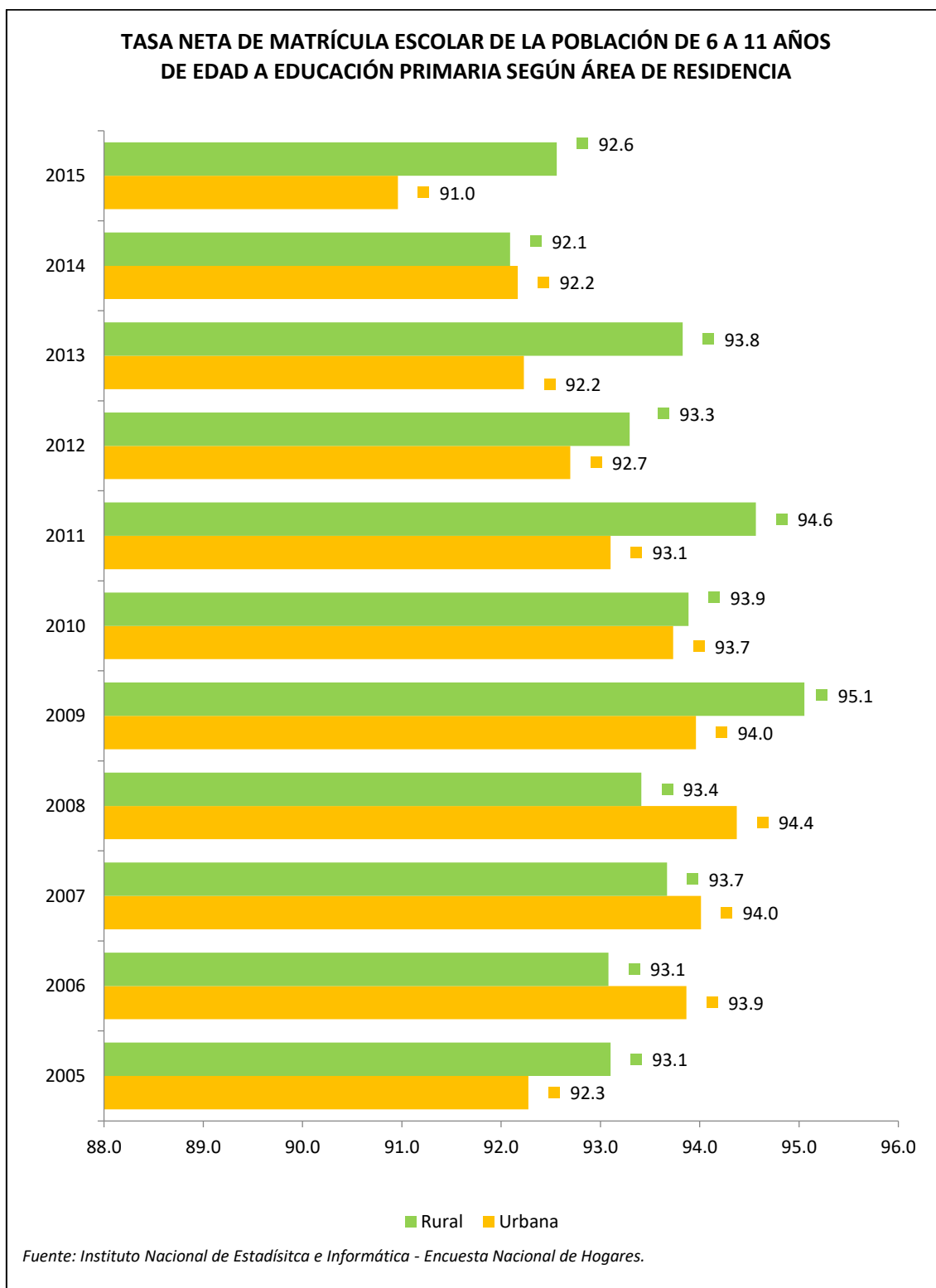
Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática

GRÁFICO N°3.5: TASA NETA DE MATRÍCULA ESCOLAR DE LA POBLACIÓN DE 6 A 11 AÑOS DE EDAD A EDUCACIÓN PRIMARIA SEGÚN SEXO



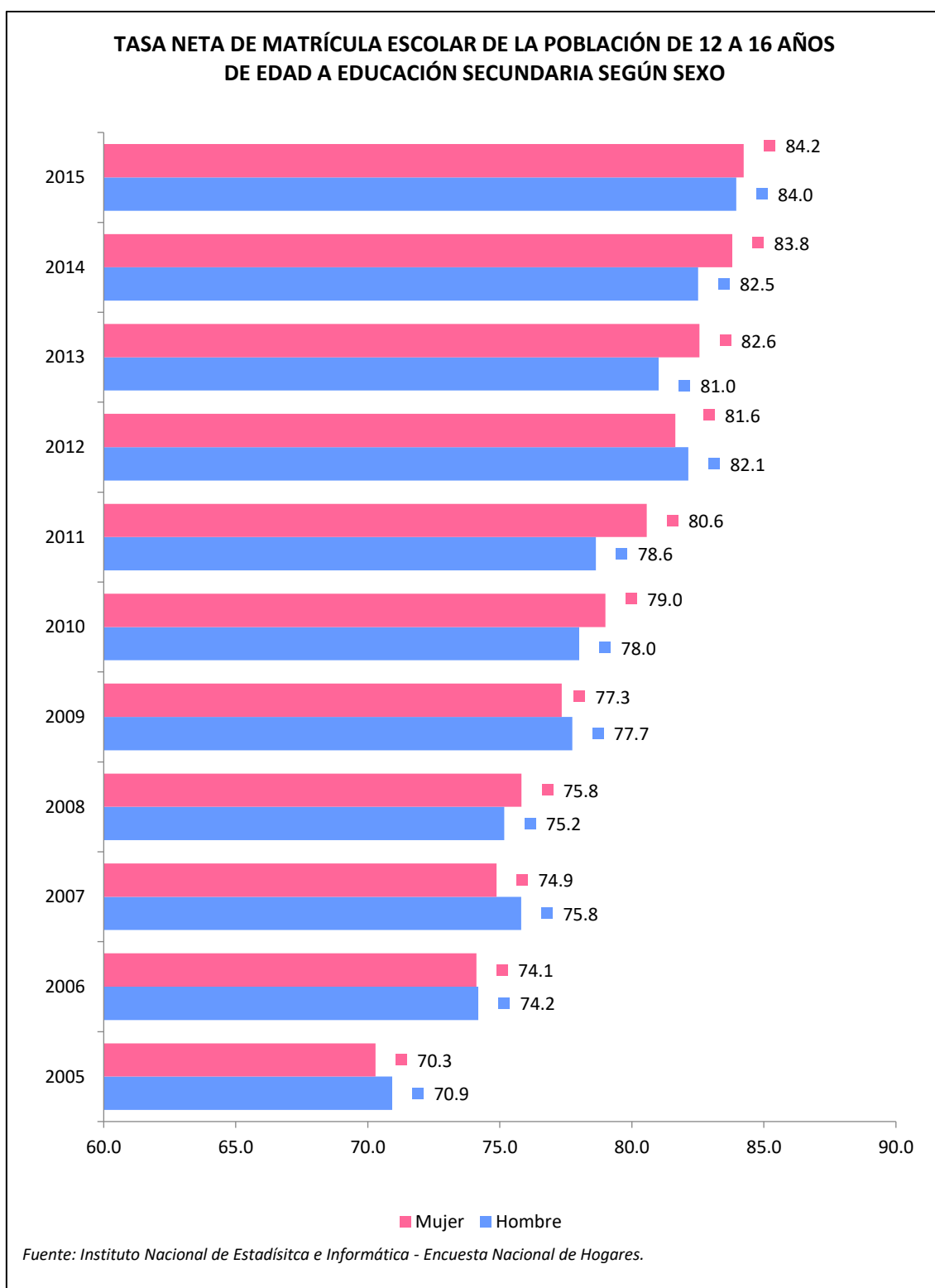
Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

GRÁFICO N°3.6: TASA NETA DE MATRÍCULA ESCOLAR DE LA POBLACIÓN DE 6 A 11 AÑOS DE EDAD A EDUCACIÓN PRIMARIA SEGÚN ÁREA DE RESIDENCIA



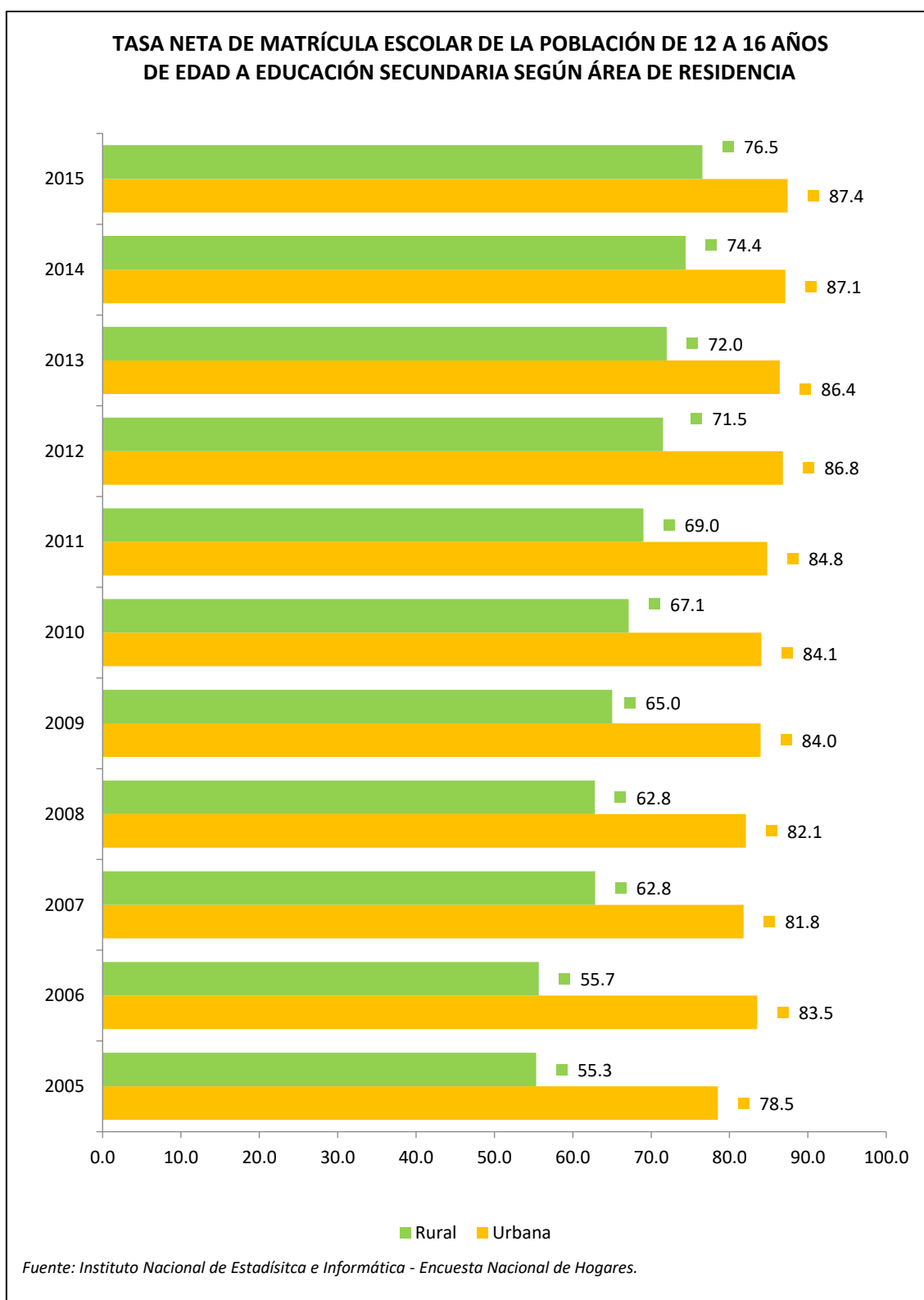
Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

GRÁFICO N°3.7: TASA NETA DE MATRÍCULA ESCOLAR DE LA POBLACIÓN DE 12 A 16 AÑOS DE EDAD A EDUCACIÓN SECUNDARIA SEGÚN SEXO



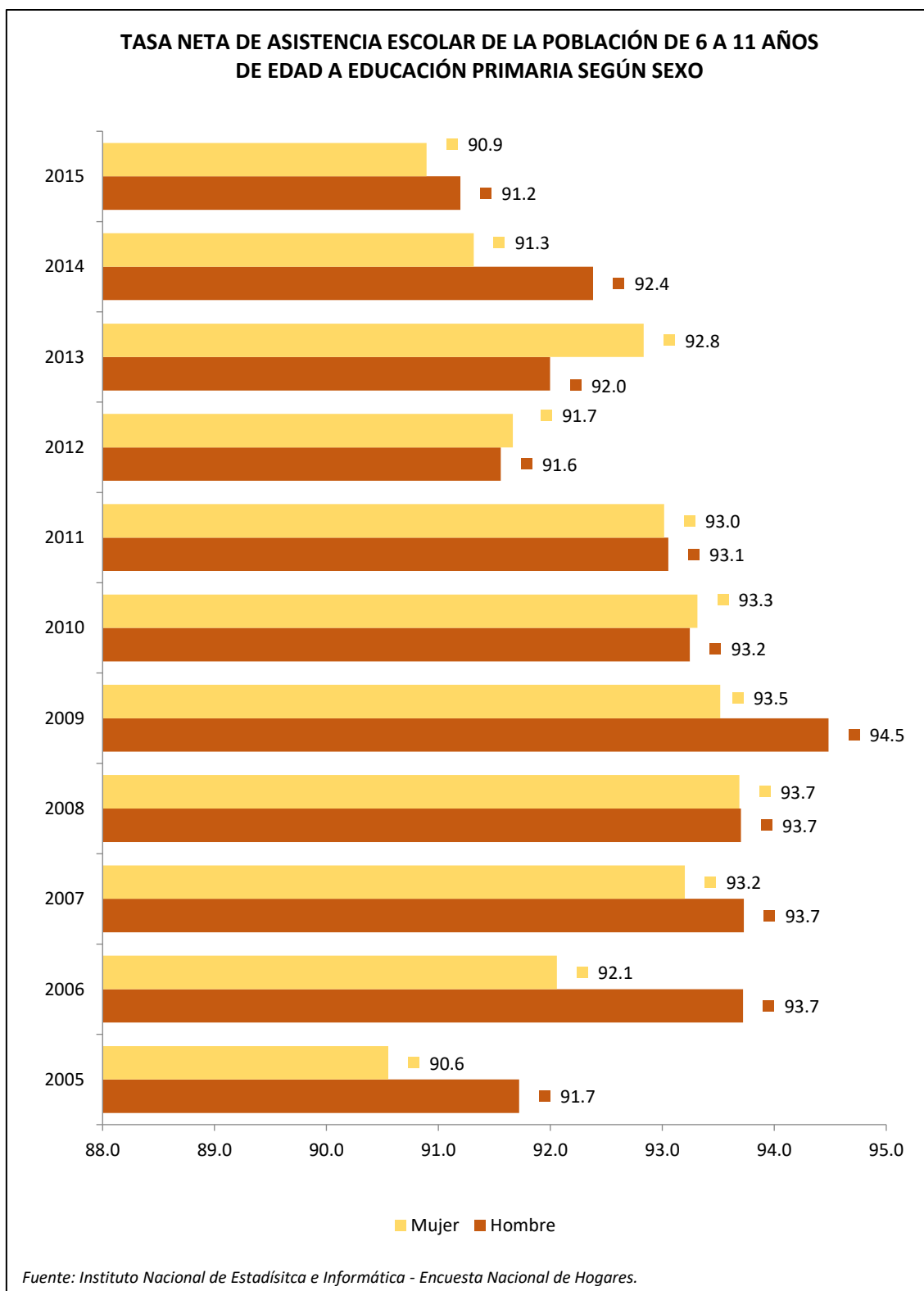
Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

GRÁFICO N°3.8: TASA NETA DE MATRÍCULA ESCOLAR DE LA POBLACIÓN DE 12 A 16 AÑOS DE EDAD A EDUCACIÓN SECUNDARIA SEGÚN ÁREA DE RESIDENCIA



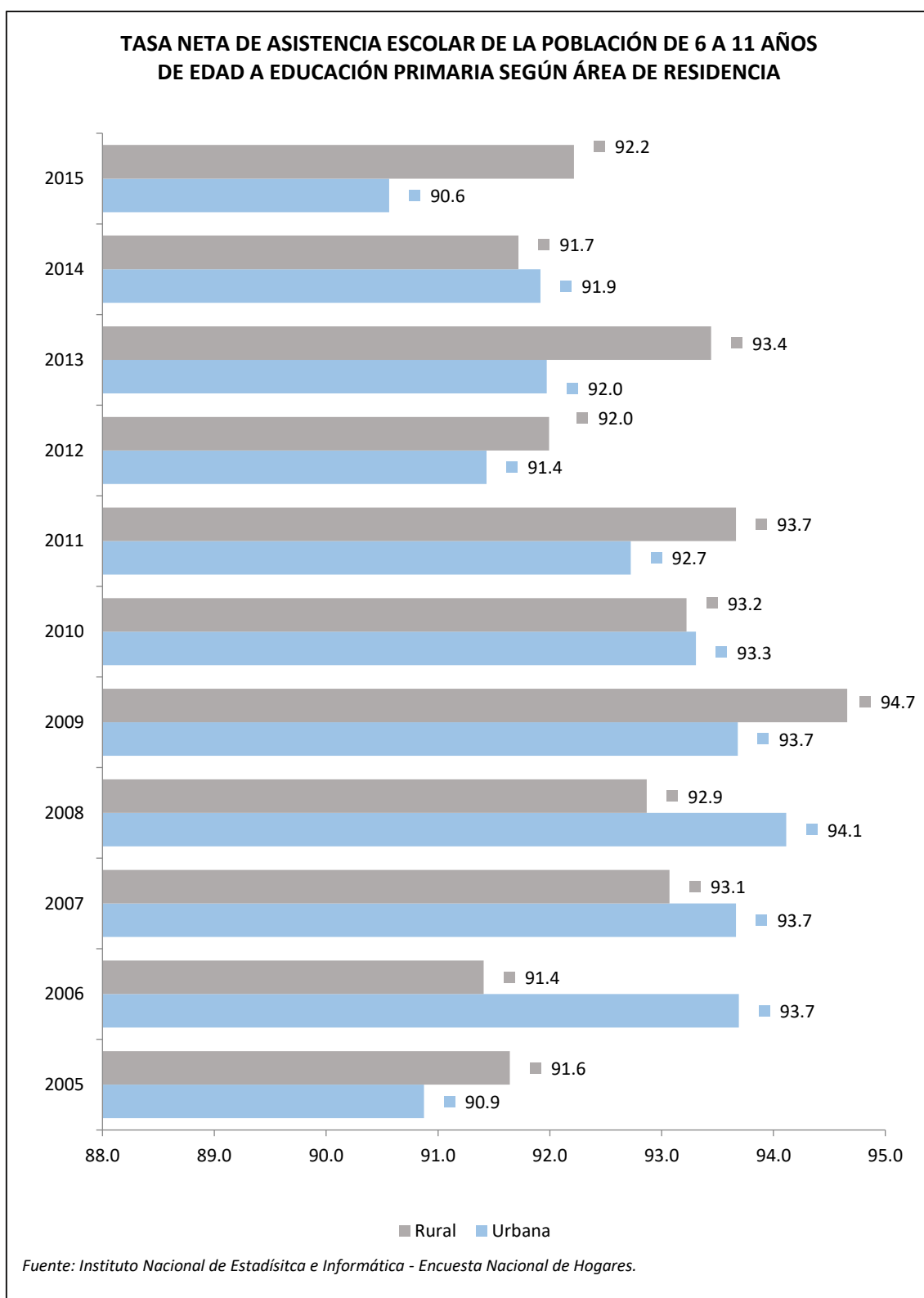
Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

GRÁFICO N°3.9: TASA NETA DE ASISTENCIA ESCOLAR DE LA POBLACIÓN DE 6 A 11 AÑOS DE EDAD A EDUCACIÓN PRIMARIA SEGÚN SEXO



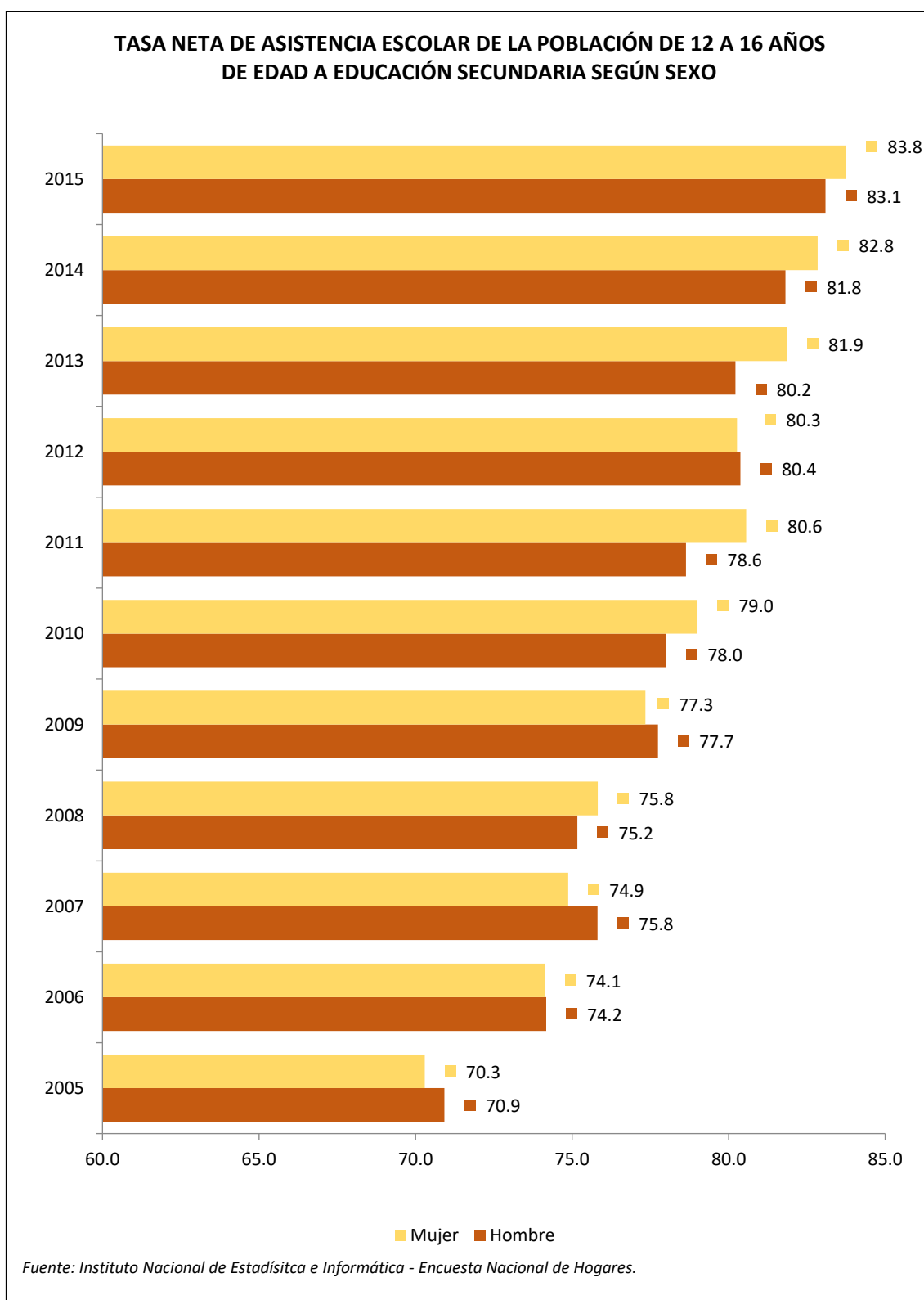
Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

GRÁFICO N°3.10: TASA NETA DE ASISTENCIA ESCOLAR DE LA POBLACIÓN DE 6 A 11 AÑOS DE EDAD A EDUCACIÓN PRIMARIA SEGÚN ÁREA DE RESIDENCIA



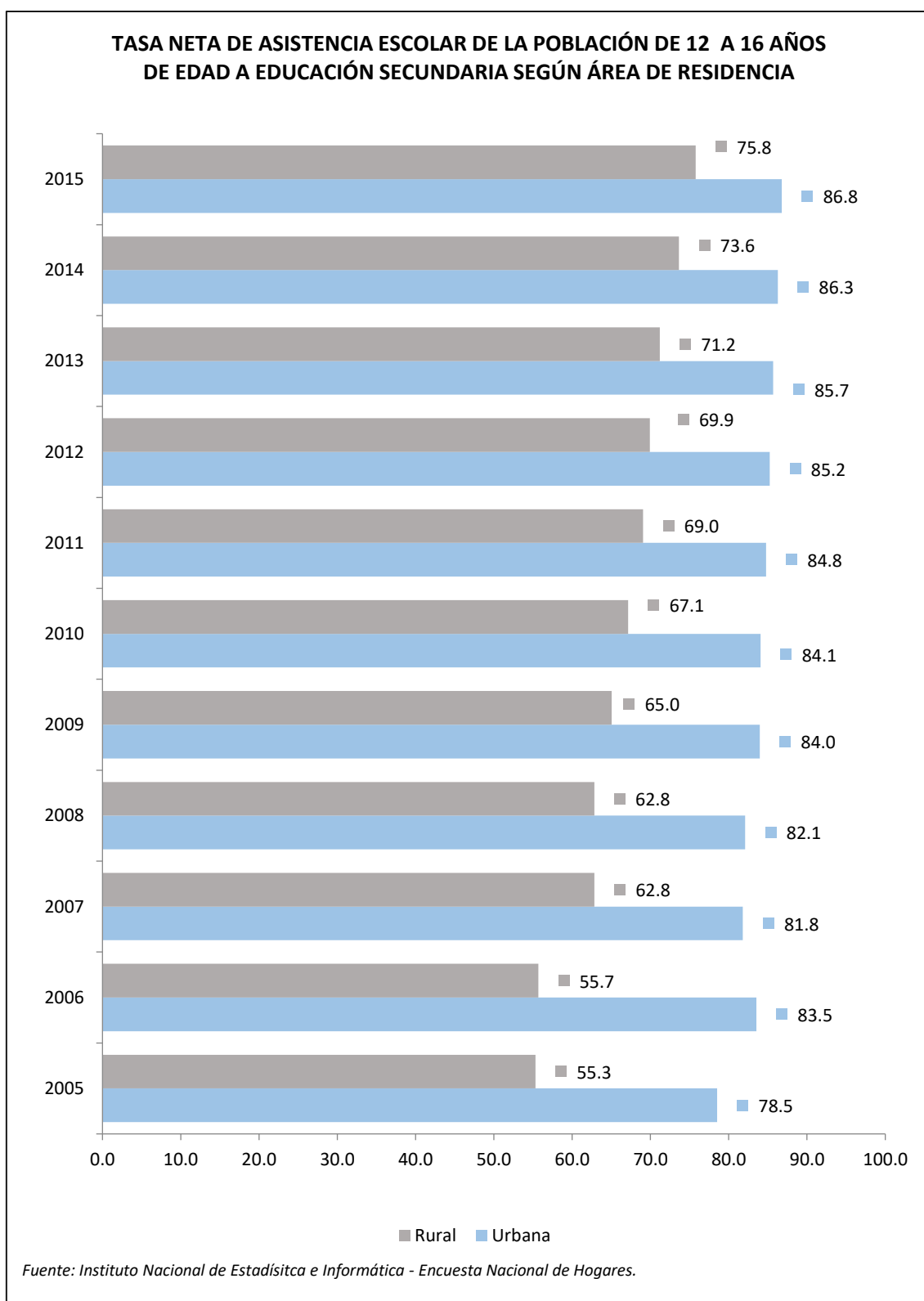
Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

GRÁFICO N°3.11: TASA NETA DE ASISTENCIA ESCOLAR DE LA POBLACIÓN DE 12 A 16 AÑOS DE EDAD A EDUCACIÓN SECUNDARIA SEGÚN SEXO



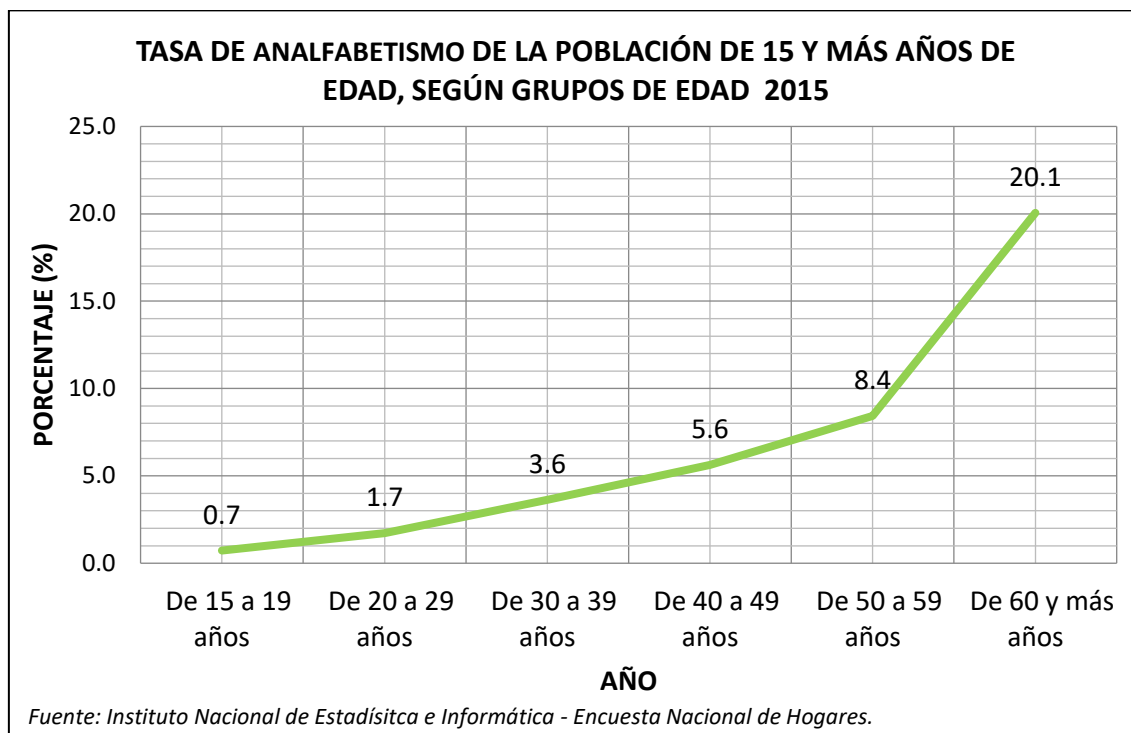
Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

GRÁFICO N°3.12: TASA NETA DE ASISTENCIA ESCOLAR DE LA POBLACIÓN DE 12 A 16 AÑOS DE EDAD A EDUCACIÓN SECUNDARIA SEGÚN ÁREA DE RESIDENCIA



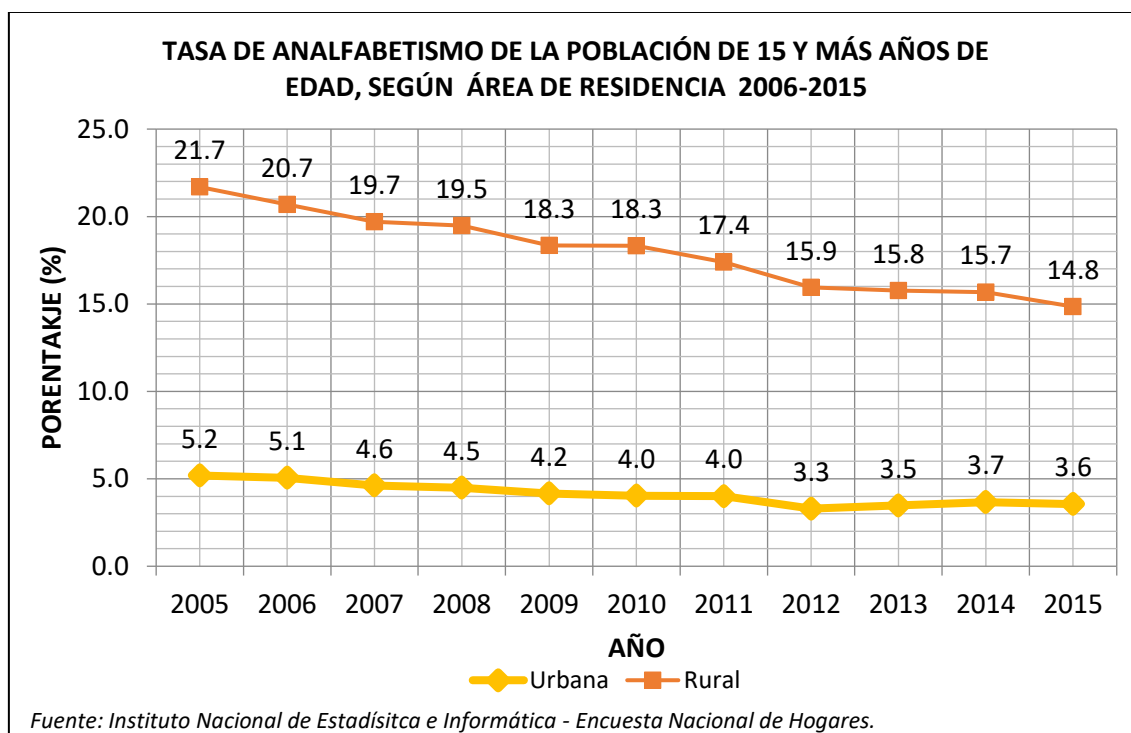
Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

GRÁFICO N°3.13: TASA DE ANALFABETISMO DE LA POBLACIÓN DE 15 Y MÁS AÑOS DE EDAD, SEGÚN GRUPOS DE EDAD 2015



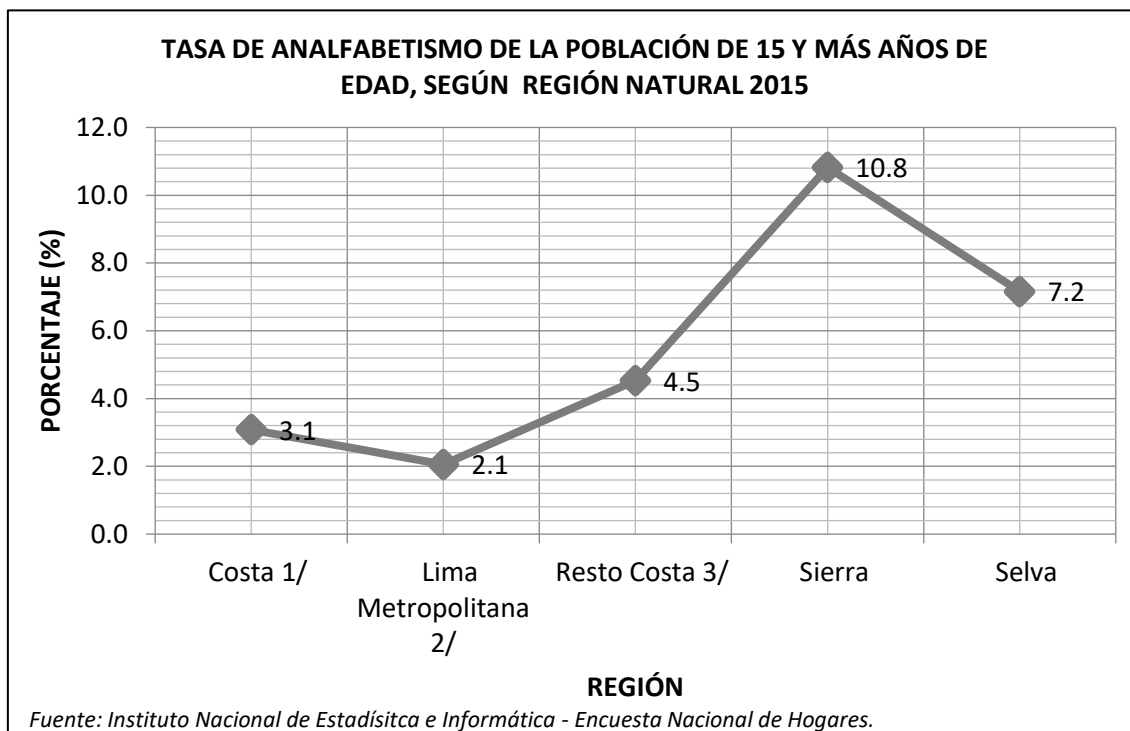
Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

GRÁFICO N°3.14: TASA DE ANALFABETISMO DE LA POBLACIÓN DE 15 Y MÁS AÑOS DE EDAD, SEGÚN ÁREA DE RESIDENCIA 2006-2015



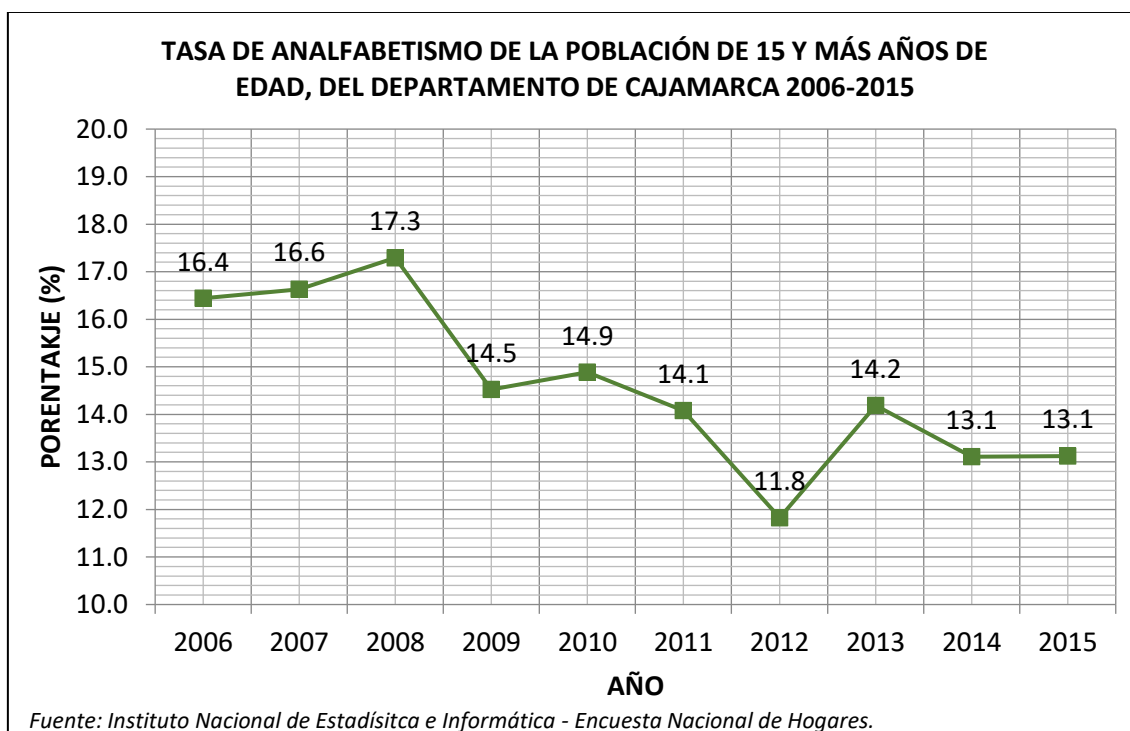
Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

GRÁFICO N°3.15: TASA DE ANALFABETISMO DE LA POBLACIÓN DE 15 Y MÁS AÑOS DE EDAD, SEGÚN REGIÓN NATURAL 2015



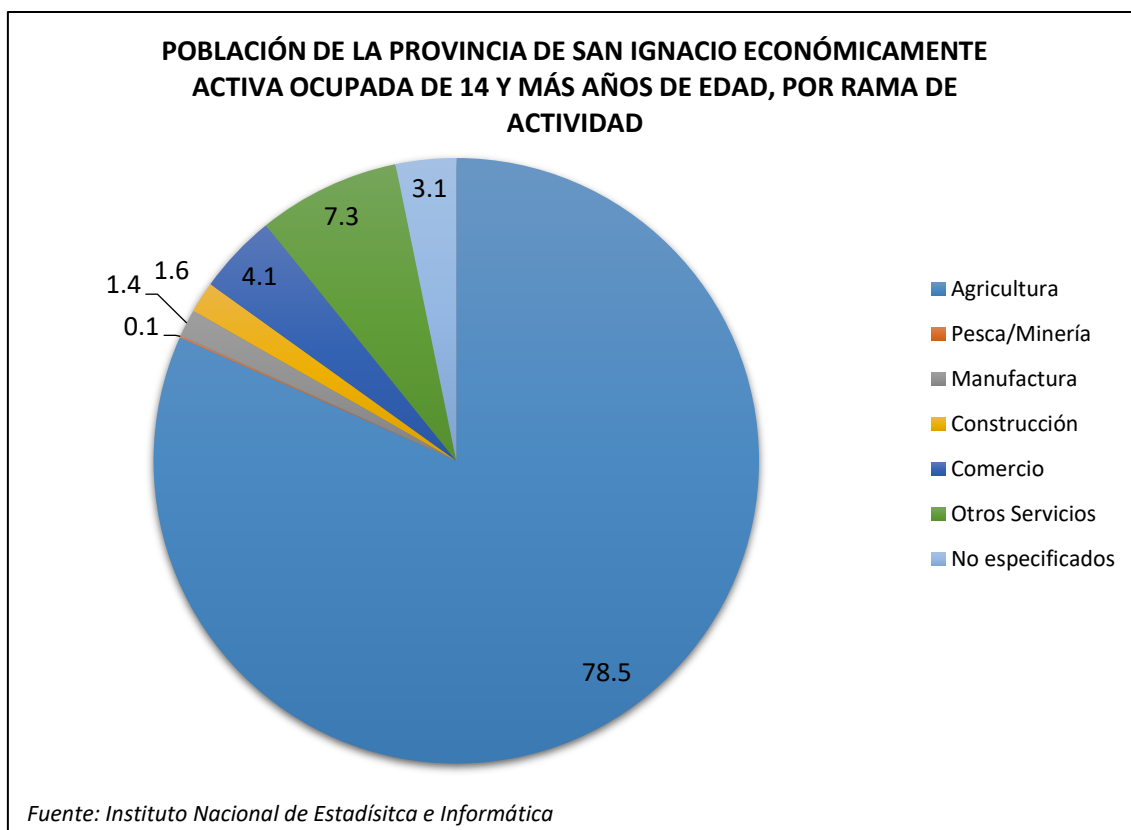
Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

GRÁFICO N°3.16: TASA DE ANALFABETISMO DE LA POBLACIÓN DE 15 Y MÁS AÑOS DE EDAD, DEL DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA 2006-2015



Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

GRÁFICO N°3.17: TASA DE ANALFABETISMO DE LA POBLACIÓN DE 15 Y MÁS AÑOS DE EDAD, DEL DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA 2006-2015



Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática

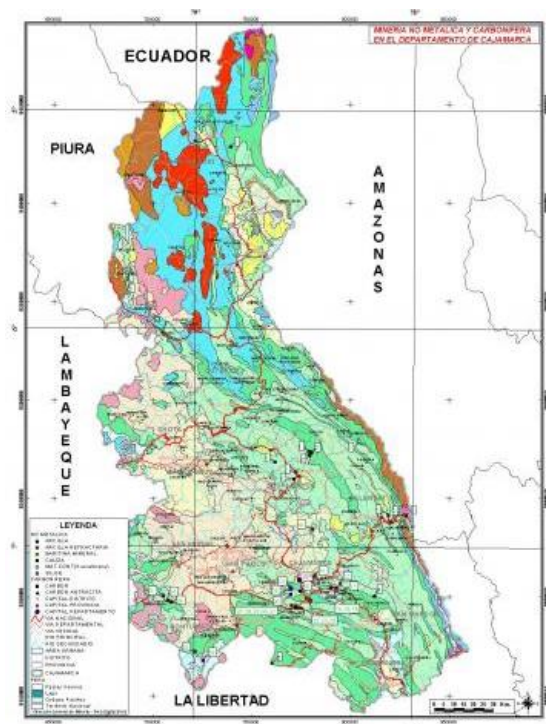
ANEXO N°04: FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFÍA N°4.1: UBICACIÓN DEL DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA EN EL PERÚ



Fuente: images.mapsofworld.com/wp-content/uploads/2011/09/mapa-politico-del-peru1.jpg

FOTOGRAFÍA N°4.2: DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA



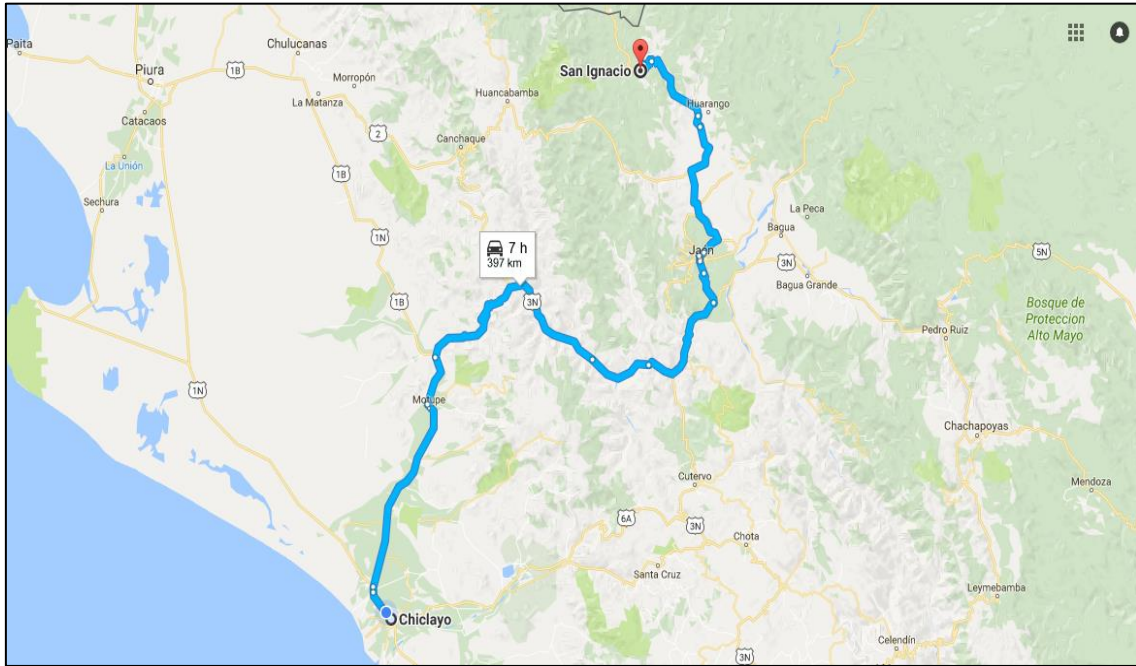
Fuente: www.map-peru.com/mapa/Cajamarca/581_mineria-no-metalica-y-carbonifera-en-cajamarca.jpg

FOTOGRAFÍA N°4.3: PROVINCIA DE SAN IGNACIO



Fuente: www.perutoptours.com/jpg/06ca/mapa_provincia_san_ignacio.jpg

FOTOGRAFÍA N°4.3: RUTA CHICLAYO-SAN IGNACIO



Fuente: Google Maps

FOTOGRAFÍA N°4.4: UBICACIÓN DEL PROYECTO



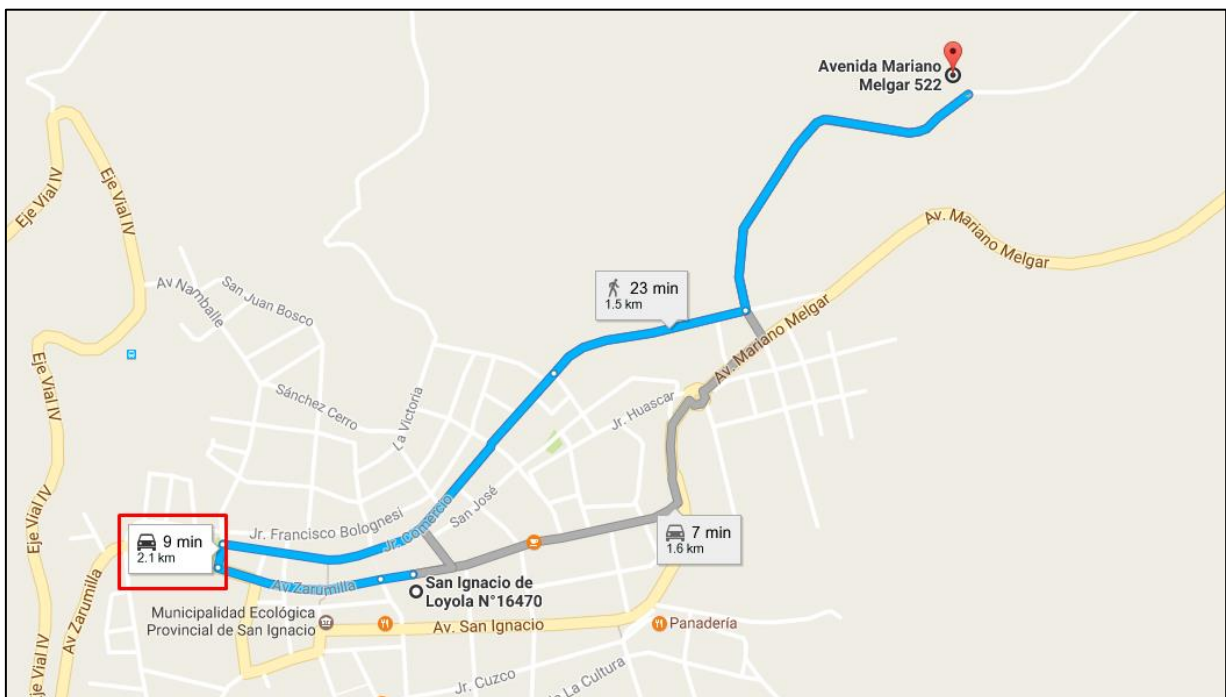
Fuente: Google Maps

FOTOGRAFÍA N°4.5: RUTA A PIE DESDE EL COLEGIO SAN IGNACIO DE LOYOLA N°16470 A ZONA DE ESTUDIO



Fuente: Google Maps

FOTOGRAFÍA N°4.5: RUTA VEHICULAR DESDE EL COLEGIO SAN IGNACIO DE LOYOLA N°16470 A ZONA DE ESTUDIO



Fuente: Google Maps

**FOTOGRAFÍA N°4.6: INFRAESTRUCTURA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA
SAN IGNACIO DE LOYOLA – MÓDULOS ANTIGUOS**



Fuente: Elaboración Propia

**FOTOGRAFÍA N°4.7: INFRAESTRUCTURA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA
SAN IGNACIO DE LOYOLA – MÓDULOS NUEVOS**



Fuente: Elaboración Propia

**FOTOGRAFÍA N°4.6: REUNIÓN CON EL DIRECTOR DE LA INSTITUCIÓN
EDUCATIVA SAN IGNACIO DE LOYOLA**



Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍA N°4.8: MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE SAN IGNACIO



Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍA N°4.9: ENTRADA AL TERRENO

Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍA N°4.10: LOSA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SAN IGNACIO DE LOYOLA HECHA DE QUINCHA

Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍA N°4.11: BARANDAS DE LA INSTITUCIÓN EMPOTRADAS A LA COLUMNA



Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍA N°4.12: VIGAS HECHAS DE QUINCHA



Fuente: Elaboración Propia

**FOTOGRAFÍA N°4.12: DESPRENDIMIENTO DEL ENLUCIDO DE LAS VIGAS
HECHAS DE QUINCHA**



Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍA N°4.13: VISITA A LA ZONA DE ESTUDIO



Fuente: Elaboración Propia