



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**Análisis y Diseño Sismorresistente de la Institución Educativa N°1610 del Centro
Poblado Rinconada, Distrito de Santa-Chimbote- ANCASH, 2021**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE :
INGENIERO CIVIL**

AUTORES:

Centeno Rios, Geraldine Solansh (orcid.org/: 0000-0002-0868-5142)
Rodriguez Mendoza, Rod Anthony (orcid.org/: 0000-0002-2562-9978)

ASESOR:

Mg. Villar Quiroz, Josualdo Carlos (orcid.org/: 0000-0003-3392-9580)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico Y Estructural

LÍNEA DE RESPONSABILIDAD SOCIAL UNIVERSITARIA:

Apoyo a la reducción de brechas y carencias en la educación
en todos sus niveles

TRUJILLO – PERÚ

2021

DEDICATORIA

A Dios y a mi madre por su apoyo incondicional.
A mi hijo, el motor de mi vida que hizo esto posible.
Y a mi abuelo por ser mi gran ejemplo.

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Cesar Vallejo por ser mi alma mater de estudios, a ingenieros profesionales, Josualdo Carlos villar Quiroz y Luis Cerna Rondón, por su constante asesoramiento.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Dedicatoria	i
Agradecimiento	ii
Resumen	iii
Abstract	iv
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Realidad problemática	1
1.2. Planteamiento del problema.	4
1.3. Justificación	4
II. Marco Teórico	6
III. Metodología	23
3.1. Tipo y diseño de investigación	23
3.1.1. Tipo de investigación:	23
3.2. Variables y operacionalización	24
3.3. Población, muestra, muestreo, unidad de análisis	25
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	25
3.5. Procedimiento	27
3.6. Método de análisis de datos	28
IV. RESULTADOS	29
4.1. Estudios Básicos de Ingeniería	29
4.1.1. Antecedente del estudio de mecánica de suelos	29
4.1.2. Características del suelo de fundación	29
4.1.3. Condiciones de cimentación	31
4.2. Diseño arquitectónico	32
4.2.1. Concepción general	32
4.2.2. Entorno urbano	32

4.2.3.	Descripción arquitectónica	34
4.3.	Estructuración y predimensionamiento	47
4.3.1.	Reglamento y normas empleadas	47
4.3.2.	Materiales empleados	48
4.3.3.	Criterios de estructuración	48
4.3.4.	Predimensionamiento de elementos estructurales	48
4.4.	Análisis sísmico	49
4.4.1.	Análisis del Modelo estructural	49
4.4.2.	Cargas de diseño	51
4.4.3.	Análisis sísmico	54
4.4.3.1.	Peligro sísmico	54
4.4.3.2.	Características del edificio	54
4.4.3.3.	Análisis sísmico estructural	55
4.4.3.4.	Análisis sísmico estático	55
4.4.3.5.	Análisis sísmico dinámico modal espectral	57
4.4.4.	Validación de la estructura	59
4.4.4.1.	Sistema estructural	59
4.4.4.2.	Irregularidades estructurales en altura	60
4.4.4.3.	Irregularidades estructurales en planta	61
4.4.4.4.	Restricciones a la irregularidad	62
4.5.	Diseño de Elementos Estructurales	62
4.5.1.	Diseño de columnas	62
4.5.1.1.	Diseño pro Flexo-Compresión	63
4.5.1.2.	Verificación sección y refuerzo de columna (columna fuerte-viga débil)	63
4.5.1.3.	Diseño por corte:	65
4.5.2.	Diseño de vigas	66

4.5.2.1. Diseño por flexión	68
4.5.2.2. Diseño por cortante	68
4.5.3. Diseño de losa aligerada y losa maciza	70
4.5.3.1. Diseño del techo plano – primer piso	70
4.5.3.2. Diseño por Corte	72
4.5.3.3. Diseño por flexión	73
4.5.3.4. Deflexiones	74
4.5.4. Diseño del techo inclinado (loza maciza $e=0.15m$)	74
4.5.4.1. Diseño por corte	75
4.5.4.2. Diseño por Flexión	75
4.5.5. Diseño de muros estructurales	76
4.5.5.1. Diseño por Flexo compresión	77
4.5.5.2. Diseño por cortante	78
4.5.6. Diseño de Escaleras	80
4.5.6.1. Generalidades	80
4.5.6.2. Diseño por resistencia a Flexo-Compresión	83
4.5.6.3. Diseño por flexión	83
4.5.7. Diseño de la cimentación	84
4.5.7.1. Generalidades	85
4.5.7.2. Diseño por servicio (dimensiones en planta)	85
4.5.7.3. Diseño por resistencia	87
V. DISCUSIÓN	91
VI.CONCLUSIONES	93
VII. RECOMENDACIONES	95
REFERENCIAS	
ANEXOS	

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Sobrecargas	18
Tabla 2: peralte para losas aligeradas	19
Tabla 3: Peralte de losa maciza	19
Tabla 4: predimensionamiento de columnas	21
Tabla 5: factores de zona	23
Tabla 6: perfil de los suelos	24
Tabla 7: factor de suelo	24
Tabla 8: periodos del suelo	24
Tabla 9: factores de importancia	26
Tabla 10: coeficiente básico de reducción	27
Tabla 11: factores de irregularidades en altura	28
Tabla 12: factores de irregularidades en planta	29
Tabla 13: restricciones de irregularidades	30
Tabla 14: ecuación general de diseño por resistencia última	32
Tabla 15: combinación de diseño	32
Tabla 16: factor de reducción de resistencia	32
Tabla 17: instrumentos y variables	38
Tabla 18: condiciones de cimentación	43
Tabla 19: distribución en altura del cortante basal (dirección larga xx)	67
Tabla 20: distribución en altura del cortante basal (dirección corta yy)	67
Tabla 21: frecuencias, periodos y masas efectivas	68
Tabla 22: desplazamientos máximos producidos en la estructura	70
Tabla 23: condiciones de pisos blando	71
Tabla 24: momento nominal de la columna, extremo superior	75
Tabla 25: momento nominal de la columna, extremo inferior	75
Tabla 26: resistencias probables en flexión	77
Tabla 27: sollicitaciones máximas de diseño	87
Tabla 28: momentos nominales de la placa P-1	88
Tabla 29: profundidades del bloque a compresión	89

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: deformación de una viga sometida a flexión	20
Figura 2: factores normativos de un espectro de respuesta	22
Figura 3: zonificación sísmica del territorio peruano	23
Figura 4: respuesta espectral	25
Figura 5: ubicación y localización del predio	45
Figura 6: Planta general de distribución primer nivel	46
Figura 7: Planta general de distribución segundo nivel	47
Figura 8: Planteamiento general de distribución de techos	48
Figura 9: Modulo 1, distribución arquitectónica, primer piso	49
Figura 10: Modulo 1, distribución arquitectónica, segundo nivel	50
Figura 11: Modulo 2, distribución arquitectónica, primer piso	51
Figura 12: Modulo 2, distribución arquitectónica, segundo piso	52
Figura 13: Modulo 1 y 2, corte arquitectónico A-A	53
Figura 14: Modulo 1 y 2, corte arquitectónico B-B,	53
Figura 15: Modulo 1 y 2, corte arquitectónico C-C	54
Figura 16: Modulo 1 y 2, corte arquitectónico D-D	54
Figura 17: Modulo 1 y 2, corte arquitectónico E-E	55
Figura 18: Escalera, Planta primer piso	55
Figura 19: Escalera, Planta segundo nivel	56
Figura 20: Escalera, Corte A-A	56
Figura 21: Escalera, corte B-B	57
Figura 22: Conexión puente metálico con escalera y modulo 2	57
Figura 23: Puente, detalles metálicos	58
Figura 24: vista de planta típica de la edificación. Se aprecia diafragma del primer y segundo techo del Módulo 2.	61
Figura 25: carga permanente de elemento sobre losas	62
Figura 26: carga permanente de tabiquería	63
Figura 27: carga viva de piso	64
Figura 28: carga viva de techo	64
Figura 29: peso sísmico por techo	66
Figura 30: cálculo del cortante que toman los muros (dirección larga y corta)	71

Figura 31: sección transversal 35x60cm, columna C-2	73
Figura 32: etiqueta de vigas del primer techo	78
Figura 33: etiquetas de vigas del techo inclinado	78
Figura 34: envolvente de momentos	79
Figura 35: envolvente de cortantes	80
Figura 36: envolvente de cortantes (inelástico)	81
Figura 37: modelo estructural losas del primer techo	82
Figura 38: estados de cargas consideradas en el diseño de losas – primer techo	83
Figura 39: envolventes de cortantes (kg)	84
Figura 40: envolvente de momentos y refuerzo requerido en las secciones criticas de momento	84
Figura 41: modelo tridimensional de losa inclinada	85
Figura 42: distribucion fuerza cortante en la direccion xx	86
Figura 43: distribucion fuerza cortante en la direccion yy	86
Figura 44: verificacion de momento a lo largo del eje xx	86
Figura 45: verificacion de momento a lo largo del eje yy	87
Figura 46: sección transversal placa P-1	87
Figura 47: propuesta refuerzo P-1	88
Figura 48: Escalera, modelo tridimensional	92
Figura 49: Carga permanente sobre losas macizas	92
Figura 50: Sobrecarga aplicada al primer techo y elementos de escalera	93
Figura 51: Sobrecarga aplicada al segundo techo	93
Figura 52: Diseño por resistencia a flexo-compresión	94
Figura 53: Cuantía de vigas peraltadas	94
Figura 54: modelo de cimentación considerada y cargas permanentes	96
Figura 55: combinaciones según E.060	96
Figura 56: distribución de presiones bajo acción de cargas de gravedad	97
Figura 57: distribucion de prsiones bajo accion de cargas de gravedad y sismo	98
Figura 58: reporte de momentos de diseño eje H	99
Figura 59: reporte de momentos de diseño eje O	99
Figura 60: reporte de momentos de diseño eje 1	100
Figura 61: reporte de momentos eje 5	100

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: espectro de respuesta (dirección larga xx)	69
Gráfico 2: espectro de respuesta (dirección corta yy)	69
Gráfico 3: iteración entre la demanda sísmica y demanda nominal	74
Gráfico 4: curva de resistencia a flexión P-1	89

RESUMEN

Este proyecto de investigación tiene como finalidad de realizar el diseño estructural de la institución educativa, teniendo en cuenta la distribución y disponibilidad arquitectónica, de tal forma que el edificio no supere las demandas y/o verificaciones de un planteamiento estructural del tipo regular. El diseño que se utiliza en esta investigación es no experimental – descriptivo. Se realizó el análisis empleando los métodos estáticos y dinámicos, mediante el software de diseño estructural, ETABS. El análisis estructural cumple con todos los lineamientos estipulados por la norma Técnica E.030-2019 Diseño Sismo resistente. Además, la respuesta estructural que otorga la rigidez del edificio, es inferior a la deriva máxima aceptada a la norma mencionada, es decir la distorsión máxima calculada es de $0.0035 \leq 0.007$ radianes para estructuras de concreto armado destinadas al funcionamiento escolar. Se realizó el diseño de concreto armado, de todos los elementos estructurales que conforman el esqueleto estructural, tal diseño fue elaborado empleando el software ETABS y Safe para el diseño de cimentación. El diseño general obedece principalmente a la filosofía brindada por la Norma Técnica Peruana E.060-2009, quien señala que todo elemento deberá diseñarse para soportar cargas propias del edificio, como fuerzas generadas por la acción sísmica severa.

Palabras claves: Análisis, diseño, estructural

ABSTRACT

The purpose of this research project is to carry out the structural design of the educational institution, taking into account the distribution and architectural availability, in such a way that the building does not exceed the demands and/or verifications of a regular structural approach. The design used in this research is non-experimental - descriptive. The analysis was carried out using the static and dynamic methods, using the structural design software, ETABS. The structural analysis complies with all the guidelines stipulated by the Technical Standard E.030-2019 Earthquake Resistant Design. In addition, the structural response provided by the rigidity of the building is less than the maximum drift accepted to the mentioned standard, that is, the maximum calculated distortion is $0.0035 \leq 0.007$ radians for reinforced concrete structures intended for school operations. The reinforced concrete design was carried out, of all the structural elements that make up the structural skeleton, such a design was elaborated using the ETABS and Safe software for the foundation design. The general design obeys mainly the philosophy provided by the Peruvian Technical Standard E.060-2009, which states that every element must be designed to support the building's own loads, such as forces generated by severe seismic action.

Keywords: Analysis, design, structural

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

A mediados del siglo XXI, en diferentes partes del mundo se han presentado sismos de mayor magnitud originando daños irreversibles en las estructuras. Por otra parte, el territorio peruano se localiza en la beta sísmica, al igual que México, Chile y Japón, etc., encontrándonos expuestos para recibir grandes liberaciones de energía, a causa de los constantes movimientos de las placas tectónicas. (Predes, 2016).

En España, el continente europeo, los últimos 10 años se edificó una de las más grandes construcciones del mundo conocido como la Torre espacio de Madrid, el proyecto con más importancia por poseer 249 metros de altitud y contar con 56 pisos, su ubicación es en Madrid, siendo considerada una estructura representativa por su tamaño, como un país desarrollado hace notar y recalca el perfil que los identifica. Hoy en día; estas obras estructurales en el continente europeo y en algunos otros continentes son muy comunes. (Sader, 2019)

el territorio peruano se ubica en la central beta sísmica, es decir la mayor parte de la población está expuesta al peligro de cualquier evento telúrico dinámico; puntualmente la Región de "Ancash" que esta embebida dentro de las llegadas fenomenales, así como temblores, volcanes, terremotos, huaicos, etc.; cabe indicar que la gran mayoría de estos fenómenos de distinta magnitud, son las raíces que vulneraron las construcciones de uso escolar, generando fisuras, grietas, perdida de resistencia y en algunas el colapso definitivo de la estructura. Además de la cantidad de heridos y de personas dañadas de manera psicológica, en los escolares, quedando sin un sitio de estudios, las consecuencias son muchísimas en una construcción escolar.

Realmente es triste que, al iniciar una eventualidad de fenómenos naturales, las primeras en derrumbarse serían las construcciones escolares. De acuerdo al sentido común, es de suponerse, por ley, que las edificaciones escolares tienen la capacidad de soportar la probable e inesperada actividad de la naturaleza. Las

instituciones educativas tienen la función de ser en casos de emergencia centros de refugio, ¿Cómo es factible que las construcciones escolares estén totalmente destruidas o sin utilización en momentos de emergencia, si tendrían que ser las estructuras adecuadamente construidas, con mayor resistencia y conservadas de la mejor manera?

En las edificaciones, la alta vulnerabilidad que se dan con fines educativos, se ha demostrado de forma reiterativa (mundialmente) por grandes daños visualizados en eventos naturales anteriores, especialmente, eventos de tipología sísmica. En las últimas décadas han fallecido miles de escolares mientras estaban en su institución educativa, la responsabilidad se da muchas veces en aquellas personas que no aplicaron los conocimientos técnicos, criterios normativos, como también estudios básicos de la ingeniería que son aquellos que definen las posibilidades próximas de cada fenómeno.

Realizando un modelo tridimensional mediante los criterios de la ingeniería estructural para aquellas edificaciones próximas, se prevé situaciones originadas por los fenómenos naturales, teniendo un fin, que es el de cumplir su función y la seguridad en la estructura en unión a las normativas vigentes que se extienden mediante parámetros sísmicos y de zonificación.

Rodríguez, 2018 en su investigación denominada “diseño sísmico comparativo de estructuras educativas del distrito de Ica”, quien en su análisis considero dos sistemas estructurales, de pórticos armados y un sistema de albañilería confinada, lo cual rescato que los pórticos proporcionan mayor comportamiento estructural ante cualquier fuerza sísmica externa.

La institución educativa que se analizara, tiene una configuración de estilo arquitectónico rectangular. La estructura consta de dos módulos de dos niveles cada uno, alturas de 3.20 m de entrepiso, también cuenta con pasadizo y voladizo lateral. Las columnas, vigas y placas son de sección transversal (rectangular), los techos del primer piso son planas horizontales y a dos aguas el techo último. En las

aulas, los tabiques de albañilería fueron los encargados e la división de aulas, la cual, en el modelo estructural, solo se consideró conveniente el agregado del peso. Sánchez, 2015 en su investigación reconocida como “evaluación sísmica de escuelas” cuyo objetivo fue determinar el nivel sísmico de vulnerabilidad, con muestras representativas de instituciones educativas de la propia localidad de Santiago de Cali. El investigador desarrollo un planteamiento cualitativo con detalle de análisis y evaluación de observación directa. El investigador aporto como resultado que más del 56% de estructuras educativas constituyen a una vulnerabilidad alta, mientras que el 16% posiblemente pueden ser reparadas mediante reforzamientos que indiquen a mayores ensayos y evaluaciones de estabilidad, por otro lado, esta investigación afirma que las instituciones educativas de Cali, están mal diseñadas.

(Norabuena, 2012) realizo una tesis denominada “nivel sísmico de vulnerabilidad presentadas en las estructuras educativas del distrito de Pativilca Provincia de Barranca, Lima-2012”. Curo objetivo fue identificar el grado de vulnerabilidad sísmica que presentan las instituciones educativas. El investigador utilizo una metodología de observación directa, abogada por el método de Benedetti y Petrini, las cuales es gestionada por porcentaje de vulnerabilidad mediante índices numéricos que están en función a las características propias de la estructura. Finalmente, el autor concluye que las estructuras educativas tienen una vulnerabilidad alta, debidamente al tiempo de servicio y forma de construcción, ya que han sido construidas sin el manto técnico de diseño, es decir, sin los criterios normativos establecidos.

Determino en su tesis el desempeño sismorresistente de la edificación correspondiente al módulo “B” de la estructura universitaria nacional de Cajamarca, la cual tuvo como resultado; que el índice de daño ocurrido en la estructura es debido al proceso constructivo ya que se diferencia de moderado he elevado ante la presencia de cualquier sismo, además manifiesta que las estructuras sufrirán grietas sus elementos, sin embargo, ante un muy raro sismo, la construcción colapsara, debido que las columnas perderán su capacidad de carga. (Bardales, 2010).

(Mosqueira, 2012), en su título de tesis denominada “evaluación del riesgo sísmico de las estructuras universitarias de la nacional de Cajamarca de la escuela de ingeniería”. El autor encontró como resultado que, la estructura de la escuela de ingeniería presenta vulnerabilidad alta, debido a al comportamiento sísmico que ofrece la estructura, además el estado de conservación se encuentra en mal estado, esto significa que la estructura posee alto peligro sísmico, también debido a la zona que tiene alta sismicidad. Consecuentemente ante la presencia de un evento sísmico, la estructura de ingeniería, en ambas direcciones de análisis sufrirían mayores desplazamientos relativos de entrepiso que 0.007 radianes.

1.2. Planteamiento del problema.

¿Cuál es el diseño sismorresistente de la institución educativa N° 1610, Distrito de Santa – Chimbote - Ancash, 2021?

1.3. Justificación

Justificación General

El vigente proyecto de investigación se origina con la necesidad de saber las diferencias que hay en el diseño de estructuras de la construcción estudiada usando el software Etabs, de igual forma nos ayudará para obtener un modelo de estructura de una construcción, concluyendo que el software es el más viable en su economía, rapidez y seguridad para el diseño de futuras generaciones, teniendo en cuenta el reglamento nacional de edificaciones. Asimismo, las conclusiones halladas en esta investigación, nos servirá para realizar un correcto diseño estructural teniendo un impacto social sobre la población, sobre todo en escolares y docentes, ya que al saber que las edificaciones son seguras, desaparecerá la preocupación que sufre la población, por otro lado, si la conclusión que se llega en la construcción es no ser seguras, se optara por tomar acciones para respaldar la seguridad como realizando un reforzamiento estructural.

Justificación practica

La vigente investigación se elabora con el propósito de demostrar un concepto básico y avanzado de diseño estructural en base al análisis sísmico, que en un generado tiempo se pueda ejecutar y ser utilizado como la Institución Educativa N°

1610. Este proyecto favorecerá a una gran cantidad de estudiantes y profesores de la Institución Educativa, puesto que, con la existencia de una Institución Educativa implementada correctamente; la educación será de calidad, los estudiantes serán más competitivos y a su vez la reputación de la Institución Educativa será mejor. Asimismo, a los profesionales dedicados al rubro estructural, permitiendo elevar el grado de seguridad referidos al diseño de construcciones.

Justificación teórica

El proyecto de investigación se justifica que, todo diseño estructural de cualquier edificación debe adaptarse a los lineamientos de las normas actuales del RNE, por lo tanto, serían diseñados por intermedio del uso de software actuales a la tecnología.

Justificación metodológica

En la ejecución de la presente investigación, referente a la metodología, en primera instancia se gestiona el estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación, esto con el propósito de obtener valores sísmicos reales de la zona. referente a la distribución arquitectónica se realiza en función a las necesidades y con el implemento del software AutoCAD. Consecuentemente el diseño sísmico estructural se realiza mediante los complementos tridimensionales otorgados por el software Etabs, esto con el fin de realizar y encontrar la respuesta sísmica que ofrece la estructura, es decir, hallar los esfuerzos internos, cortantes, momentos, deformación, desplazamientos máximos, etc. Puesto que, para obtener y llegar al diseño final de la estructura, se utilizarán las normas técnicas peruanas vigiladas por el reglamento nacional de edificaciones (RNE).

Hipótesis

El análisis estructural y diseño sismorresistente de la I.E N° 1610, cumplirá con los parámetros sísmicos establecidos por la norma vigente E.030 y E.060.

Objetivo general:

Realizar el análisis estructural y diseño sismorresistente de la Institución Educativa N°1610, del Centro Poblado Rinconada, distrito de Santa, Chimbote, Ancash.

Objetivos específicos:

- Tramitar información de los estudios básicos de ingeniería.
- Realizar la distribución del diseño arquitectónico.
- Realizar la estructuración manteniendo los espacios arquitectónicos de la Institución Educativa.
- Realizar el análisis tridimensional sísmico estático y dinámico de la estructura educativa.
- Realizar el diseño estructural de Institución Educativa.

II. Marco Teórico

Estudio Básico de Mecánica de suelos

Permite conocer los estratos de suelo donde se cimentará la estructura, la cual dicho estudio brinda valores referentes a los parámetros sísmicos de sitio, parámetros propios de diseño para la subestructura y finalmente ofrece conocer los tipos de materiales a usar en la construcción del proyecto, tanto para la cimentación como para la estructura vertical. Por otro lado, es importante saber que la estructura de fundación es diseñada en función a las capacidades de resistencia que ofrece el terreno, la cantidad de ataques solubles y la capacidad de falla al corte por punzonamiento. (Rodríguez, 2018)

Diseño Arquitectónico

Permite conocer los espacios que se dejará para cada ambiente libre, la cual estará en función a las medias mínimas disponibles por el reglamento, en este diseño se mantendrá la exigencia requerida para distribución de centros educativos del tipo costa (Caballero, 2016). Además, la experiencia tomada por el consultor en realizar la obra, no estarán desapercibidas para su proceso constructivo ni de mala estética.

Estructuración y Sismorresistencia

En el Perú las edificaciones contestan a los movimientos telúricos teniendo en presente a la resistencia estructural ante sismos leves, las cuales no ocasionan mucho daño, puesto que, a la llegada de sismos raros, la respuesta estructural es elevada, es decir, la edificación quedara al margen del colapso. Sin embargo, la solución para evitar el colapso de cualquier estructura, parte desde la simetría, que

es determinada y elaborada desde los lineamientos arquitectónicos. Simetría significa dar rigidez equivalente a ambos ejes de análisis de tiene la estructura, dar conformidad de rigidez, dar el mismo sentido de elementos estructurales, como, columnas, placas, vigas, y diafragmas rígidos. (Blanco, 1991).

Peso y Cargas

Los pesos son incluidos directamente al sistema estructural, si el peso es tabiquería, esto es netamente aislado del contexto estructural. Los pesos son del tipo gravedad, pesos de carga viva, y en ocasiones pesos de viento. Finalmente, al aplicar criterios normativos, encontraremos los pesos sísmicos, que son denominadas fuerzas externas de diseño. (Cruz y Diéguez, 2015)

Según E.020 Norma de Cargas, señala los pesos que de deben considerar en el análisis y diseño de las estructuras, ya que estas se diseñaran según los pesos que caen sobre cada elemento del cascaron estructural, tal como se indica e la tabla siguiente.

Tabla 1: Sobrecargas

OCUPACION O USO	CARGAS REPARTIDAS (kgf/m ²)	OCUPACION O USO	CARGAS REPARTIDAS (kgf/m ²)
Almacenaje	500	Instituciones penales	
Baños	300	Celdas y habitaciones	200
Bibliotecas		Zona publica	De acuerdo a lugares de asamblea
Salas de lectura	300	Corredor y escalera	400
Sala almacenaje con estante móvil	750	Lugares de asamblea	
Corredor y escaleras	400	Con asiento fijo	300
Centro de educacion		Con asiento movil	400
Aulas	250	Salon de baile, restaurante, museo, gimnasio y vestibulos de teatro y cine	400
Talleres	350	Graderías y tribuna	500
Auditorio, gimnasio	De acuerdo a lugares de asamblea	Corredor y escalera	500
Laboratorio	300	Oficinas	
Corredor y escalera	400	Exceptuando salas de archivo y computación	250
Garajes		Salas de archivo	500
Parqueo vehiculos de pasajeros	250	Salas de computacion	250
Hospitales		Corredor y escalera	400
Salas operación, laboratorios y zona de servicio	300	Teatros	
Cuartos	200	Vestidores	200
Corredor y escalera	400	Cuarto de proyeccion	300
Hoteles		Escenario	750
Cuartos	200	Zona pública	De acuerdo a lugares de asamblea
Salas publicas	De acuerdo a lugares de asamblea	Tiendas	500
Almacenaje y servicios	500	Corredor y escalera	500
Corredor y escalera	400	Viviendas	200
		Corredor y escalera	200

Fuente: Norma E.020 Cargas

Predimensionamiento de Elementos Estructurales

Teniendo la distribución de ambientes arquitectónicos, el siguiente paso consiste en distribuir adecuadamente los elementos estructurales, así como; columnas, placa, vigas, losas, etc., estos elementos tendrán una sección rectangular o circular, según sea el caso; sin embargo, estas dimensiones proporcionadas pueden ser modificadas después del análisis sísmico y diseño del concreto armado. (Quispe, 2015)

Losas o Diafragmas: Llegan hacer aquellos elementos de soporte horizontal, es decir se diseñan a flexión y corte, si las losas son del tipo horizontal, estas garantizaran un desplazamiento equivalente en la estructura, ya que tienen tres grados de libertad por techo, dos en traslación y uno en sentido rotacional. (PUNGAÑA, 2015)

Según E.020, inicialmente los techos aligerados se predimensionaran teniendo en cuenta el espacio libre de luz de diseño, tomadas entre las caras de los elementos verticales, las que están expuestos a las fuerzas externas de sismo.

Tabla 2: peralte efectivo en losas

Peralte (cm)	Luz libre (m)
17 cm	Luces menores de 4m
20 cm	Luces entre 4m y 5m
25 cm	Luces entre 5m y 6m
30 cm	Luces entre 6m y 7m

Fuente: Norma E.020 Cargas

En losas macizas se logrará establecer un valor aproximado, teniendo en cuenta 5 cm menos de espesor a lo designado para losas comunes de aligerado.

Tabla 3: Peralte de losa maciza

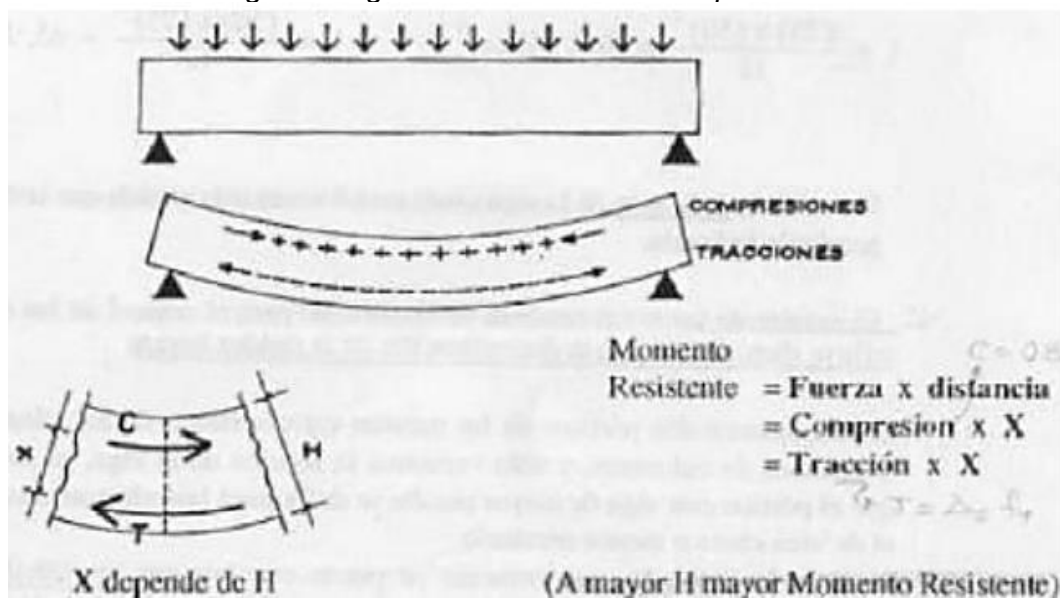
Peralte (cm)	Luz libre (m)
12 o 13 cm	Luces menores de 4m
15 cm	Luces entre 4m y 5m
20 cm	Luces entre 5m y 6m
25 cm	Luces entre 6m y 7m

Fuente: Norma E.020 Cargas

Vigas: son estructuras horizontales o diagonales que permiten resistir las cargas propias de la estructura y cargas originadas por las fuerzas de golpe de momento de las columnas y/o placas, las vigas se diseñan sumamente a flexión y corte, permitir unir todo el cascaron estructural, además recién las cargas las losas y luego las transmiten a los elementos verticales. (Cruz y Diéguez, 2015)

Un elemento tipo viga, puede soportar cartas distribuidas y cargas puntuales. Los pesos de sentido distribuido pueden ser propios de la viga o algún muro tabique, mientras que las cargas puntuales, son de aquellos elementos que se unen perpendicularmente al plano de la viga. (Blanco, 1991)

Figura 1: vigas sometidas al esfuerzo por flexión



Fuente: (Blanco, 1991)

Para el dimensionamiento preliminar de una viga peralta, es conveniente utilizar la regla de 1/10 a 1/12 de la luz libre de diseño, para efectos de elegir el peralte efectivo, mientras que la base puede ser tomado con un ancho no menor que 25 cm, esto se regulara según a demanda de diseño. (Morocho, 2016)

Columnas: son elementos que trabajan sumamente a compresión y son diseñadas para soportar esfuerzos a flexo-compresión y carga axial, más los efectos de corte. Las columnas son elementos verticales que son las encargadas de recibir las

cargas verticales de la estructura, también son las responsables de recibir las cargas externas producidas por los sismos de cualquier magnitud. (Morales, 2006)

Las columnas pueden mantener una sección transversal del tipo rectangular o circular, en algunos casos de sección poligonal, esto dependerá muchas veces de la estética arquitectónica, sin embargo, la sección mínima a considerar no sea menor a los 25cm, o 1000cm² de sección para zonas netamente sísmicas. (Cruz y Diéguez, 2015)

Tabla 4: dimensionamiento preliminar de columnas

Criterio	Ubicación en planta	Área
Placas en 2 direcciones	Centrales	$A=P(\text{servicio})/(0.45f'c)$
Placas en 2 direcciones	Excéntricas y esquineras	$A=P(\text{servicio})/(0.35f'c)$
Sistema aporticado y luces menores a 7m	Centrales, excéntricas y esquineras	$A_{\text{min}}=1000 \text{ o } 2000\text{cm}^2$
Luces mayores a 7m y 8m	Centrales, excéntricas y esquineras	$H_{\text{columna}}=0.70 \text{ o } 0.80 h_{\text{viga}}$

Fuente: (Blanco, 1991)

Muros Estructurales o placas: son elementos que tienen la mayor responsabilidad para dar y garantizar con estabilidad la rigidez lateral de la estructura, además son elementos que se diseñan a flexo-compresión, carga axial y torsión, las placas tienen que ser distribuidas en función a los esfuerzos requeridos por la edificación, los muros permiten contrarrestar los desplazamientos laterales que se producen en la estructura ante la presencia de los sismos. (Cruz y Diéguez, 2015)

Ecuación 1: dimensionamiento manual de placas

$$L_{x,y} = \frac{V_{\text{basal } x,y}}{\phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * t * 0.80}$$

Cimentación: son elementos de soporte de fundación que son las encargadas de recibir todas las cargas verticales y de sismo, transferidas directamente por las columnas y/o placas. La cimentación puede ser de tipo losa de concreto armado,

zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas con vigas de cimentación. El diseño de la cimentación está en función a las solicitaciones de cargas puntuales y características de sitio, es decir, se diseña teniendo en cuenta los valores otorgados por el estudio de mecánica de suelos. (Cruz y Diéguez, 2015)

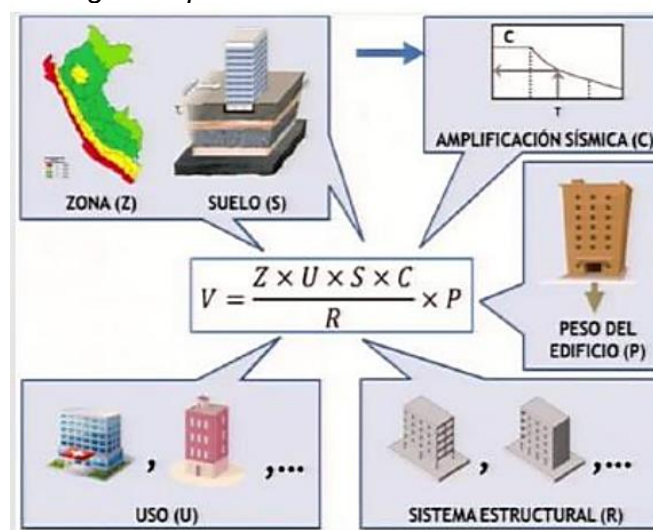
Análisis sísmicos:

El análisis de la estructura consiste en poner a la edificación en los rangos inelásticos, tal como lo estipula la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, el análisis sísmico se consigue siguiendo siguientes pasos que se describen a continuación.

Parámetros Reglamentarios de Sismo

Los valores sísmicos reglamentarios están en función a las características del sitio y la importancia que se le dará a la estructura. Con los valores de parámetros sísmicos conseguidos y el peso total de la estructura se consigue el cortante basal actuante en la base de la estructura. Los valores sísmicos suelen ser otorgados por el especialista encarado del estudio de mecánica de suelos, sin embargo al en el diseño de tendrá en cuenta la cantidad de modos y períodos que gobiernan al contexto estructural (S, TP y TL), además se utilizara un porcentaje de importancia según el tipo de edificación (U), sistema resistencia de la estructura (R) y las obligaciones dinámicas del suelo (T y C).

Figura 2: parámetros normativos de sismo



Fuente: Ing. A Muñoz

a) Zonificación:

El valor de este parámetro depende del mapa geográfico de sismo, donde se ubicará el predio estructural. El porcentaje de gravedad del suelo se presenta en la siguiente tabla, según E.030

Tabla 5: parámetro de zonificación

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: RNE- Norma E.030 Diseño sismorresistente

Figura 3: mapa geográfico de estudio sísmico peruano



Fuente: Norma E.030

b) Factores de geotecnia:

Según E.030 divide a los estratos del terreno en función a las velocidades de propagación que se proceden ante la presencia de los sismos. El valor otorgado para el análisis sísmico estará en función al tipo del suelo donde se cimentará la estructura, puede ser del tipo, blando, rígido, fino, o muy flexible.

Tabla 6: perfil de los terrenos

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: E.030

Tabla 7: valor de estrato

ZONA \ SUELO	SUELO			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: E.030

Tabla 8: tiempos del suelo

	Perfil de Suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T _L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: E.030

c) Factor de amplificación sísmica:

Es el porcentaje que representa a la aceleración gravitacional del suelo, según la plataforma de la zona corta y larga, sin embargo, la zona larga no superara al valor máximo de $c=2.5$

Ecuación 2: definición de la plataforma

$T < T_p$	$C = 2.5$
-----------	-----------

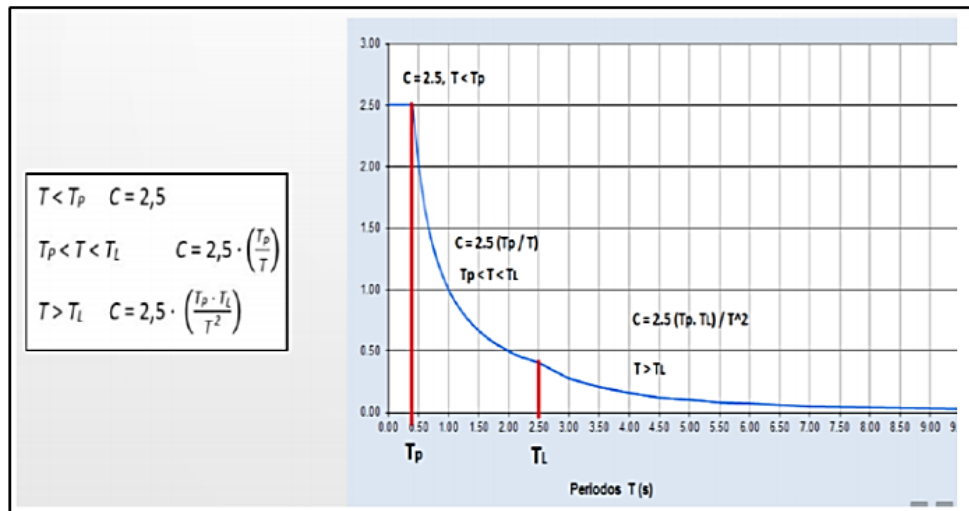
Ecuación 3: segunda condición para definir la plataforma

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

Ecuación 4: tercera condición para definir la plataforma

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

Figura 4: respuesta espectral



Fuente: Ing. Carlos Córdoba

d) Clase e Importancia de la edificación:

Según E.030, clasifica a las estructuras en función a la importancia que tendrá como función de vida útil, además la norma manifiesta que la clasificación de importancia estructura (U) dependerá de las condiciones sísmicas de sitio,

Tabla 9: factores de importancia

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
A Edificaciones Esenciales	<p>A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1.5
B Edificaciones Importantes	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.</p> <p>También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</p>	1.3
C Edificaciones comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falta no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: RNE- Norma E.030 Diseño sismorresistente

e) Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica:

El valor de reducción de fuerza sísmica, es un índice que permite menorar la fuerza cortante de diseño, esto es reducido según el tipo de sistema estructural elegido, puede ser del tipo a porticado, de muros estructurales, de albañilería confinada, etc.

Tabla 10: Índice de reducción de fuerza sísmica

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada y Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: E.030

Irregularidades de la Estructura (I_a y I_p):

Una estructura puede presentar distintas formas o irregularidades geométricas de la forma horizontal en planta o vertical en elevación, las cuales están conceptualizadas en la normativa E.030. El criterio normativo consiste en dar un valor referencial según el tipo de irregularidad, tal valor so superara la unidad.

Tabla 11: factores de irregularidad en elevación

<p>Irregularidad de Rigidez - 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 pueden 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.</p> <p>Irregularidades de Resistencia - Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) 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 pueden 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.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver tabla N°10) Existe 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 superior.</p>	0.50
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene Irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 23, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p>Discontinuidad de los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0.80
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N°10) 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.</p>	0.60

Fuente: E.030

Tabla 12: factores de irregularidad en planta

<p align="center">Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</p>	<p align="center">Factor de Irregularidad Ip</p>
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<p align="center">0.75</p>
<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<p align="center">0.6</p>
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	<p align="center">0.9</p>
<p>Discontinuidad del diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta</p>	<p align="center">0.85</p>
<p>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 menos que 10% de la fuerza cortante del piso</p>	<p align="center">0.9</p>

Fuente: E.030

Tabla 13: restricciones en irregularidades

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 Y A2	4, 3 Y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 Y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: E.030

La siguiente ecuación representa el proceso de determinación final del facto de reducción de fuerzas lateral de sismo

Ecuación 5: facto de reducción

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$$

Método de Fuerzas Laterales Equivalentes

Método también conocido como el análisis sísmico estático, la cual es señalado por la norma técnica E.030. Este método permite conocer la cortante basal mínima de diseño con la cual se tendrá que diseñar los elementos estructurales y verificar los periodos principales de la estructura. La acción sísmica se evalúa según la expresión adjunta, la cual involucra todos los parámetros sísmicos de diseño.

Ecuación 6: cortante basal

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

Ecuación 7: periodo fundamental

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Método dinámico modal espectral

Este método consiste en realizar una combinación espectral de resultados potenciales, la cual permite conocer los desplazamientos reales de la estructura, además este método es reglamentado por las normas peruanas de diseño estructural, ya que en ella se involucran todos los parámetros sísmicos dados por el estudio mecánica de suelos según la correspondencia de la zona. Con este método se consigue el diseño último de todos los elementos verticales y horizontales. (Abreu y Estrada, 2015)

Cabe recalcar que este tipo de análisis no está limitado para la evaluación de respuesta de cualquier estructura, es decir, se aplica para diversa edificación de diferentes alturas y diferentes zonas sísmicas

Los periodos fundamentales de movimiento dinámico dependen de la masa estructural y rigidez lateral que ofrece la edificación, por cada nivel de diafragma se obtendrán tres grados de libertad, la cual equivale a tres modos de vibración libre por techo, dos en traslación y uno en sentido rotacional.

- **Aceleración espectral:**

Según Norma E.030, indica que el espectro inelástico se determina con la siguiente ecuación, la cual integra todos los parámetros sísmicos de diseño

Ecuación 8: espectro de respuesta

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

Diseño Estructural de Concreto Armado

De denominado concreto de diseño o armado, a la adherencia del concreto y el acero corrugado, el concreto es alto a la compresión en su propiedad de resistencia, en cambio el acero es alto en tracción en su resistencia. Esta mezcla se utiliza efectivamente para el armado de elementos estructurales. (McCorpac y Brown, 2011)

El diseño estructural tiene como uno de sus objetivos dar resistencia y ductilidad a todos los elementos estructurales para soportar cargas propias de la estructura y de las mismas fuerzas externas provocados por el sismo. (Prieto, 2015)

Consideraciones de diseño

Tenemos la ecuación general correspondiente al diseño sísmico de elementos estructurales diseñadas por resistencia ultima:

Tabla 14: filosofía de diseño por resistencia ultima

Ec. General	Acción Última \leq Capacidad nominal reducida
Para flexión	$M_u \leq \phi M_n$
Para cortante	$V_u \leq \phi V_n$
Para axial	$P_u \leq \phi P_n$

Fuente: E.060

- Combinaciones de carga:

Los elementos estructurales tienen la resistencia de diseño que se estiman con las ecuaciones siguientes que proporciona la normativa E.060.

Tabla 15: combinación de diseño

$U = 1.4CM + 1.7 CV$
$U = 1.25(CM+CV) + FE(CS)$
$U = 0.9CM + FE(CS)$

Fuente: RNE- Norma E.060 Diseño Concreto Armado

- Factores de reducción de resistencia:

Tabla 16: valores de disminución de resistencia

Solicitaciones del elemento	Factor de reducción (Φ)
Flexión pura	0.90
Cortante y torsion	0.85
Flexo-compresión	0.70

Fuente: E.060

- Resistencia ultima de diseño por efecto a flexión:

Según E.060, el diseño por resistencia ultima de determina con la siguiente expresión:

Ecuación 9: resistencia por flexión

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

Donde:

Mn: Momento resistente

As: Área de la barra principal

fy: Limite de fluencia de la barra corrugada

d: altura del peralte de diseño

a: fondo resistente del bloque comprimido

Ecuación 10: profundidad del eje neutro

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

- Resistencia por Capacidad en efecto de corte:

Según E.060, el aporte del concreto y acero al corte, se determina en función al siguiente criterio:

Ecuación 11: resistencia ultima por corte

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Donde:

Vn: capacidad ultima nominal de cortante

Vc: aporte del concreto al cortante

Vs: aporte del acero al corte

ϕ : 0.85 valor de minoración por corte

Cuando el acero del estribo se coloca perpendicular al centro del eje del elemento, la resistencia de aporte se calcula con la siguiente expresión.

Ecuación 12: resistencia contribuyente del acero

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Donde:

Av: área bruta de la sección del estribo

S: separación de estribos cerrados

fy: límite de fluencia del acero corrugado

d: altura de diseño ultimo

Según E.060, señala que la cortante ultima de diseño (V_u), es resistente a una distancia “d” tomada desde la carga exterior del elemento estructural. Así mismo, señala que la resistencia nominal, no superar a lo calculado por la siguiente formula.

Ecuación 13: resistencia nominal por corte

$$\phi V_n = \phi (2.63 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$$

Capacidad a flexo–compresión:

Todos los elementos verticales sometidos a recibir las cargas laterales de sismo, siempre estarán expuestas a recibir las cagas axiales que son producidas por el mismo peso de la estructura, es por ello que dichos elementos se diseñan a flexo-compresión y efecto por carga puntual axial, los elementos estructurales pueden ser, columnas o placas. (Morocho, 2016)

III. Metodología

3.1. Tipo y diseño de investigación

3.1.1. Tipo de investigación:

Según (Cabezas, 2018), el proyecto de investigación en curso, pertenece a la información directa de observación, ya que no se descubre como teorías, si no que se conceptualiza como investigación aplicada.

Por el diseño: No experimental

Según (Cabezas, 2018), manifiesta que la presente investigación corresponde a un diseño no experimental, ya que las variables no se manipularan, si no que se mostraran resultados tal cual se consigue en la investigación teórica e informativa.

Por el nivel: Descriptiva

Según (Cabezas, 2018), nos informa que la investigación en curso constituye a un nivel del tipo descriptiva, porque los resultados serán mostraran tal cual se relaciona las variables, es decir, no se usaran resultados de laboratorio.

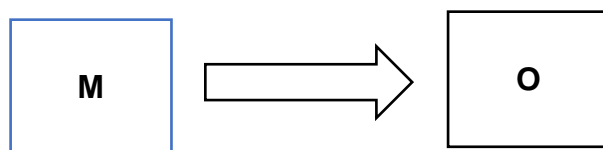
Diseño de investigación.

Del presente proyecto, se deduce que el diseño corresponde al tipo cuantitativa, de investigación no experimental, del enfoque transversal y descriptico simple

Se implementara una metodología simple de recolección de datos basados en valores numéricos, la cual servirá para justificar las presente hipótesis, defendiéndola como cuantitativa, en la investigación, nuestras variables no se manipularan de forma obligada, se acoplara las dimensiones respecto al tiempo y los datos se recolectarán en un único momento definiéndolo como no experimental transversal y se obtendrá la información de manera directa para conceptualizar en la investigación nuestras decisiones, definiéndola como descriptiva simple.

Nuestras variables son medibles en el actual contexto, en primer lugar, observando de acuerdo a la situación en la que esta, accediendo en una acumulación de datos, para seguidamente

recolección de datos, para seguidamente analizarlos, así sustentar resultados positivos de acuerdo con la realidad.



Donde:

M: Grupo o muestra

O: Observación

3.2. Variables y operacionalización

Variables

- Variable independiente.

Análisis sismorresistente: Nuestra variable se refleja al análisis sísmico mediante dos métodos, estático y dinámico, las cuales están señalados por la norma peruana E.030, el análisis dinámico permitirá conocer la respuesta del comportamiento de edificio y diseñar los elementos que conforman el casaron estructural. (Jiménez, 2014)

- Variable dependiente:

Diseño sísmico estructural: Variable que se refleja al diseño de todos los componentes estructurales de la edificación, la cual es derivada después de conocer los esfuerzos internos de la estructura, es decir, después de cumplir con la rigidez principal del edificio. (Barbat, Oller y Vielma, 2005; p.103) Anexo 3.1 y Anexo 3.2

3.3. Población, muestra, muestreo, unidad de análisis

Población

La población de estudio está representada por toda el área de la Institución Educativa N° 1610, centro poblado Rinconada, distrito de Santa, Chimbote, Ancash.

Muestra

La muestra está focalizada en el área de 1130.40 m² que se encuentra y corresponde en la Institución Educativa N°1610.

Muestreo

El muestreo corresponde al no probabilístico (internacional), ya que las muestras representativas del estudio estuvieron elegidas por criterios y alago de expertos. Es por ello que, en el área de la institución educativa, no se efectuaron resultados estadísticos, por lo contrario, se implementó estrategias racionales.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

- Técnica

Se implemento la observación directa como técnica instrumental, interviniendo en los distintos niveles y escalas del vigente proyecto. En el nivel del diseño sismorresistente, se visualizó el comportamiento y respuesta de la edificación, ante la fuerza externa de la acción sísmica, designados por la normativa E.030. Ese

elemento es imprescindible en la investigación, sirviendo de apoyo para el investigador que se encuentra a cargo. (Puente, 2020, parr.1)

- Instrumentos

Los instrumentos nos ayudan en las mediciones de nuestras variables respecto a nuestro proyecto y en algunos casos pueden unirse distintas técnicas de recolección de datos. (Hernández, 2014).

Los instrumentos que usamos es la ficha técnica de datos, formato que contiene los datos indispensables (características del suelo, módulo de balasto y resistencia admisible) del estudio de suelos, elaborado anteriormente.

Se usó la guía de observación N° 01, formato que comprende la determinación del peso propio de la construcción y las correspondientes sobrecargas determinados en la normativa E.020. para los ambientes de la construcción.

Se implemento la guía N° 02 de observación, la cual comprende en análisis del peso (vivo y permanente) propias del edificio, tal como lo estipula la norma E.020, para cada nivel de construcción.

Se usó la programación de hojas técnicas programas por Office Excel; las cuales se procesan valores que ayudan a determinar el predimensionamiento de todos los componentes estructurales y cálculos de la propia respuesta de la edificación.

Tabla 17: instrumentos y variables

Dimensiones	Instrumentos	Validación
Estudio de mecánica de suelos	Datos de ensayos	Normas ASTM E.050 Suelo y cimentaciones
	Ficha de resultados	
Diseño arquitectónico	Software AutoCAD	RNE A.010 Condiciones generales de diseño RNE A.040 Educación Resolución Viceministerial N°017-2015-MINEDU
Predimensionamiento	Hoja técnica de cálculo.	RNE E.060 Concreto armado Juicio de expertos.
Metrado de cargas	Guía de observación N° 01	RNE E.020 Cargas
	Hoja técnica de cálculo.	
Análisis Sísmico	Guía de observación N° 02	RNE A.030 Diseño sismorresistente
	Hoja técnica de cálculo.	
	Software Etabs	
Diseño estructural	Hoja técnica de cálculo.	RNE A.060 Concreto Armado Código ACI 318-19
	Software Etabs.	
	Software Safe.	

3.5. Procedimiento

- **Permiso**
Se adquiere la autorización del profesional responsable del proyecto ubicado en el centro poblado Rinconada, distrito Santa, Chimbote, Ancash, el Ing. Jorge Octavio Saldaña Navarrete nos facilitó el acceso al terreno con el objetivo de adquirir pase regular en el trabajo de desarrollo del proyecto en mención.
- **Reconocimiento**
Se realizó la visita técnica de campo, en las cuales se reconoció las características principales de la zona en estudio, situada en el centro poblado Rinconada, distrito Santa, Chimbote, Ancash.
- **Estudio de suelos**
Para obtener los datos de mecánica de suelos, se tuvo a la mano el informe detallado del estudio de suelos (EMS) los cuales tendrán objetivos de cimentación.

- **Diseño arquitectónico**

El proceso para elaborar el plano arquitectónico, fue de la siguiente manera: se contó con el título de propiedad o la copia literal de dominio emitida por registros públicos, siendo la información ratificada con el área y linderos en terreno in situ. Luego de corroborar lo anteriormente mencionado se procedido a realizar el plano arquitectónico considerando las normativas A.010 y A.020

- **Análisis sísmico**

Se da por inicio mediante la estructuración de los componentes estructurales sobre el plano mismo de la distribución arquitectónica, seguidamente se realizó el metrado de cargas de cada elemento estructural en función a los pesos indicados por la E.020. posteriormente se elaboró el análisis sísmico estático en el software Etabs v.17, la cual nos brinda las cortantes máxima y mínimas de diseño, respuesta estructural y esfuerzos de diseño sismorresistente.

- **Diseño estructural**

Corresponde al diseño del concreto armado, la cual se define el tipo de material y la cuantía requerida del acero, tanto en la superestructura de columnas, placas, vigas peraltadas, techo, cimentación, etc. Tal diseño de realice según lo indica por la Norma E.060.

3.6. Método de análisis de datos

MATRIZ DE OPERACIONALIZACION DE VARIABLES					
VARIABLE	DEFINICION	DEFINICION CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
VARIABLE INDEPENDIENTE	Jiménez (2014). El análisis sísmico de una estructura es de gran importancia tanto para garantizar un apropiado diseño frente a sismo, así como, para entender y predecir la respuesta estructural de una edificación. Entender el comportamiento estructural es fundamental para poder caracterizar de manera más adecuada el nivel de daño que pueda presentar una estructura productor de un evento sísmico.	El análisis sísmico estudia las cargas que se generan al originarse un sismo, estas cargas logran que la estructura sometida a cargas externas (sismo).	Estructuración	Redimensionamiento De vigas, columnas, losas aligeradas, metrado de cargas	Razón
ANALISIS SISMICO			Análisis Sísmico	Modo estructural Norma y parámetros para el análisis sísmico. Espectro de desplazamiento.	Razón
			Modelos de análisis control de resultados de desplazamientos	Derivas de entrepiso a sismo de diseño	Razón

Variables	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensión	Indicadores	Escala de medición		
variable dependiente	Para Barbat (2005, p.103), El diseño sísmico estructural es aquel diseño que, a partir de una conveniente configuración estructural específica; con elementos de adecuadas dimensiones y ciertos materiales de resistencia apropiada; busca formar un sistema estructura ideal capaz de resistir las fuerzas sísmicas de alta intensidad a las que sea sometida. Para ello es imprescindible utilizar una técnica de cálculo oportuna que permita que la estructuración este capacitada para brindar rigidez lateral a las edificaciones en ambas direcciones	Para el diseño sísmico estructural, preliminarmente se realizan procesos fundamentales como el estudio de suelos en laboratorios para determinar las propiedades mecánicas y la capacidad portante del terreno sobre el que se cimentará la estructura, el levantamiento topográfico de la superficie mediante el uso de una estación total y finalmente se especifica el diseño arquitectónico de la edificación en el software AutoCAD. Después de estos procesos se plantea realizar un modelamiento tridimensional del sistema estructural seleccionado en el programa ETAPS, en el cual se introducen datos como el diseño geométrico de los elementos estructurales; previamente predi mencionados; y las cargas gravitacionales de los mismos. Dicho modelo da un acercamiento real de cuál será el comportamiento de la estructura.	Estudio de Mecánica de Suelos	Tipo de suelo (S1, S2, S3, S4)	Razón		
Capacidad Portante (kg/cm ²)							
Coefficiente de Balasto (kg/cm ²)							
Diseño Estructural					Diseño arquitectónico	Áreas (m ²)	Razón
						Planos	
					Predimensionamiento	Luces críticas (m)	Razón
						Áreas tributarias (m ²)	
						Cortante basal (Tn)	
						base, altura y largo de los elementos estructurales (m)	
Metrado de Cargas						Largo, Ancho, Altura (m)	Razón
						Áreas (m ²), Volúmenes (m ³)	
						Pesos unitarios (Tn/m ²) (Tn/m ³)	
	Pesos parciales y totales (Tn)						
Análisis sísmico				Derivas	Razón		
				Desplazamientos (cm)			
				Masa participativa modal (%)			
				Cortante estática y dinámica (Tn)			
Diseño Estructural				Momentos (Tn,m)	Razón		
				Cortantes (Tn)			
				Cargas Axiales (Tn)			
				Área de acero (cm ²)			

IV. RESULTADOS

4.1. Estudios Principales de la Ingeniera Estructural

4.1.1. Gestión del informe de suelos

Para el proyecto en mención, se realizó la gestión permanente del informe de laboratorio de suelos, con el fin de obtener los parámetros principales de la zona, la cual permite realizar el análisis y diseño propio de la cimentación, dicho estudio fue realizado en noviembre del año 2020, en suelos donde se estacionará la institución educativa en mención.

Dicho informe fue realizado bajo un estudio de exploraciones manuales ubicadas en tres zonas del terreno donde se cimentará la estructura, el propósito fue conocer la estratigrafía del terreno e identificar los ataques solubles de la naturaleza, tal como lo estipula la Norma E.050.

4.1.2. Características del suelo de fundación

Se ha efectuado la investigación de campo y ensayo de laboratorio correspondiente para sondeos y muestras recabadas en el estudio de mecánica de suelos de los

terrenos donde se ubica la Institución Educativa N° 1610 del Centro Poblado Rinconada, con fines de caracterizar geotécnicamente los suelos existentes de dicho terreno.

Los ensayos de laboratorio para el presente informe han sido realizados por la empresa geotecnia y construcción servicios generales S.A.C, ubicada en la urbanización Villa contador de la ciudad de Trujillo.

El suelo en cuestión presenta superficialmente un relleno natural hasta la profundidad de 0.60 m, continuando con una capa de Arena Limosa (SM) y Arena Arcillo Lomosa (SC-CM) tipo tierra de cultivo, subyacente a este una Arena Uniforme (SP) del tipo eólica cementados por finos lomosos, esta última capa de potencia indefinida.

En este material predominante (SP) se apoyarán las estructuras proyectadas. No se ubicaron aguas freáticas a la profundidad estudiada (-3.00 m), por lo que se estima que la cimentación estará en la condición seca en toda su vida útil.

Los trabajos se realizaron a cielo abierto mediante excavaciones manuales de tres calicatas, posteriormente mediante muestras llevadas a laboratorio de pudo encontrar las caracterizas físicas y químicas del suelo superficial. Las propiedades y valores de campo se realizaron a partir de excavación de 1.50 m de profundidad, medido desde el terreno vegetal. Las características conseguidas son las siguientes:

Contenido de humedad = 5.30 %

Densidad unitaria = 1.68 gr/cm³

Contenido de sales = 0.09%

Fricción del suelo interno= 27.83°

Cohesión = 0.01 kg/cm²

CBR = 12.51%

Según la norma E.030, de acuerdo a la conformación estructural del suelo, la zona en estudio presenta las siguientes condiciones de excitación sísmica.

Parámetros de zona: $Z_4 = 0.45$ g (factor de zona)

Categoría de edificación: $U = 1.50$ (edificación esencial)

Perfil del suelo: $S_2 = 1.05$ (suelo intermedio)

Coefficiente sísmico: $C = 2.5$

Periodo corto del suelo: $T_P = 0.60$ s

Periodo largo de vibración del suelo: $T_L = 2.0$ s

4.1.3. Condiciones de cimentación

Conforme a lo dispuesto en la E.050, los resultados obtenidos en este estudio de suelos, deberán implementarse en los planos generales de estructurales, esto con el fin de identificar fácilmente la condición del sitio.

Tabla 18: condiciones de cimentación

TIPO DE CIMENTACIÓN
Zapatatas cuadradas y Cimientos Corridos de Concreto Simple y Armado sobre gravas
ESTRATO DE APOYO
Arena Uniforme
PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN
PROFUNDIAD DE CIMENTACIÓN
Cimientos Corridos ==> $D_f = 0.80$ m
Cuadrada ==> $D_f = 1.60$ m
Presión Admisible
Las capacidades Admisibles de los suelos en estudio, para un asentamiento instantaneo de 0.786 cm, considernado cimentaciones corridas y cuadradas es como se inidca a continuación.
Cimientos Corridos $q_{adm} = 1.03$ kg/cm ² , Cimentación Cuadrada $q_{adm} = 1.18$ kg/cm ²
FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE
FS = 3
AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN
Los suelos en cuestión y de acuerdo a los resultados obtenidos en laboratorio poseen insignificante cantidad de sales solubles totales (SST = 0.09 por ciento ú 1000 ppm), Pero en la visita de campo se evidencia posibles ataques de agentes externos, producto de ello estructuras existentes con daños superficiales de fluorescencia y descascaramiento, Por lo que recomendamos utilizar Cemento moderado a los sulfatos, alcalis (tipo MS) en el diseño de mezclas para el concreto de las subestructuras, y Tipo I en la súper estructura.
PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN
De acuerdo a la estratigrafía y/o composición del suelo, en conjunto con posibles agentes que generen problemas de inestabilidad, colapsabilidad y otros problemas en el suelo de fundación de concluye:
No se advierte condiciones de posibilidad de licuación de suelos
No se advierte condiciones de posibilidad de colapso de suelos
No se advierte condiciones de posibilidad de suelos expansivos

4.2. Diseño arquitectónico

4.2.1. Concepción general

La distribución arquitectónica está compuesta por dos módulos (modulo 1 y modulo 2), ambos edificios son de dos niveles, que estructuralmente están aisladas mediante una junta sísmica calculada. En lo general, la distribución arquitectónica cumple con las exigencias mínimas exigidas por el RNE, que regula mediante el decreto de la Norma Técnica, A.010. Además, el diseño de arquitectura se realizó en base a la estadística de la calidad educativa (ESCALE), quien está en concordancia con la entidad reguladora PRONIED. Según ESCALE, el proyecto en mención pertenece a una institución educativa, con modalidad de Inicial-Jardín, que estadísticamente se deberán implementar un total de seis aulas con áreas no menores a los 60 m², para niños de 3 a 5 años de edad.

4.2.2. Entorno urbano

El terreno, materia de estudio está ubicado en el Centro Poblado Rinconada, Distrito de Santa, Provincia de Chimbote, Departamento de Ancash. El Distrito de Santa, está limitada; por el norte con el distrito de Guadalupe (Viro), al este y sur-este con el distrito de Chimbote, por el sur con el distrito de Coischo y por el Oeste con el Océano Pacífico.

El Centro Poblado Rinconada se encuentra ubicado a 20 minutos del distrito de santa. El centro poblado cuenta con una extensión territorial de 0.510 km². Se encuentra ubicado a unos 13.10 kilómetros de la ciudad de santa, presenta una topografía plana, con ligeras pendientes no pronunciadas y se encuentra a una altitud de 87 m.s.n.m. el cual tiene las siguientes coordenadas:

Latitud Ser: 8° 53' 32.70" S (9 016 161.70)

Longitud Oeste: 78° 33' 52.80" O (767 833.25)

Además, el sector en estudio se encuentra al Sur-Oeste del centro poblado Rinconada, a 150 m de la plaza de armas de dicha ciudad. La instalación del IRI local educativo CL N° 037268, I.E N° 1610 de nivel inicial, con FUR: 2471094. Costa de un predio que tiene los límites y linderos definidos por un muro de ladrillo y columnas de concreto armado, el área total del terreno que ocupa es 1130.40 m², según copia literal con antecedente registral P09052163 con el uso de área

destinada a educación, situada en la manzana Ñ, lote1, comprendida entre las siguientes coordenadas geográficas y limitada de la siguiente manera:

Latitud Sur: 8° 53' 34.49" S

Longitud Oeste: 78° 33' 59.60" O

LINDEROS	MEDIDA	COLINDANCIA
Fondo	10.30ml	CALLE S/N
Izquierda	0.00 ml	
001	8.80 ml	Lotes 2,3(S.)
Comunal)		
002	12.75ml	
003	8.70ml	
004	12.55ml	
005	17.20ml	
Derecha	49.90 ml	Calle S/N
Frente	49.40 ml	Psje. TUPAC
AMARU		

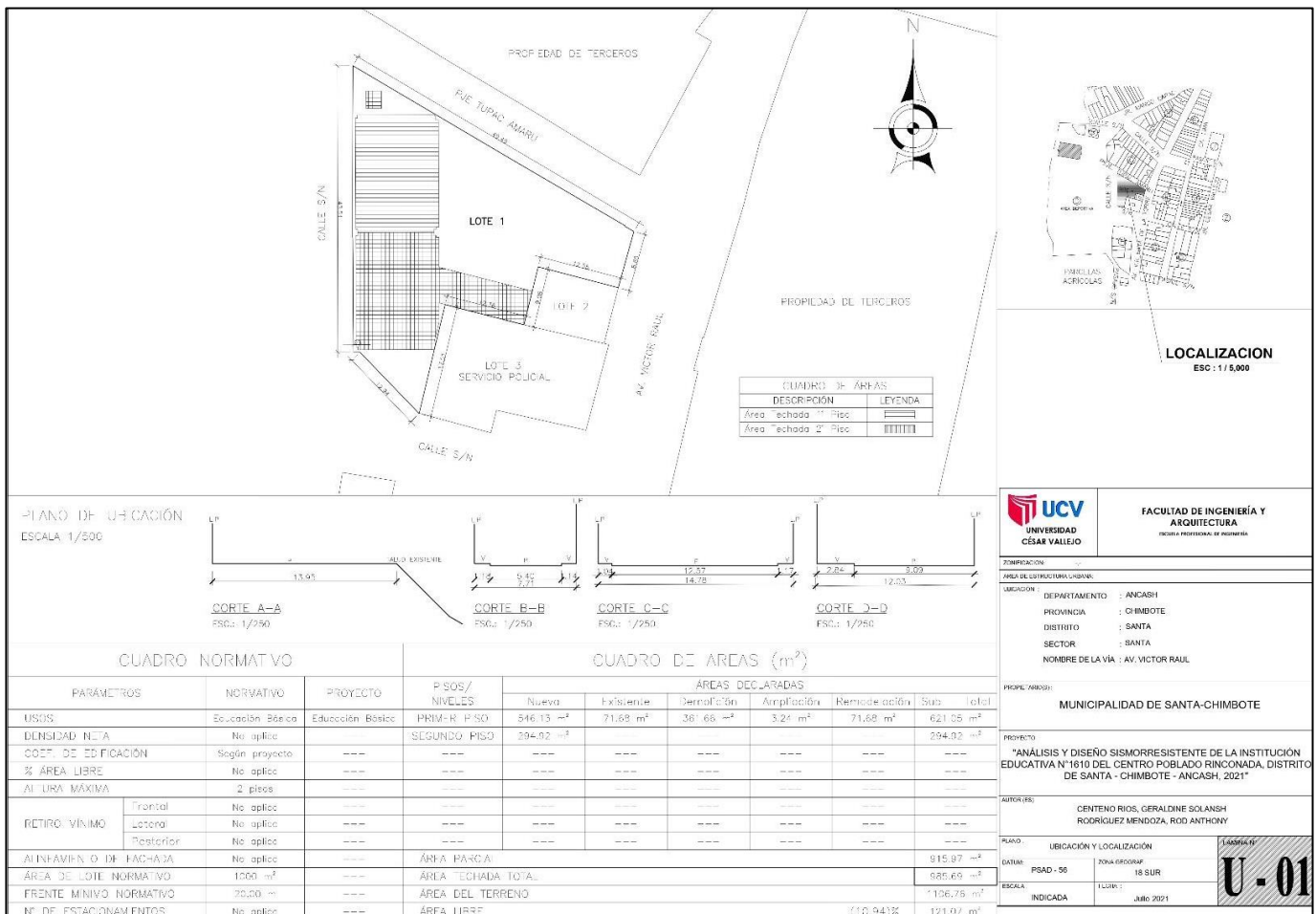


Figura 5: ubicación y localización del predio
Fuente: elaboración propia

4.2.3. Descripción arquitectónica

La institución educativa está constituida por dos módulos arquitectónicos y estructurales de dos niveles cada uno, con techo a dos aguas, ambos módulos tienen la función del servicio de aulas (reguladas bajo el requerimiento estadístico de la calidad educativa, como de la misma entidad PRONIED), los módulos están separados mediante una junta sísmica. El primer módulo se conforma por una distribución de dos aulas más un servicio higiénico, situado en el primer nivel, en el segundo nivel se contempla la dirección administrativa, un servicio higiénico más el ambiente de usos múltiples. El módulo dos está organizadas por dos aulas y un servicio higiénico en cada nivel. Las distribuciones arquitectónicas han permitido dar la ventilación e iluminación necesaria mediante ventanas altas y bajas, además, ambas aulas presentan un área de 60.04 m² y los servicios higiénicos 14.30m². Los niveles superiores son conectados mediante una escalera y un puente metálico de bajo tránsito, además, la institución educativa será vigilada mediante un ingreso principal. A continuación, se presenta la distribución arquitectónica de los dos módulos descritos anteriormente.

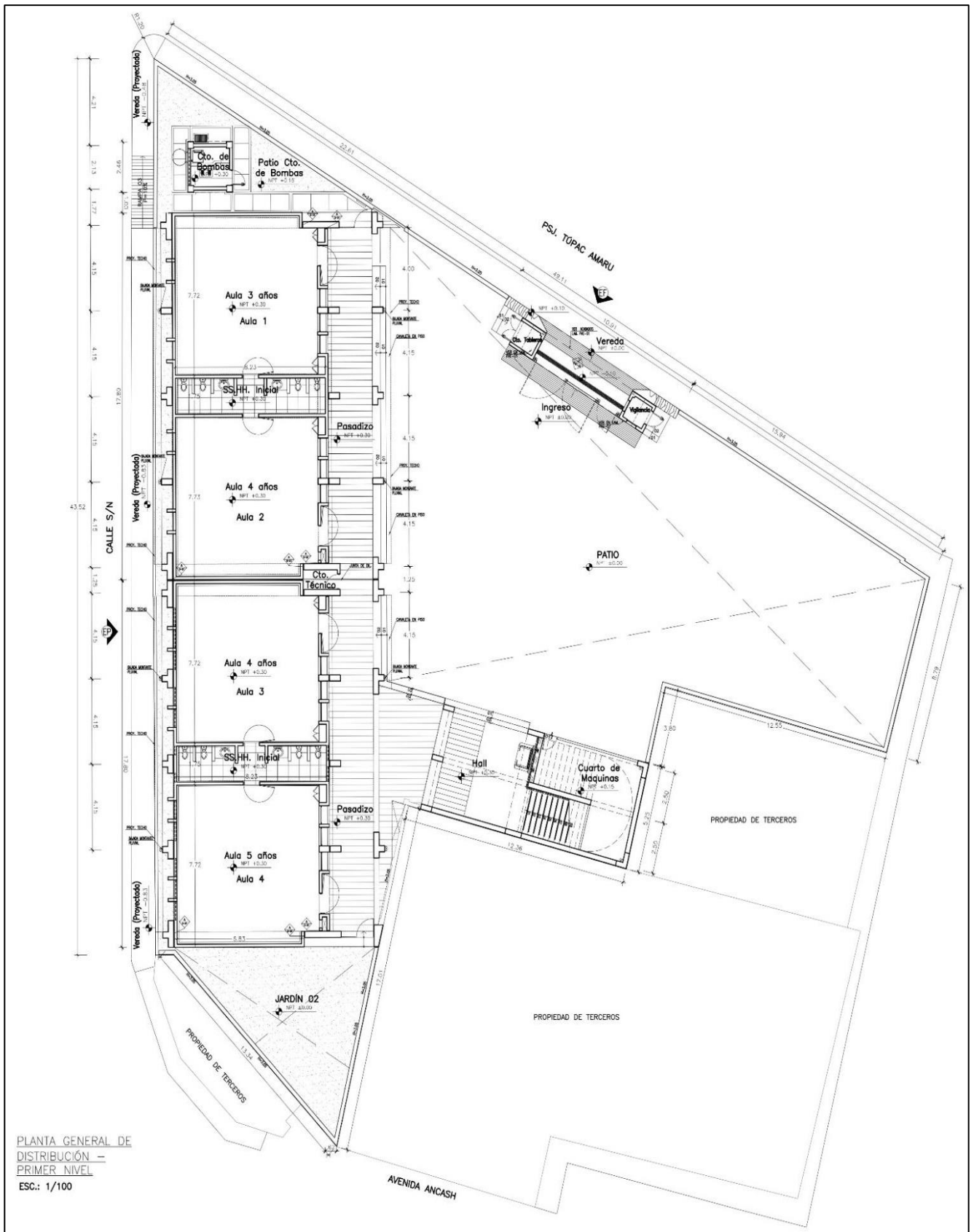


Figura 6: Planta general de distribución primer nivel
 Fuente: elaboración propia

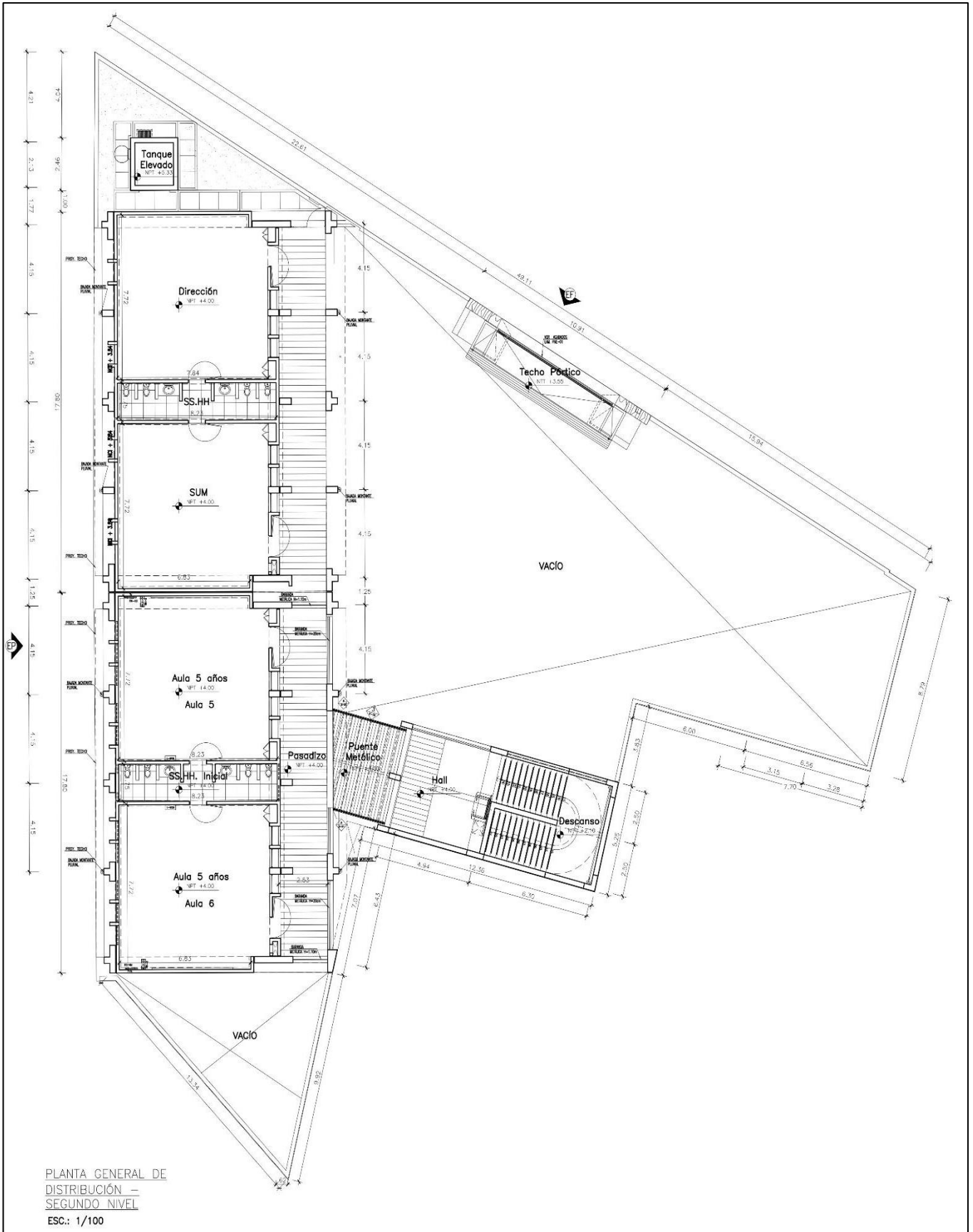
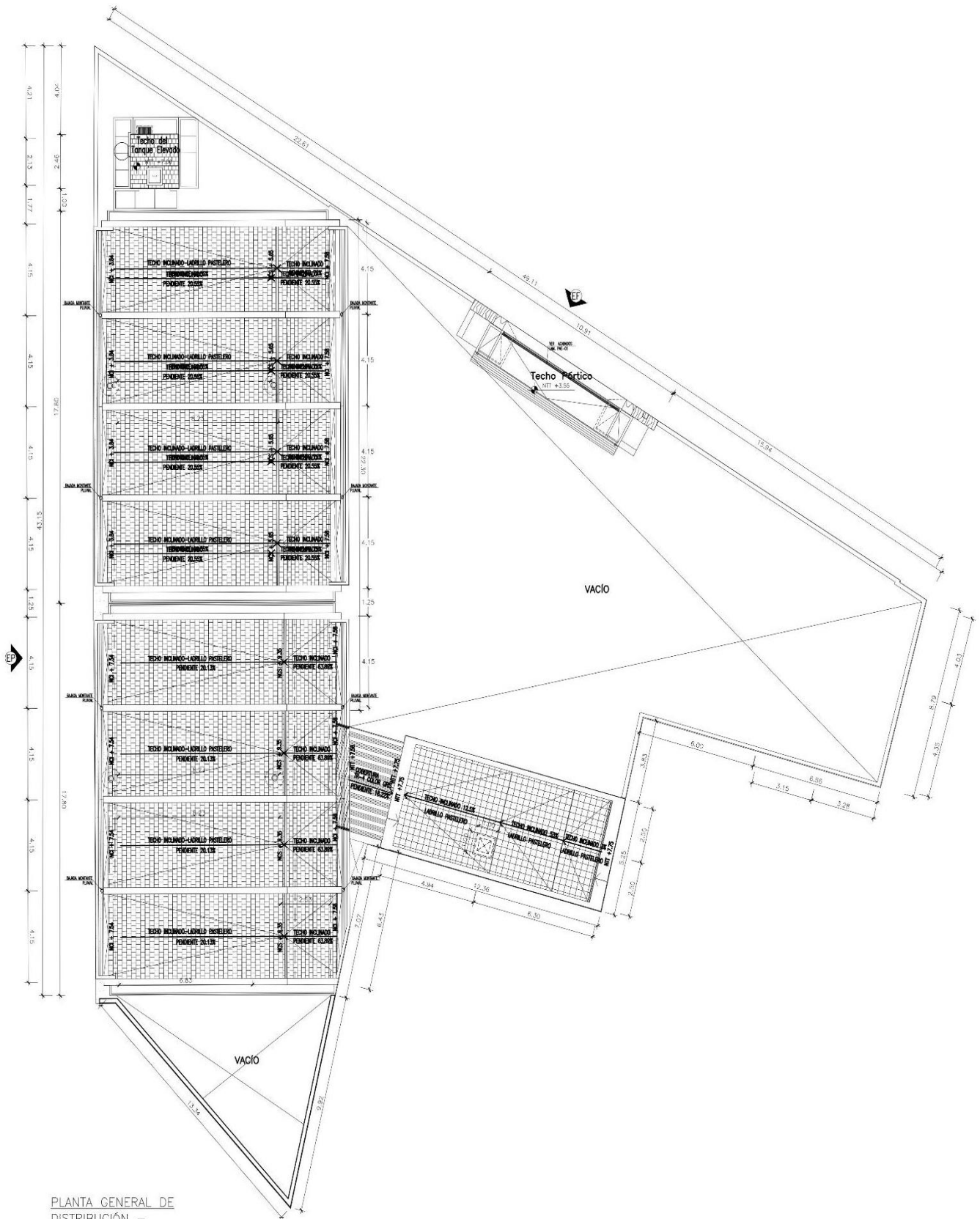


Figura 7: Planta general de distribución segundo nivel
 Fuente: elaboración propia



PLANTA GENERAL DE
DISTRIBUCIÓN –
TECHOS
ESC.: 1/100

Figura 8: Planteamiento general de distribución de techos
Fuente: elaboración propia

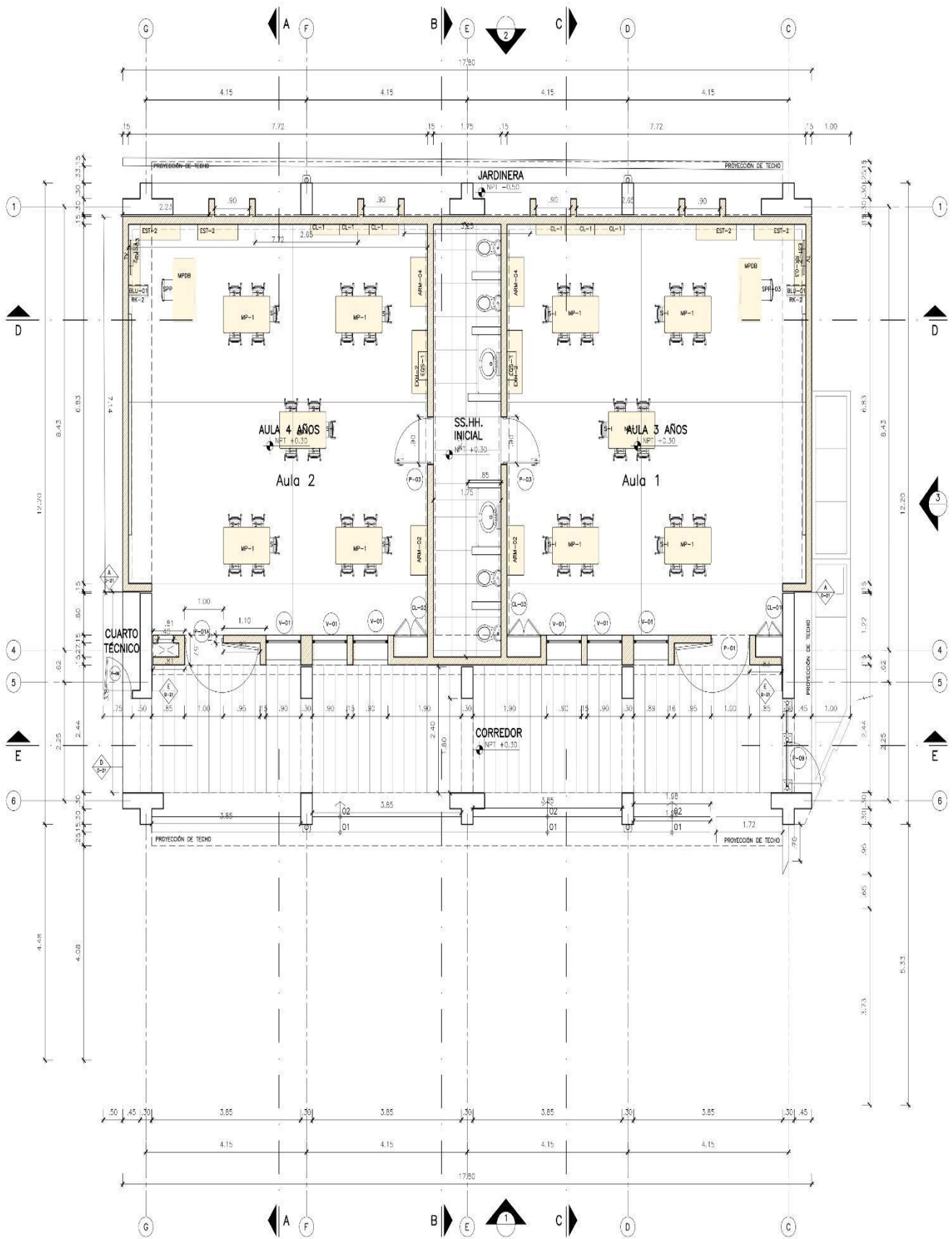


Figura 9: Modulo 1, distribución arquitectónica, primer piso
Fuente: elaboración propia

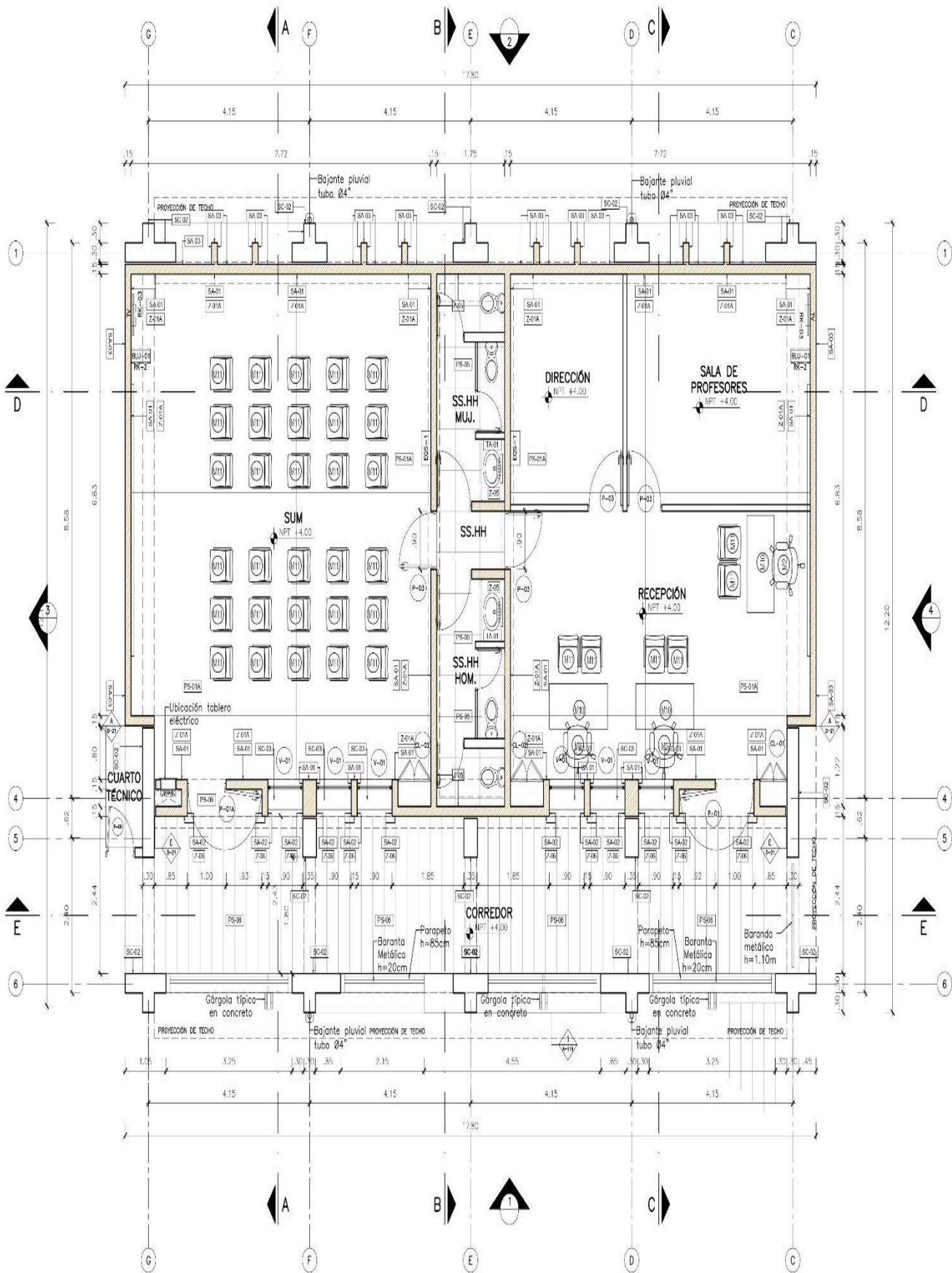


Figura 10: Modulo 1, distribución arquitectónica, segundo nivel

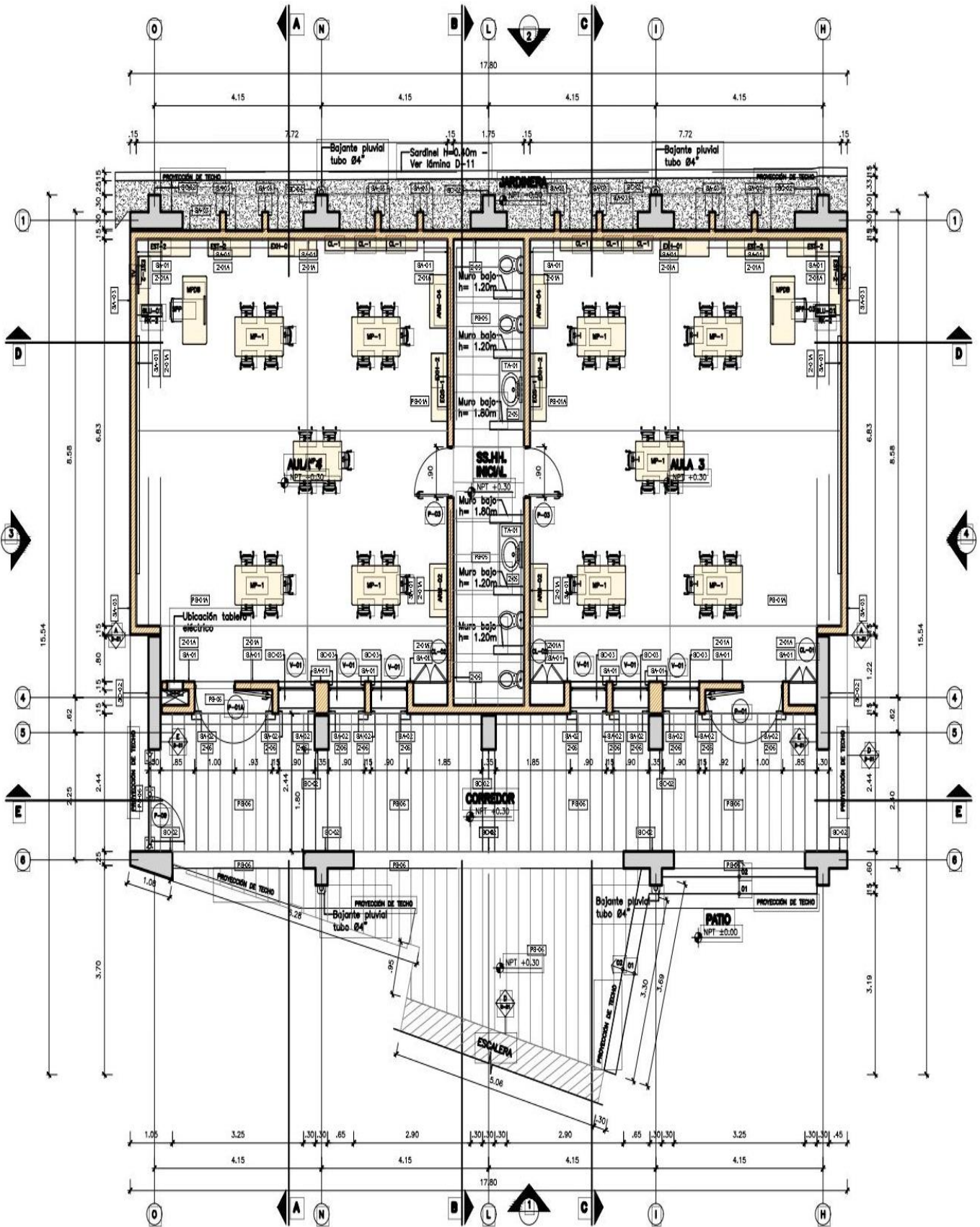


Figura 11: Modulo 2, distribución arquitectónica, primer piso
 Fuente: elaboración propia

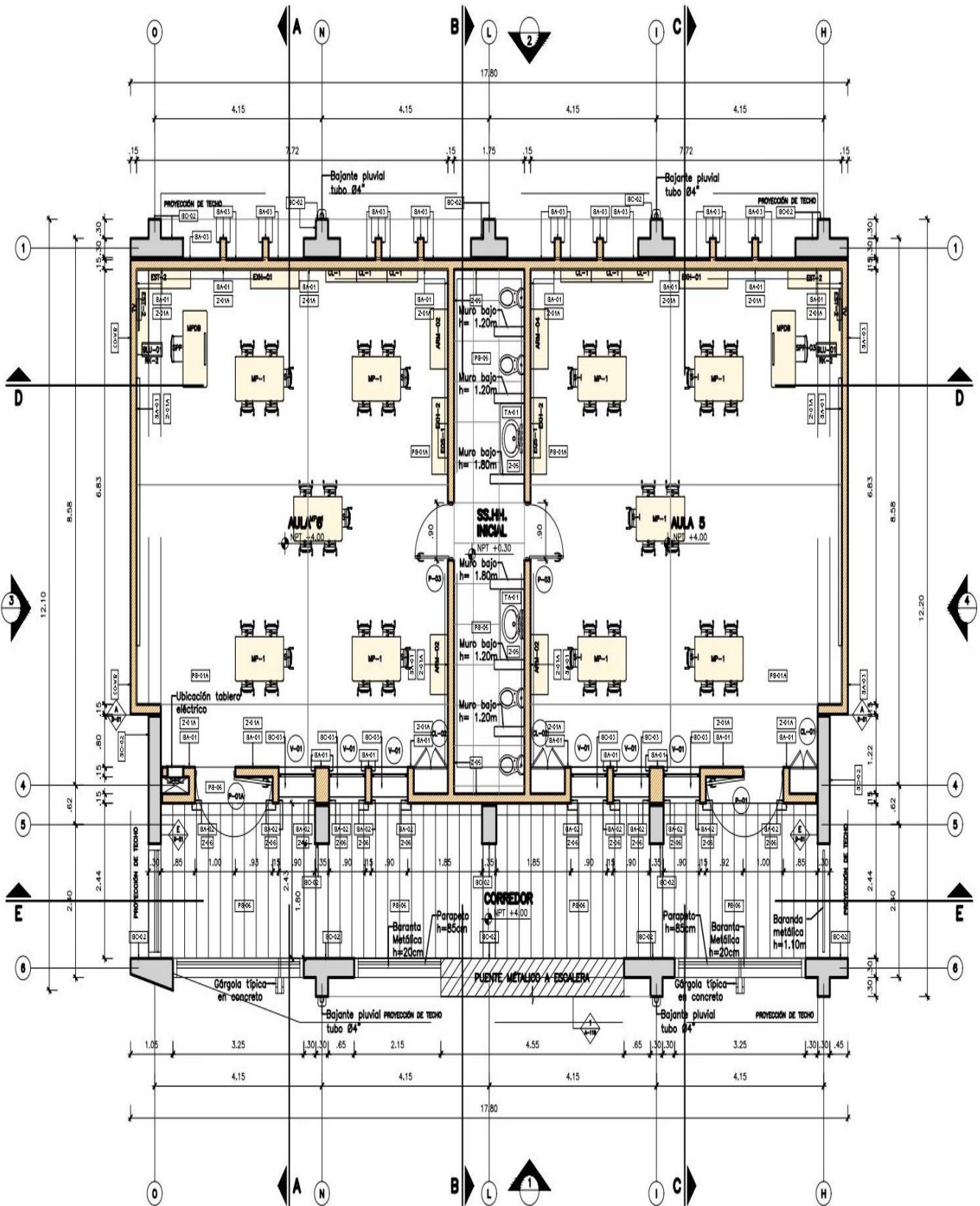


Figura 12: Modulo 2, distribución arquitectónica, segundo piso
 Fuente: elaboración propia

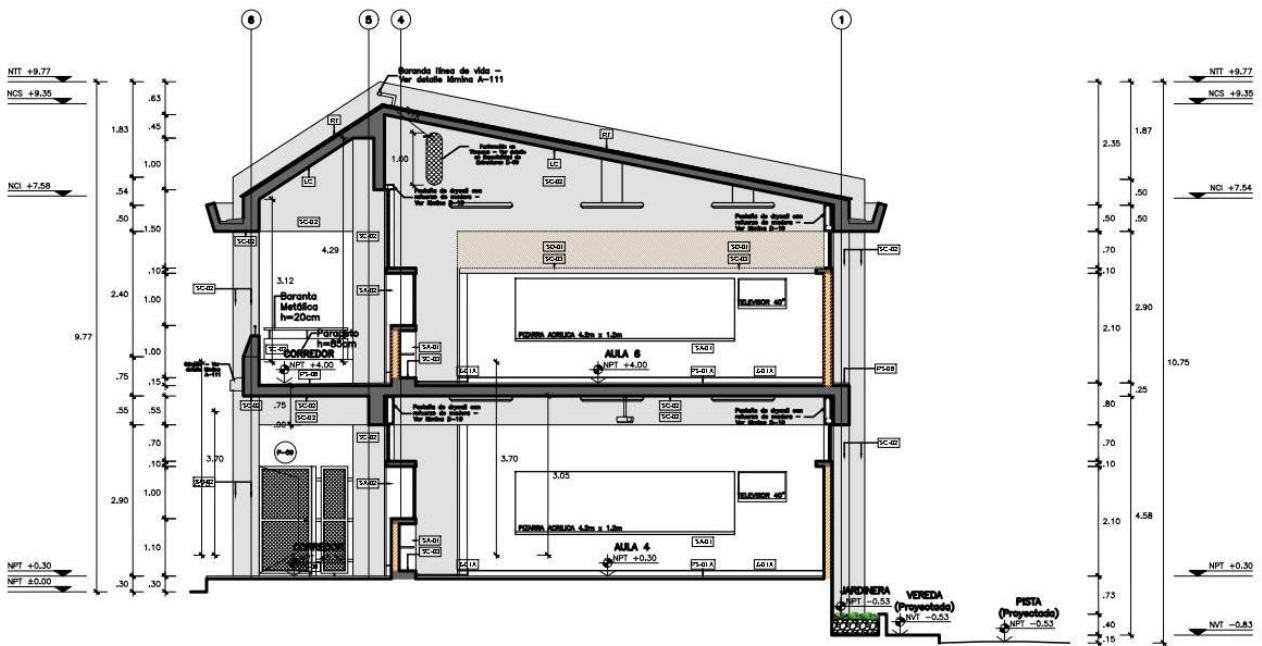


Figura 13: Modulo 1y 2, corte arquitectónico A-A
Fuente: elaboración propia

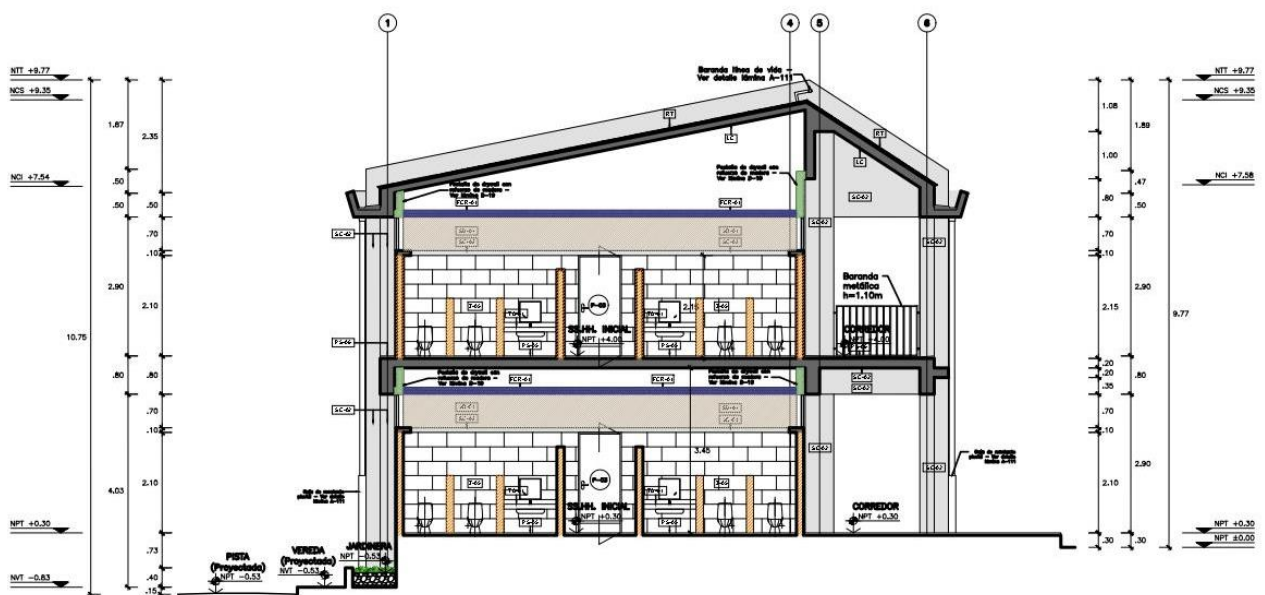


Figura 14: Modulo 1 y 2, corte arquitectónico B-B,
Fuente: elaboración propia

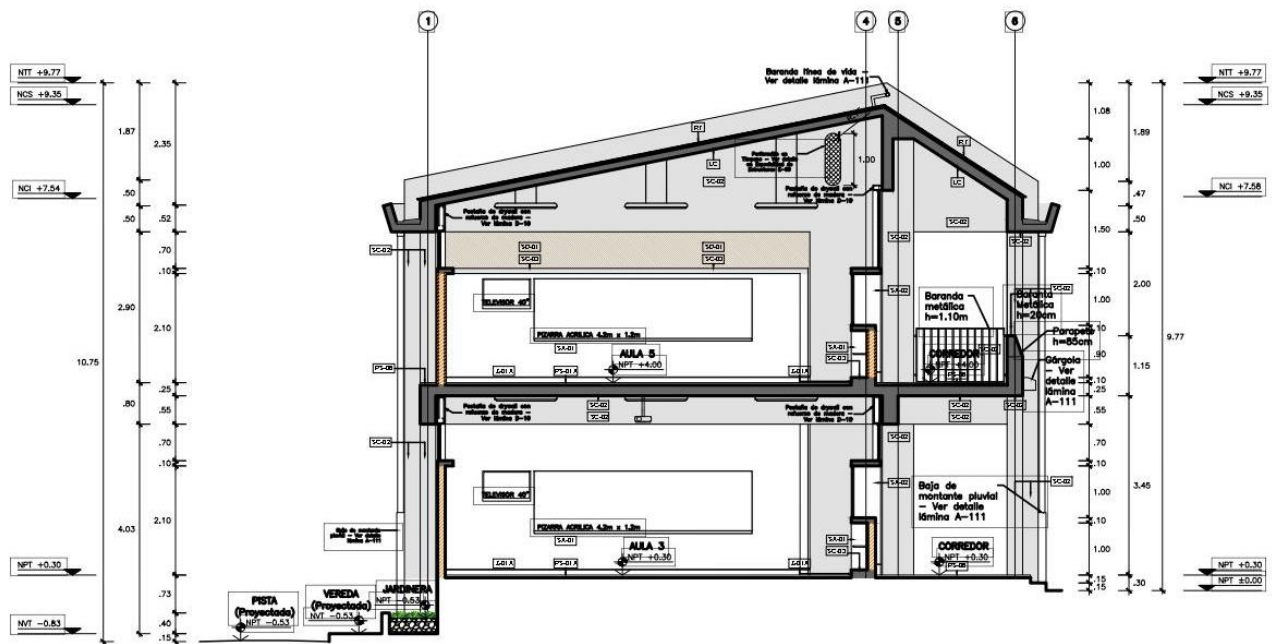


Figura 15: Modulo 1 y 2, corte arquitectónico C-C
Fuente: elaboración propia

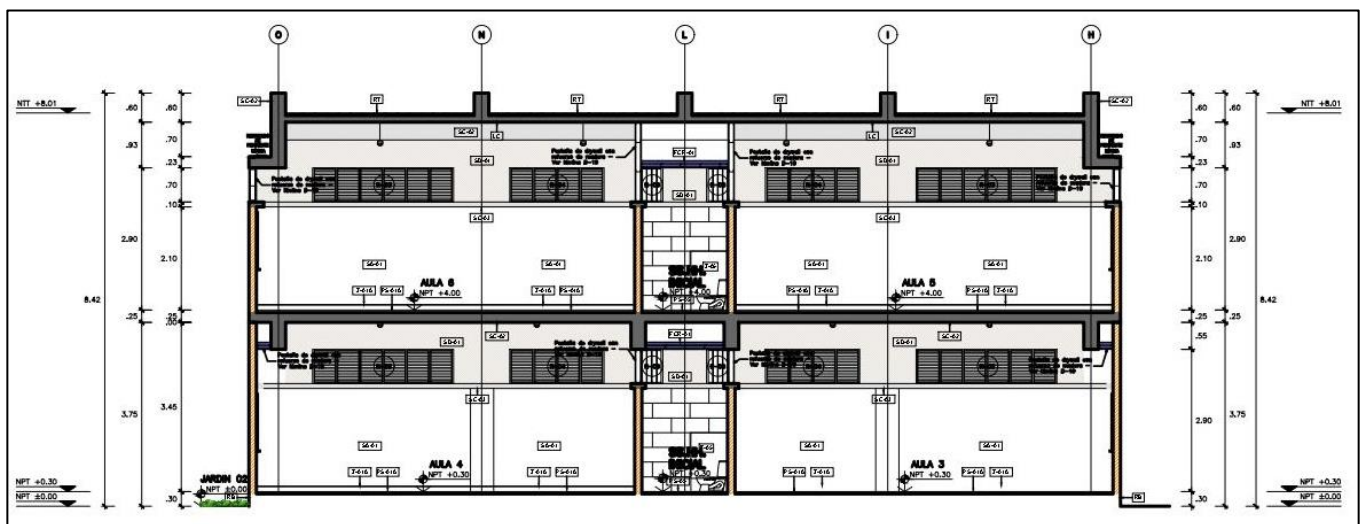


Figura 16: Modulo 1 y 2, corte arquitectónico D-D
Fuente: elaboración propia

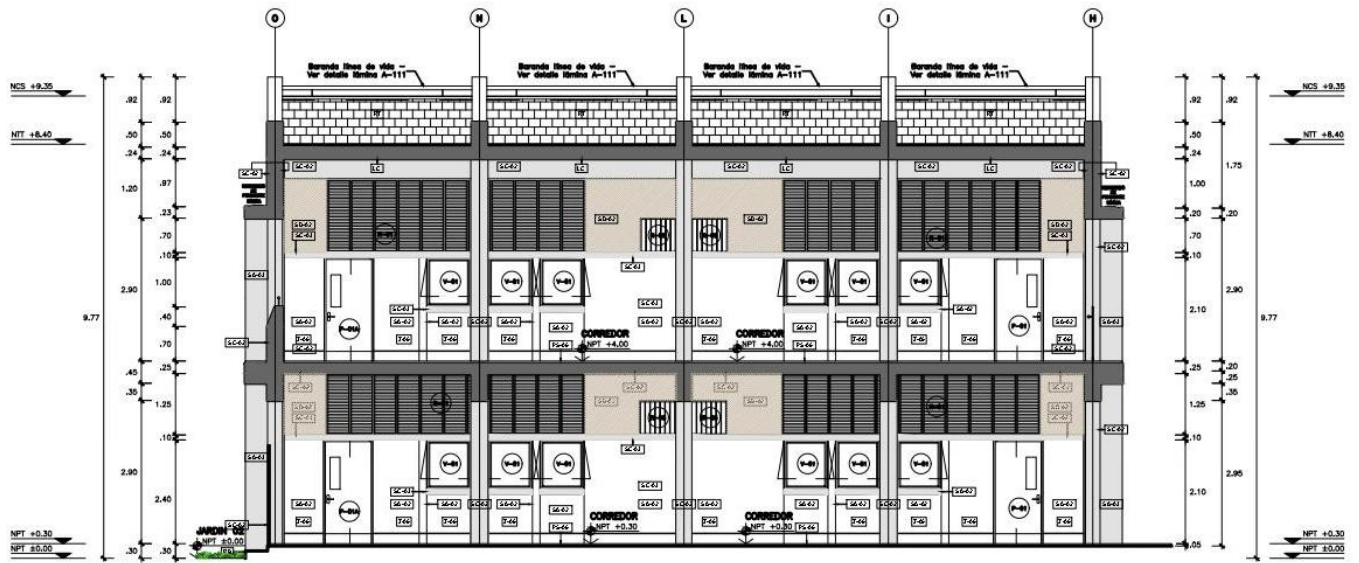


Figura 17: Modulo 1 y 2, corte arquitectónico E-E
Fuente: elaboración propia

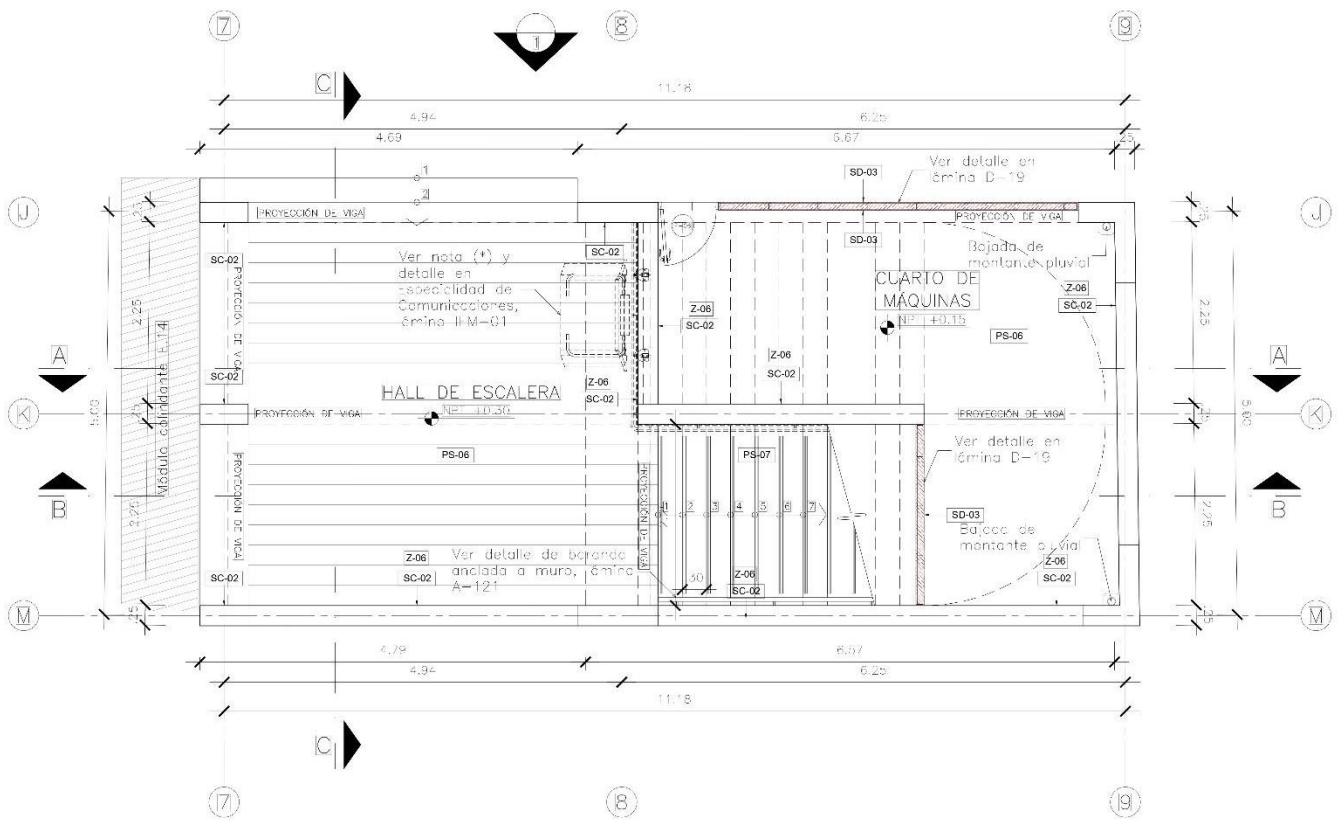


Figura 18: Escalera, Planta primer piso
Fuente: elaboración propia

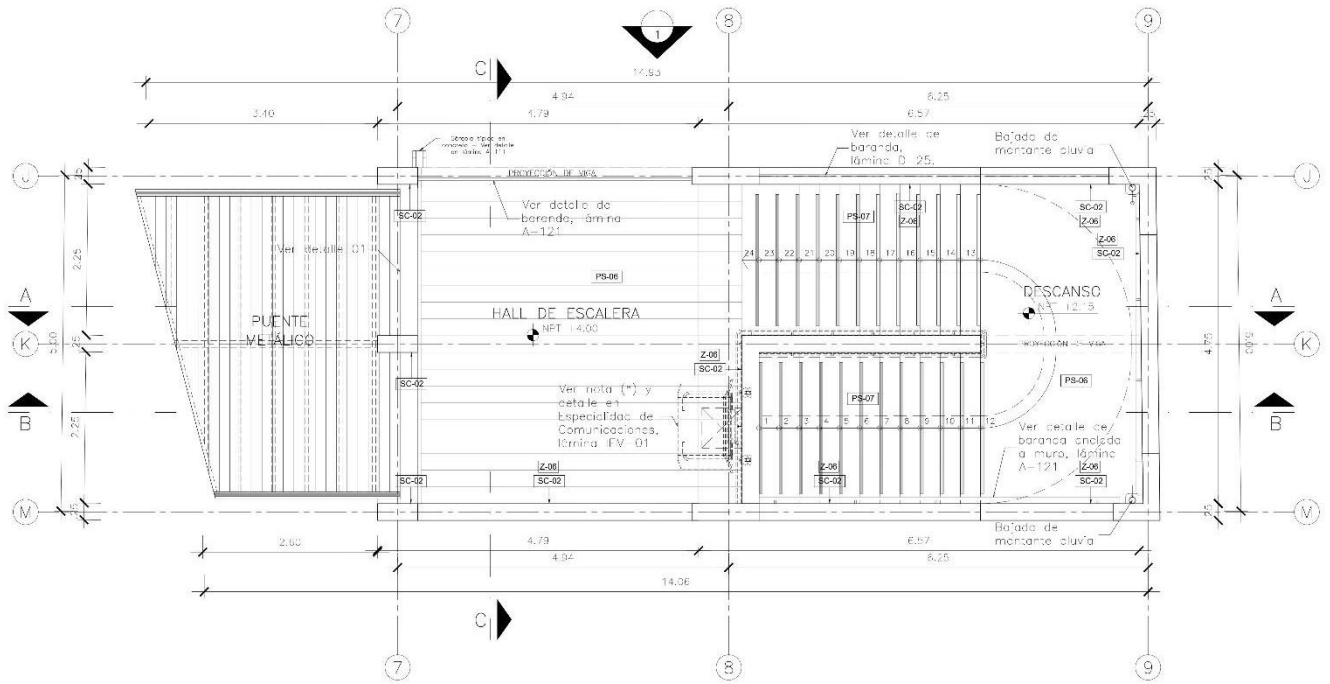


Figura 19: Escalera, Planta segundo nivel
Fuente: elaboración propia

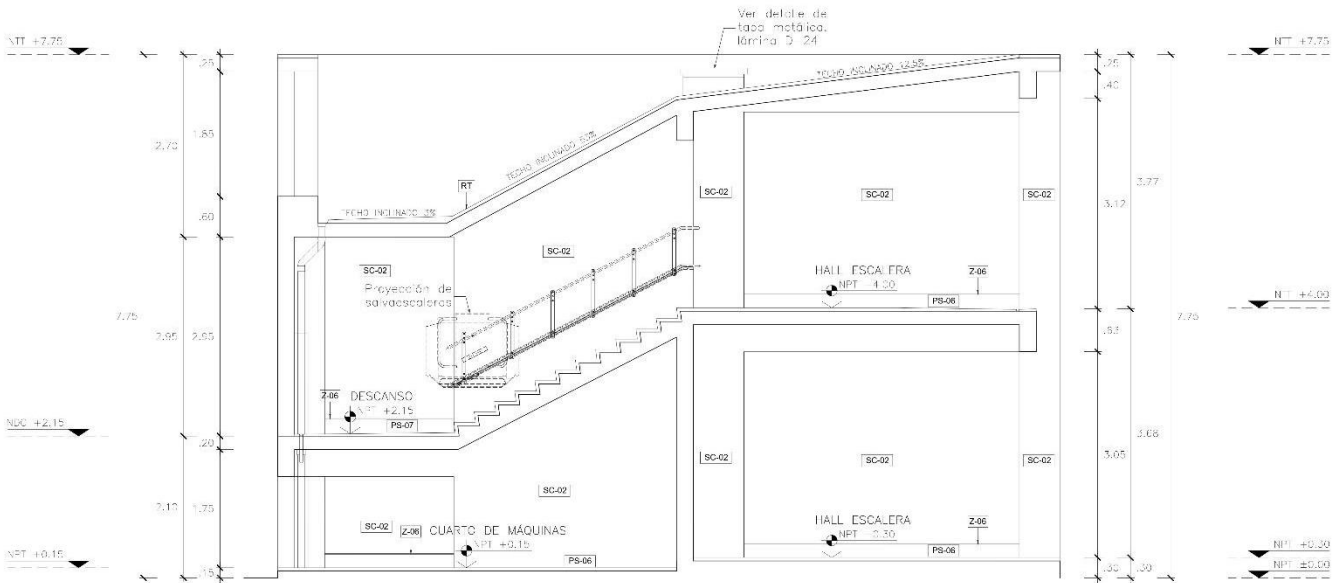


Figura 20: Escalera, Corte A-A
Fuente: elaboración propia

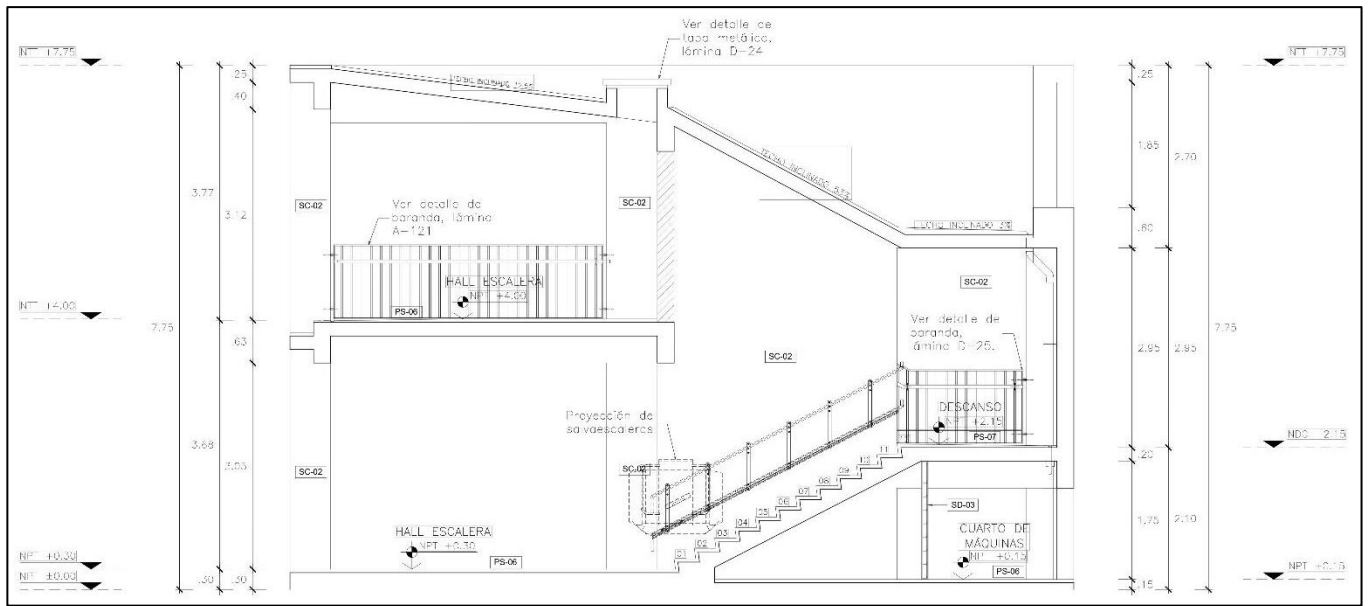


Figura 21: Escalera, corte B-B
Fuente: elaboración propia

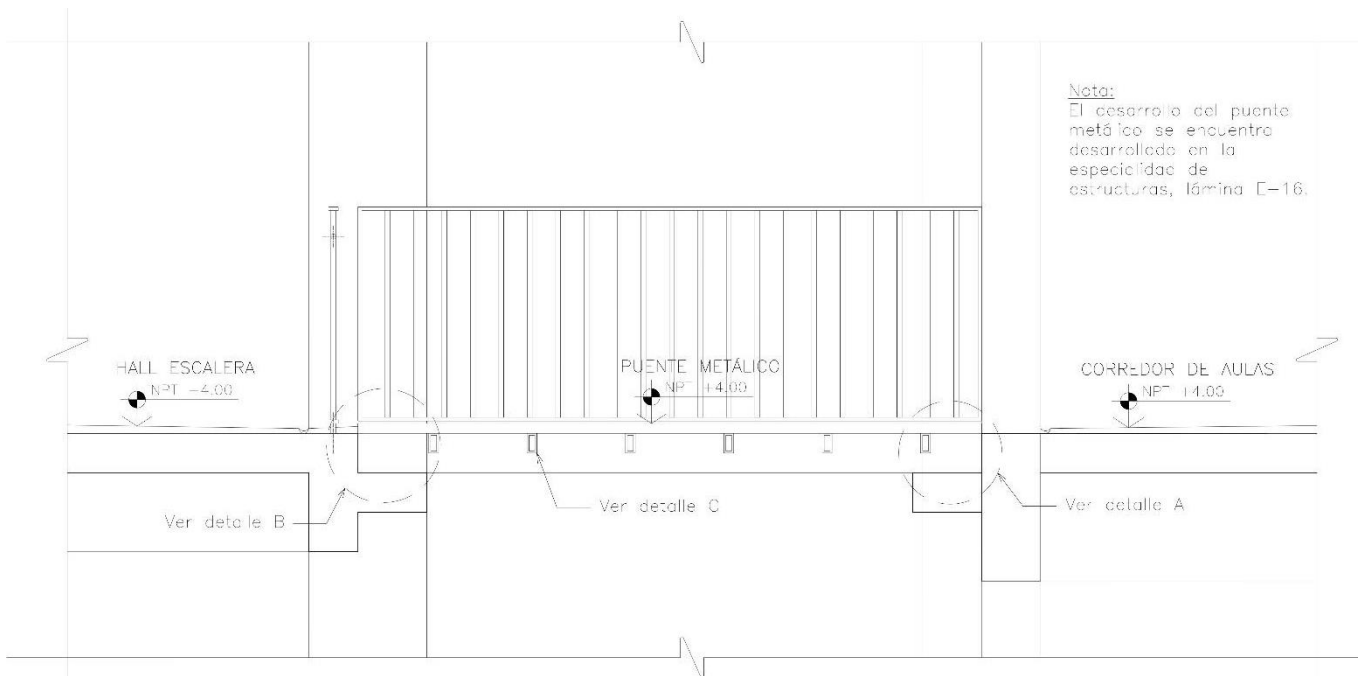


Figura 22: Conexión puente metálico con escalera y modulo 2
Fuente: elaboración propia

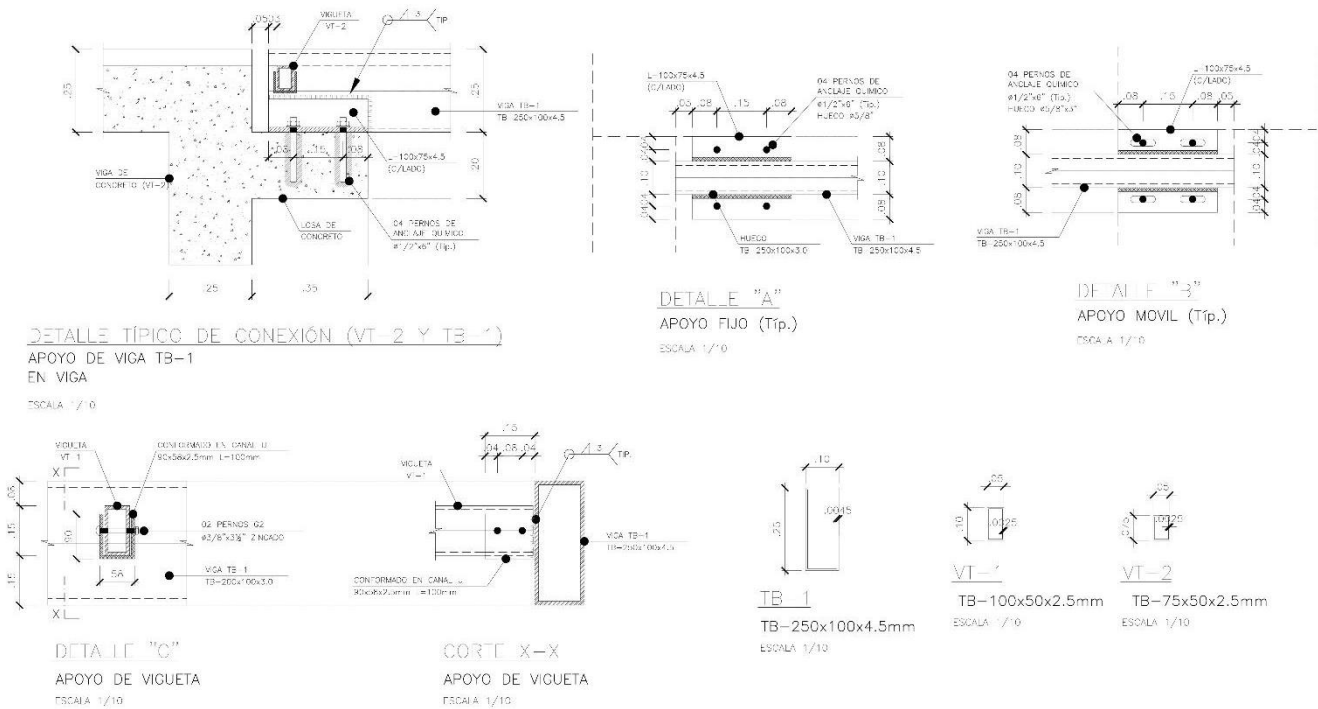


Figura 23: Puente, detalles metálicos
Fuente: elaboración propia

4.3. Estructuración y predimensionamiento

La estructuración de ambos módulos arquitectónicos se realizó bajo las condiciones de rigidez establecidas por el RNE, en su Norma Técnica E.030-2019. Dicha estructuración tiene la finalidad de distribuir previamente las secciones de cada elemento estructural, como; columnas, placas, vigas peraltadas, vigas chatas, losas macizas, losas aligeradas, etc.

En la parte estructural, la norma E.030-2019 señala que el diseño sismorresistente permite aliviar la estructura de cualquier movimiento sísmico, es decir que los elementos estructurales no serán capaces de presentar fallas de colapso, sin embargo, es aceptado a presentar fallas a aquellos elementos no estructurales, como; los tabiques y otros.

4.3.1. Reglamento y normas empleadas

- E.020: NT Cargas.
- E.030: NT Diseño Sismorresistente.
- E.050: NT Suelos y Diseño de Cimentaciones.

- E.060: NT Diseño en Concreto Armado.
- E.070: NT Diseño en Albañilería.

4.3.2. Materiales empleados

a. Concreto

- capacidad a la compresión (f'_c): 210 kg/m²
- módulo de poisson (ν): 0.15
- módulo de elasticidad ($E=15000\sqrt{f'_c}$): 217371 kg/m²

b. Albañilería

- esfuerzo del bloque IV (f'_m): 45 kg/cm²

c. Barras de refuerzo

- acero corrugado (f'_y): 4200 kg/cm²

4.3.3. Criterios de estructuración

Este párrafo consiste en dispersar simétricamente la ubicación de los elementos verticales de la estructura, las cuales están expuestas a recibir grandes fuerzas externas de sismo, con el propósito de que la edificación permanezca intacta antes cualquier evento severo.

Bajo el diseño ideal de la distribución arquitectónica, se asignó simétricamente la ubicación de columnas, placas, vigas peraltadas, losas aligeradas y losas macizas, la distribución fue equilibrada en ambos sentidos de análisis "XX" e "YY". Con esta asignación se espera obtener un resultado apropiado de la respuesta estructural de la edificación.

4.3.4. Predimensionamiento de elementos estructurales

La experiencia ha demostrado que el dimensionamiento tomado como iniciativa, al final del análisis y diseño sísmico, resulta ser modificado. Consecuentemente la Norma E.030-2019, señala que se deberá distribuir los elementos estructurales de forma simétrica, con la finalidad de eliminar los efectos por torsión en planta, ya que para estructuras de colegios se prohíbe todo tipo de irregularidades en planta y altura.

Finalmente, las vigas peraltadas han tomado una sección transversal rectangular de 0.30x0.75 m, columnas rectangulares de 0.35x0.60 m y columnas tipo "T" de 0.30x0.60x0.90 m, placas con espesor de 0.30 m, la longitud de placa será corroborada con el análisis sísmico. Los elementos tipo área, como losas aligeradas y macizas tienen una altura de $h = 0.20$ m

4.4. Análisis sísmico

Este acápite trata del análisis sísmico aplicando el método estático y dinámico, que permitirá definir las secciones transversales de todos los elementos estructurales que conforman el contexto estructural de la institución educativa en mención.

4.4.1. Análisis del Modelo estructural

Todos los elementos que influyen sobre la respuesta de la estructura se representaron mediante elementos lineales o superficiales, estos elementos están unidos rígidamente entre sí, las columnas y muros se suponen empotradas en la cimentación. La continuidad de las vigas en columnas y placas se consigue mediante brazos rígidos.

La acción de diafragma de los techos inclinados se modela mediante riostras dispuestas en cada uno de los paños de manera tal que se forma sistema triangulado (estable en plano del techo), a estas riostras se le ha proporcionado rigidez axial infinita y nula rigidez a la flexión; las riostras se articulan en sus extremos a fin de que no interactúen con los elementos estructurales.

Las propiedades geométricas, de la sección transversal de cada uno de los elementos estructurales, son calculadas por el programa Etabs, considerando la sección bruta.

Para el cálculo del peso total de la edificación se usó el de la carga muerta más el 50% de la carga viva de entre piso más el 25% de la carga viva de techo según lo indicado en la Norma de Estructuras E.030 correspondiente a las edificaciones de categoría A (Edificaciones esenciales). Se utiliza el modelo de masas concentradas y tres grados de libertad (techo plano).

En los modelos (análisis estático y dinámico) se han considerado la incertidumbre que se tiene con respecto a la ubicación del centro de masa y rigideces vía excentricidades accidentales indicadas en la E.030.

El modelo estructural del según modulo se muestra en la figura 20, en el cual están incluidos lo indicado en el anterior ítem.

Se asume que el material tiene comportamiento elástico lineal infinito, supuesto que permite efectuar análisis lineal de segundo orden (artículo 8.3 E.060 y 6.2.3 ACI 318-14).

A continuación, se presenta el modelo estructural, del módulo más representativo, en nuestro caso corresponde al segundo modulo, contemplado por dos plantas arquitectónicas.

Cabe acotar que el modelo y diseño estructural se realiza bajo los las herramientas internas del programa Etabs, en versión V.17

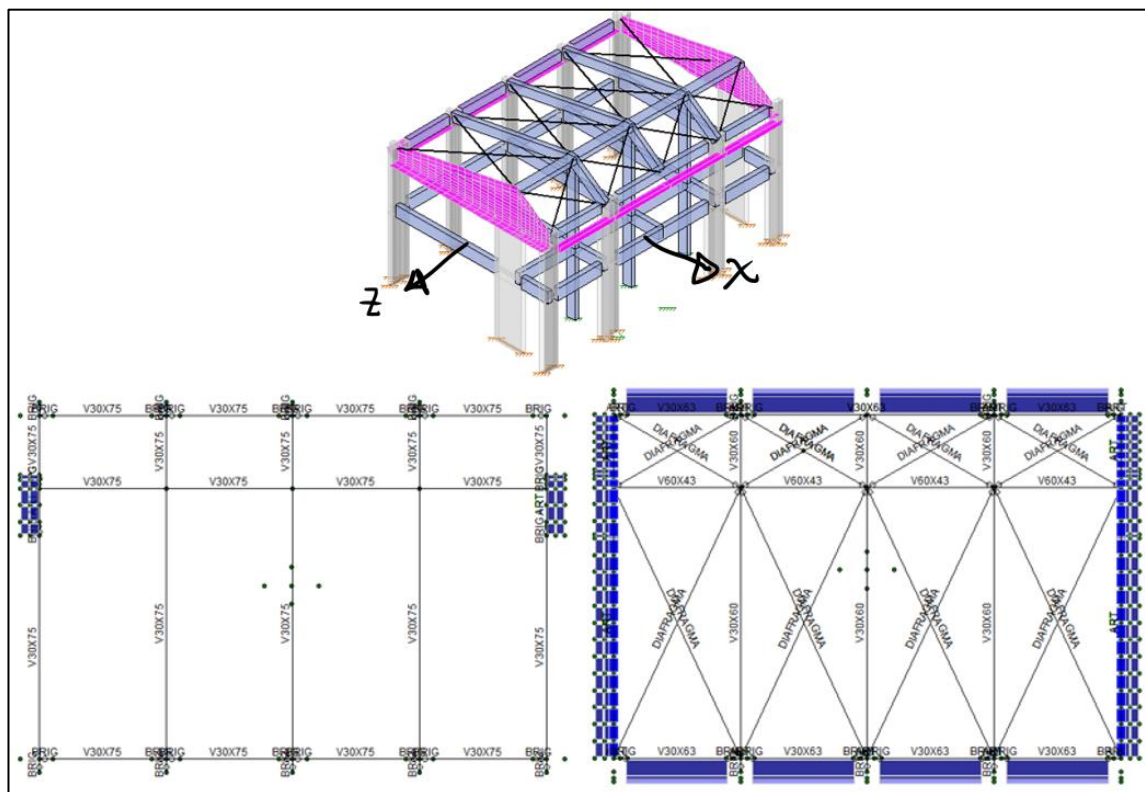


Figura 24: vista de planta típica de la edificación. Se aprecia diafragma del primer y segundo techo del Módulo 2.

Fuente: elaboración propia del Etabs

4.4.2. Cargas de diseño

Las cargas verticales se evaluaron conforme a la Norma de Estructuras E.020 Cargas. Los pesos de los elementos no estructurales se estimaron a partir de sus dimensiones reales con su correspondiente peso específico. A continuación, se detallan las cargas típicas (muerta y viva) consideradas en el análisis:

➤ **Cargas Muertas (D)**

Peso de Losa Aligerada: 300 kg/m² (h=20cm)

Peso de losa maciza 480 kg/m² (h=20 cm)

Peso de Loza Maciza: 360 kg/m² (h=15cm)

Peso de Acabados: 100 kg/m²

Cobertura con ladrillo pastelero: 100 Kg/m²

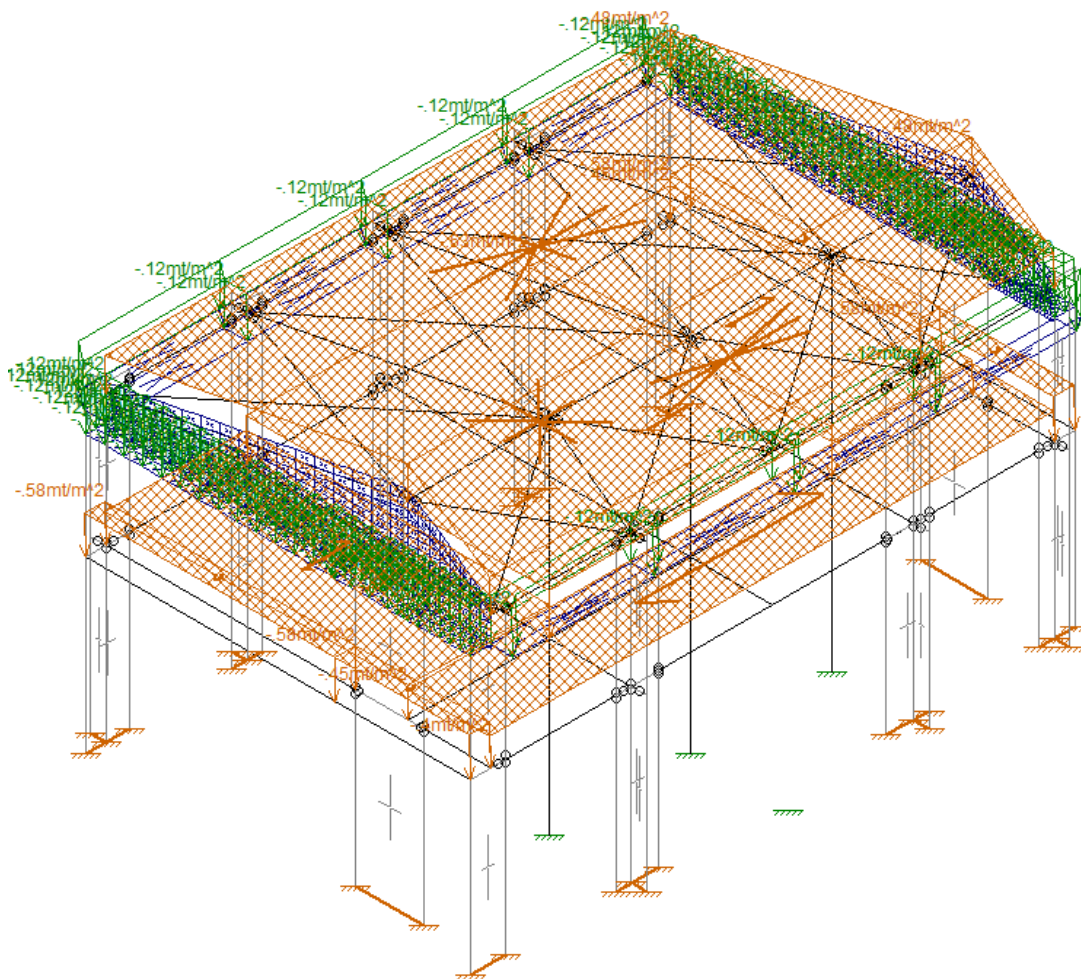


Figura 25: carga permanente de elemento sobre losas
Fuente: elaboración propia del Etabs

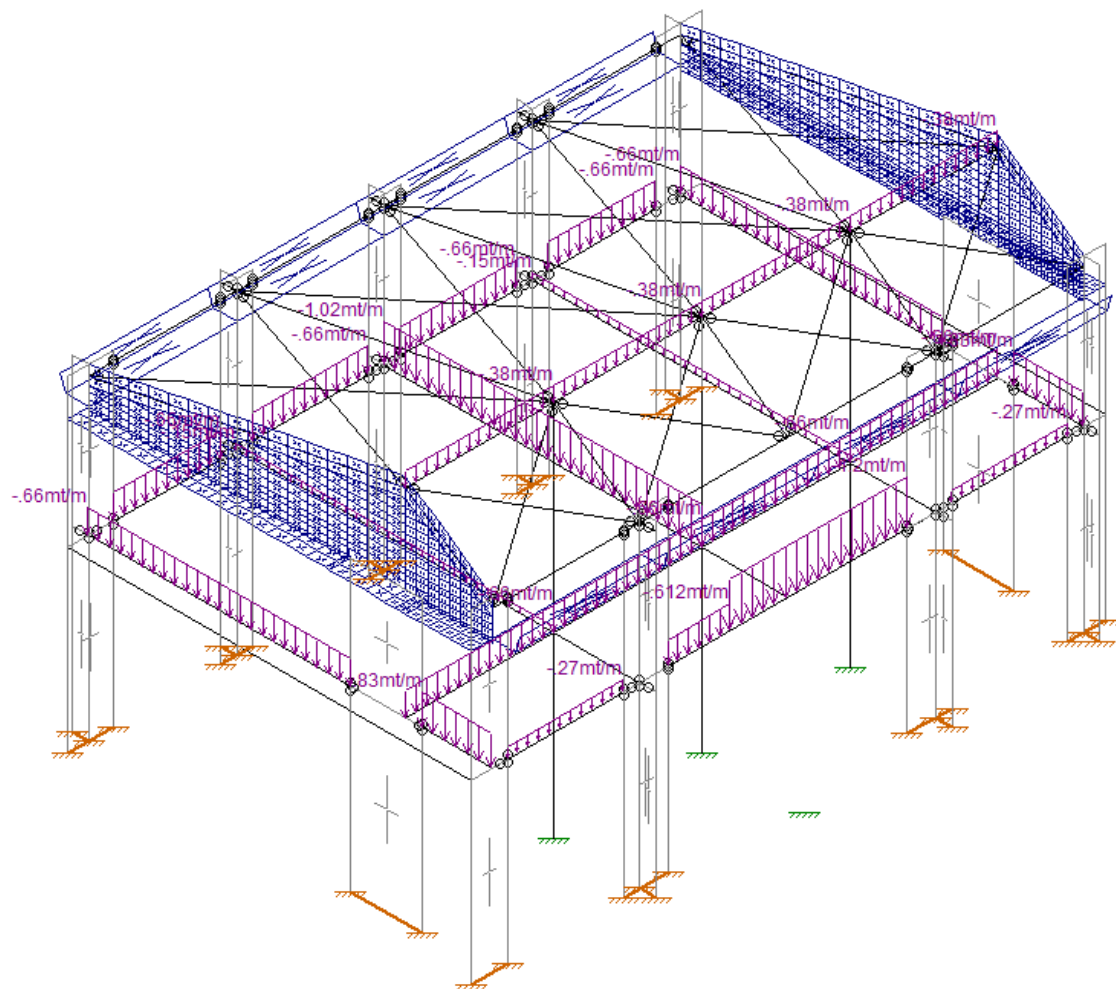
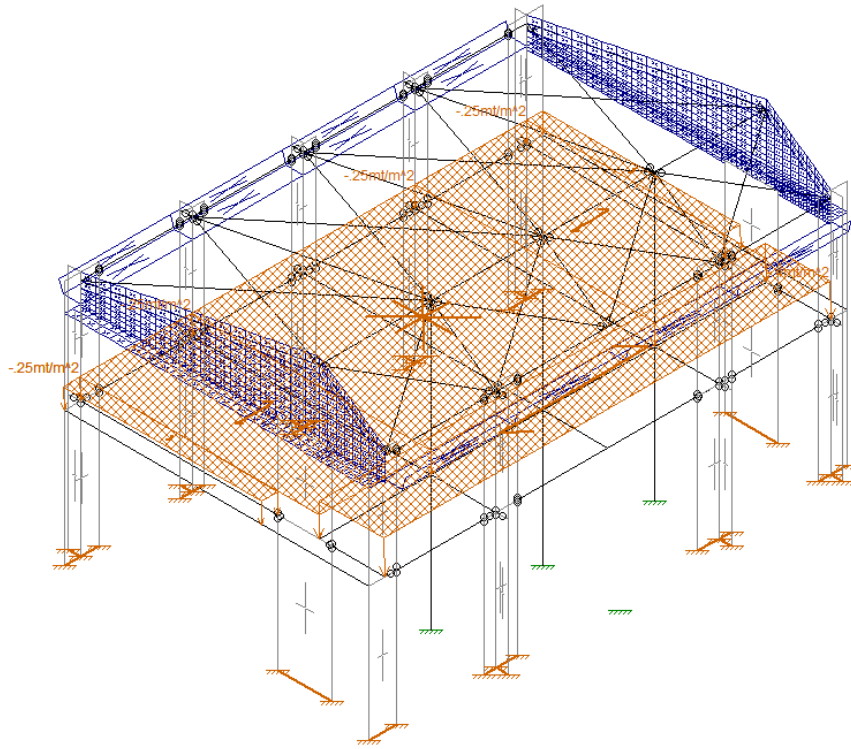


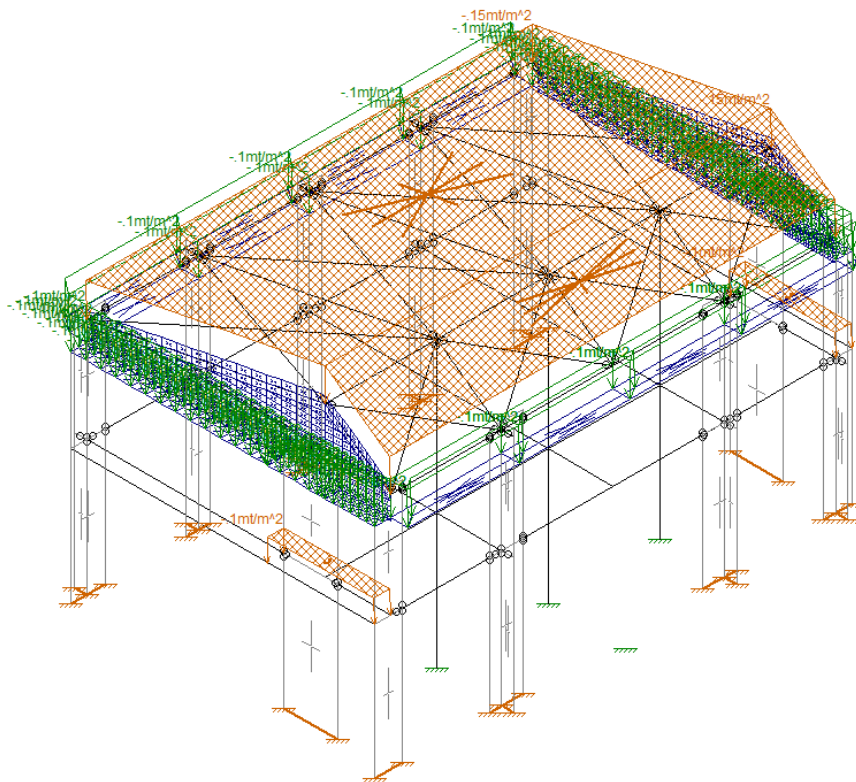
Figura 26: carga permanente de tabiquería
Fuente: elaboración propia del Etabs

- **Carga viva:**
- 250 kg/m² Aulas
- 400 kg/m² Corredores

Viva de techo: 100 kg/m², la pendiente del techo es de 11.380°, es decir 8.38° por encima de 3°, la carga viva de techo resulta de $=100-8.38 \times 5=58.1$ kg/m², pero no menor a 59 Kg/m². Se considera 100 kg/m², tanto en techos planos como inclinados, tal como se indica en las figuras siguientes.



*Figura 27: carga viva de piso
Fuente: elaboración propia del Etabs*



*Figura 28: carga viva de techo
Fuente: elaboración propia del Etabs*

4.4.3. Análisis sísmico

Dentro de este análisis se utilizarán tanto el análisis sísmico estático como el dinámico. A continuación, se describen los parámetros y características del colegio.

4.4.3.1. Peligro sísmico

- a) Aceleración máxima horizontal (factor de zona), $Z = 0.45 g$
- b) Perfil del suelo: Perfil S2, suelo intermedio
- c) Parámetros de sitio:
 - Factor de amplificación del suelo, $S=1.05$
 - Período que define la plataforma del factor C, $T_P=0.60 s$
 - Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante, $T_L=2.0 s$

4.4.3.2. Características del edificio

a) Categoría de las Edificación:

- Categoría A, edificaciones esenciales tipo A2
- Factor de Uso $U=1.5$

b) Sistema estructural:

Dirección corta y larga: Combinación de pórticos y muros estructurales de concreto reforzado (sistema dual). El sistema estructural propuesto es pertinente con la categoría de la edificación (artículo 17 E.030)

c) Coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica:

- Dirección larga (x): Dual $R_o=7$.
- Dirección Corta (y): Muros estructurales de concreto reforzado, $R_o=6$

d) Regularidad estructural:

- La estructura es regular en planta y elevación, $L_a = 1.00$ y $I_P=1.00$, queda pendiente la verificación de irregularidad de rigidez e irregularidad torsional

e) Restricciones a la irregularidad:

- Según la categoría y ubicación de la edificación, la estructura debe clasificar como regular.

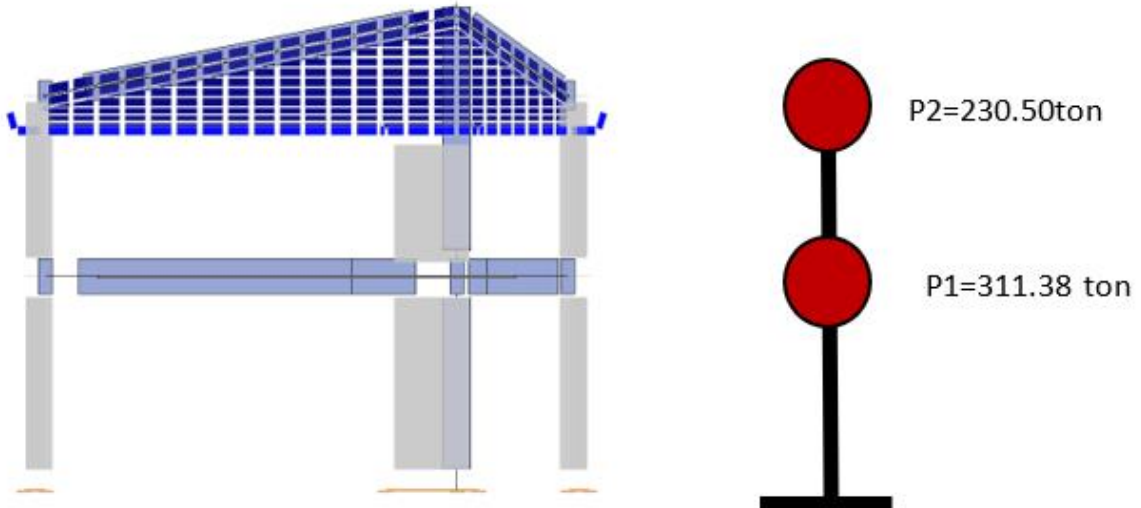
f) Coeficiente de reducción de fuerza sísmica:

- $R_x = R_o \cdot I_a \cdot I_P = 7 \times 1 \times 1 = 7$
- $R_y = R_o \cdot I_a \cdot I_P = 6 \times 1 \times 1 = 6$

4.4.3.3. Análisis sísmico estructural

a) Estimación del peso

La masa de cada techo (D+%L) se determina de acuerdo a la altura tributaria de cada entrepiso, según la siguiente figura adjunta.



*Figura 29: peso sísmico por techo
Fuente: elaboración propia del Etabs*

De la figura adjunta se aprecia que en el centro del primer techo actúa una masa de 311.38 ton, mientras que en el segundo nivel se efectúa una fuerza horizontal de 230.50 ton, dando un peso total actuante en la base de 541.88 ton. Finalmente, podemos deducir que estas masas efectivas serán las que producirán efectos malignos a la estructura, consecuentemente serán resistidas por la rigidez lateral del edificio.

4.4.3.4. Análisis sísmico estático

El análisis estático es un método que permite determinar el cortante basal mínimo de diseño, es decir, son las fuerzas equivalentes que actúan horizontalmente sobre el centro de cada diafragma, puesto que estas fuerzas de equivalencias permiten a veces conocer el cortante basal total en la base de la estructura. El procedimiento, se explica a continuación.

El periodo fundamental de la estructura es menor a T_P (edificaciones de dos pisos $T = 2 \times 0.1 = 0.20 \text{ s} < T_P = 0.60 \text{ s}$), por ende, $C = 2.50$. con estos valores calculados, se cumple con lo señalado por la norma E.030-2019. El cortante basal resulta ser:

$$V_x = \frac{ZUSC}{R} P = \frac{0.45 \times 1.5 \times 1.05 \times 2.5}{7} 541.88 = 137.16 \text{ ton}$$

$$V_y = \frac{ZUSC}{R} P = \frac{0.45 \times 1.5 \times 1.05 \times 2.5}{6} 541.88 = 160.16 \text{ ton}$$

De los cálculos se deduce que el peso total de la estructura es igual a 541.88 ton y los parámetros sísmicos aportan un factor de 0.2531 en dirección xx como 0.2953 para la dirección yy, lo cual resulta un cortante basal estático de 137.16 ton-f y 160.16 ton-f tanto en xx como yy, respectivamente.

A continuación, se presentan las fuerzas equivalentes distribuidas en centro de cada nivel de análisis. Las cuales fueron calculadas teniendo en cuenta la excentricidad accidental, es decir, $e_{ax}=0.05 \times 7.80=0.89\text{m}$ y $e_{ay}=0.05 \times 11.60=0.58$.

Tabla 19: distribución en altura del cortante basal (dirección larga xx)

Sismo X						
Z	=	0.45		TP	=	0.6
U	=	1.5		TL	=	2
S	=	1.05		R	=	7
C	=	2.5		V	=	137.16
Techo	hi/m	pi/ton	Pi*hi	$\frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i}$	Fi (ton)	
2	8.49	230.5	1956.9	0.58	79.20	
1	4.6	311.38	1432.3	0.42	57.97	
		541.88	3389		137.16	

Fuente: elaboración propia del Etabs

Tabla 20: distribución en altura del cortante basal (dirección corta yy)

Sismo Y						
Z	=	0.45		TP	=	0.6
U	=	1.5		TL	=	2
S	=	1.05		R	=	6
C	=	2.5		V	=	160.16
Techo	hi/m	pi/ton	Pi*hi	$\frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i}$	Fi (ton)	
2	8.49	230.5	1956.9	0.58	92.42	
1	4.6	311.84	1434.5	0.42	67.74	
		542.34	3391		160.16	

Fuente: elaboración propia del Etabs

4.4.3.5. Análisis sísmico dinámico modal espectral

El análisis dinámico permite regular el cortante calculado, lo cual, según la norma E.030-2019, señala que este método aplica criterios de combinación espectral, con el fin de obtener resultados más realistas de la estructura.

A continuación, se presentan las frecuencias, periodos y masas efectivas actuantes en cada nivel de análisis, los resultados serán 3 por cada nivel, dos en traslación y uno en rotación, tal como se aprecia en la siguiente tabla.

Tabla 21: frecuencias, periodos y masas efectivas

Mode Number	Frequency (Hz)	Period (Sec)	X Spectra	Percent Modal Participation Y Spectra	X Spectra
1	3.824	.262	.057		86.977
2	4.113	.243	89.202		.071
3	5.424	.184	.262		.362
4	9.279	.108	.057		
5	9.805	.102			2.657
6	14.328	.07			4.963
Totals :			89.579		95.03

Fuente: elaboración propia del Etabs

De la tabla adjunta se deduce que, el periodo máximo es igual a $T=0.260$ s (dirección larga xx), lo cual está gobernado por el primer modo de vibración, que a la vez aporta 86.97 de masa efectiva; mientras que en la dirección corta yy, el periodo resulto ser $T=0.243$ s, resultado del segundo modo de vibración, aportando 89.202 de masa participativa. Consecuentemente ambas direcciones superan una masa efectiva del 90%, lo cual es validada por la norma E.030-2019.

A continuación, se presentan los valores calculados del espectro respuesta.

a) Espectro inelástico de pseudo aceleraciones

De acuerdo al EMS, $Z_4=0.45$, $S_2=1.05$, $T_P=0.60s$, $T_L=2.00s$

$$\begin{aligned}
 T < T_p & \quad C = 2.5 \\
 T_p < T < T_L & \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \\
 T > T_L & \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right) \\
 S_a & = \frac{ZUSC}{R} g
 \end{aligned}$$

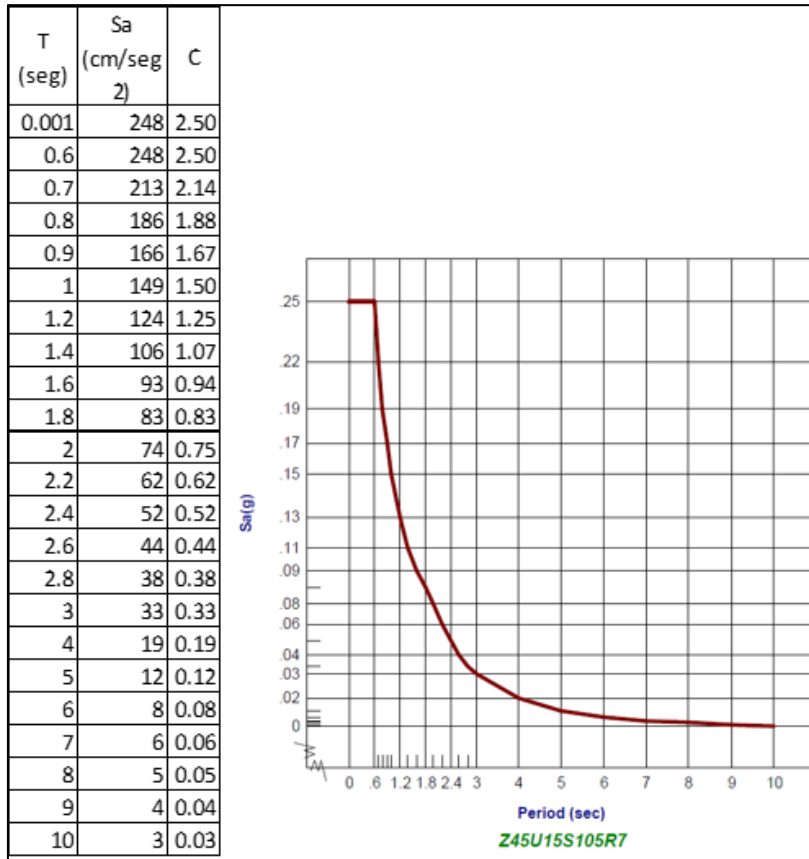


Gráfico 1: espectro de respuesta (dirección larga xx)

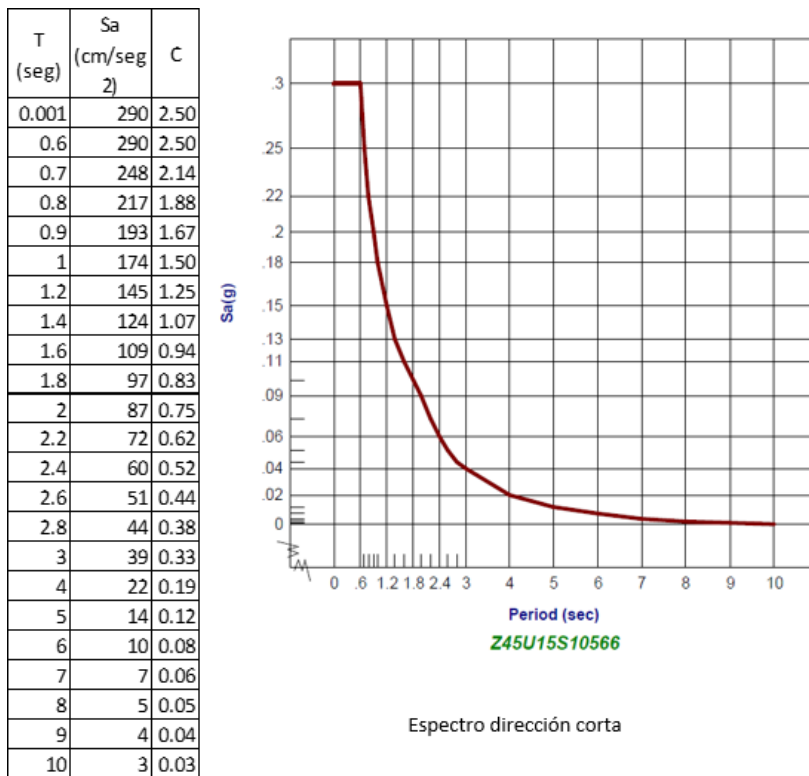


Gráfico 2: espectro de respuesta (dirección corta yy)

b) Cálculo de la respuesta máxima

El cortante basal dinámico es de: Vd-xx= 128.82 tonf y Vd-yy= 132.58 tonf, mientras que los cortantes estáticos son Ve-xx= 137.16 tonf y Ve-yy= 160.16 tonf. En la dirección larga y corta el cortante dinámico, resulta es mayor que el 80% del cortante estático. Consecuentemente, no se requiere escalar los cortantes dinámicos.

c) Cálculo de los desplazamientos y derivas de entrepiso

En la tabla siguiente se indican los desplazamientos y derivas de entrepiso de los diafragmas de cada nivel, estos valores fueron determinados multiplicando los resultados obtenidos en el programa de análisis por 0.75 R, conforme se especifica en la Norma Técnica E.030-2019 Diseño Sismorresistente.

Tabla 22: desplazamientos máximos producidos en la estructura

	LC	Story	Joint(X)	X Drift(cm)	% of Ht	Joint(Y)	Y Drift(cm)	% of Ht	Joint(Z)	Z Drift(cm)	% of Ht
1	4	1	357	.029	.006				617	.31	.062
2	4	2	365	.022	.005				625	.232	.056
3	5	1	357	-.004	0				617	.332	.066
4	5	2	365	.003	0				625	.245	.059
5	6	1	357	.317	.063				617	.024	.005
6	6	2	365	.189	.045				625	.016	.004
7	7	1	357	.372	.074				617	-.014	.003
8	7	2	365	.221	.053				625	-.006	.001

Fuente: elaboración propia del Etabs

$$Deriva X = \frac{0.066 * 0.75 * 7}{100} = 0.0035 < 0.007 \dots OK$$

$$Deriva Y = \frac{0.074 * 0.75 * 6}{100} = 0.0033 < 0.007 \dots OK$$

De lo calculado se deduce que en la dirección larga xx, se produce una deriva de 0.035 radianes; mientras que en la dirección corta yy, se genera una distorsión de 0.0033. conscientemente las derivas, son inferiores a 0.007 radianes, la cual para estructuras de concreto armado, estos valores son aceptados, según E.030-2019.

4.4.4. Validación de la estructura

4.4.4.1. Sistema estructural

En la dirección larga (xx), los muros P-2 y P-3 toman el 52% del cortante basal (71.97/137.16 = 0.52) y en la dirección corta los muros P-1 toman el 71% del cortante basal (115.48/160.17 = 0.72). según los resultados, en la dirección larga, la estructura es del tipo dual (Ro=7) y en la dirección corta del tipo muro (Ro=6).

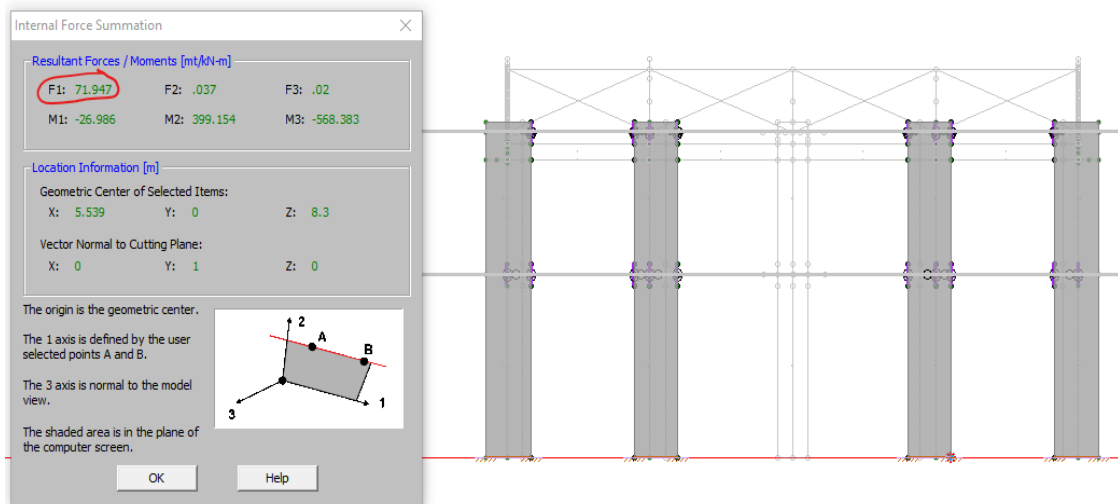


Figura 30: cálculo del cortante que toman los muros (dirección larga y corta)
Fuente: elaboración propia del Etabs

4.4.4.2. Irregularidades estructurales en altura

a) Irregularidad de Rigidez – Piso Blando:

De la revisión de la tabla se desprende lo siguiente:

- Primer entrepiso: La razón entre la rigidez del primer y segundo entrepiso es mayor al 70%.
- Segundo entrepiso: No aplica puesto que no existen entrepisos superiores

Tabla 23: condiciones de pisos blando

Dirección y	Fuerza cortante primer entrepiso	160.16	ton
	Desplazamiento centro de masa primer techo	0.56	cm
	Rigidez primer entrepiso	286	ton/cm
	Fuerza cortante segundo entrepiso	92.42	ton
	Desplazamiento relativo centro de masa segundo techo	0.32	cm
	Rigidez segundo entrepiso	289	ton/cm
	Rigidez primer entrepiso/rigidez segundo entrepiso	0.99	
Dirección x	Fuerza cortante primer entrepiso	137.16	ton
	Desplazamiento centro de masa primer techo	0.57	cm
	Rigidez primer entrepiso	241	ton/cm
	Fuerza cortante segundo entrepiso	79.20	ton
	Desplazamiento relativo centro de masa segundo techo	0.47	cm
	Rigidez segundo entrepiso	169	ton/cm
	Rigidez primer entrepiso/rigidez segundo entrepiso	1.43	

Fuente: elaboración propia del Etabs

- b) Irregularidad de Resistencia – Piso Débil:**
No se presenta, las secciones de los elementos verticales y refuerzo se mantienen en toda la altura de la edificación.
- c) Irregularidad Extrema de Rigidez:**
No presenta irregularidad extrema de resistencia, ver ítems de irregularidad de rigidez.
- d) Irregularidad Extrema de Resistencia:**
No presenta irregularidad extrema de resistencia, ver ítems de irregularidad de resistencia.
- e) Irregularidad de Masa o Peso:**
La relación entre el peso del primer y segundo piso, $P1/P2 = (311.38/230.50) = 1.35 < 1.50$, no presenta irregularidad de masa.
- f) Irregularidad Geométrica Vertical:**
No presenta irregularidad geométrica vertical puesto que, las dimensiones en planta de los sistemas resistentes a cargas laterales se mantienen en elevación y en las dos direcciones principales.
- g) Discontinuidad en los Sistemas Resistentes:**
No presenta discontinuidad en los sistemas resistentes dado que los elementos estructurales se proyectan en los dos niveles sin cambio de orientación o desplazamiento de sus ejes.
- h) Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes:**
No presenta discontinuidad extrema de los sistemas resistentes.

4.4.4.3. Irregularidades estructurales en planta

- a) Irregularidad Torsional:**
No aplica, la máxima deriva de entrepiso es menor al cincuenta por ciento de la máxima permitida (ver distorsión admisible). La estructura no presenta irregularidad torsional.
- b) Esquinas Entrantes:**
La estructura no cuenta con esquinas entrantes.

c) Discontinuidad del Diafragma:

Los diafragmas no presentan aberturas, discontinuidades abruptas y variación de rigidez.

d) Sistema no Paralelos:

Se ha dispuesto de dos sistemas resistentes a cargas laterales que son ortogonales.

4.4.4.4. Restricciones a la irregularidad

a) Categoría de la edificación e irregularidad:

Del análisis precedente, se concluye que la estructura es regular por lo que, $I_a=1.00$ e $I_p=1.00$, es decir $R_x = 7$ $R_y = 7$, se cumple con la restricción indicada en la table 10 de la norma técnica E.030-2019.

4.5. Diseño de Elementos Estructurales

El diseño de los elementos estructurales de concreto reforzado se llevará a cabo considerando el sistema estructural resistente a cargas laterales que predominan en cada dirección, es decir, en la dirección larga y corta se tomaran en cuenta las exigencias que aplican al diseño de los elementos estructurales que conforman sistemas estructurales resistentes a cargas laterales dual tipo II y muros estructurales, respectivamente.

4.5.1. Diseño de columnas

Se mostrará el diseño detallado de la columna C-2 del primer entrespacio, idéntico procedimiento se siguió en el diseño de las otras columnas.

La columna C-2 (35 cm x 60 cm). En el plano xx (flexión eje y, eje fuerte), la columna forma parte de una estructura a base de muros mientras que en plano yy (flexión respecto al eje x, eje débil) la columna forma parte de un sistema dual tipo II.

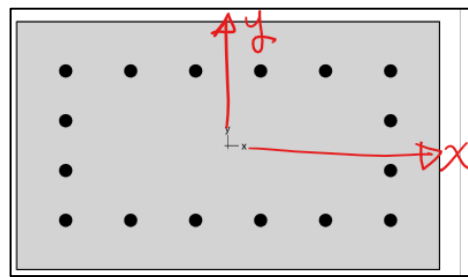


Figura 31: sección transversal 35x60cm, columna C-2

4.5.1.1. Diseño pro Flexo-Compresión

El refuerzo requerido por resistencia es de 20.80 cm², se propone reforzar la columna con 16 barras de ¾". La cuantía del refuerzo es de $p=0.022$, queda entre los límites indicados en el artículo 21.6.3 de la Norma Técnica E.060.

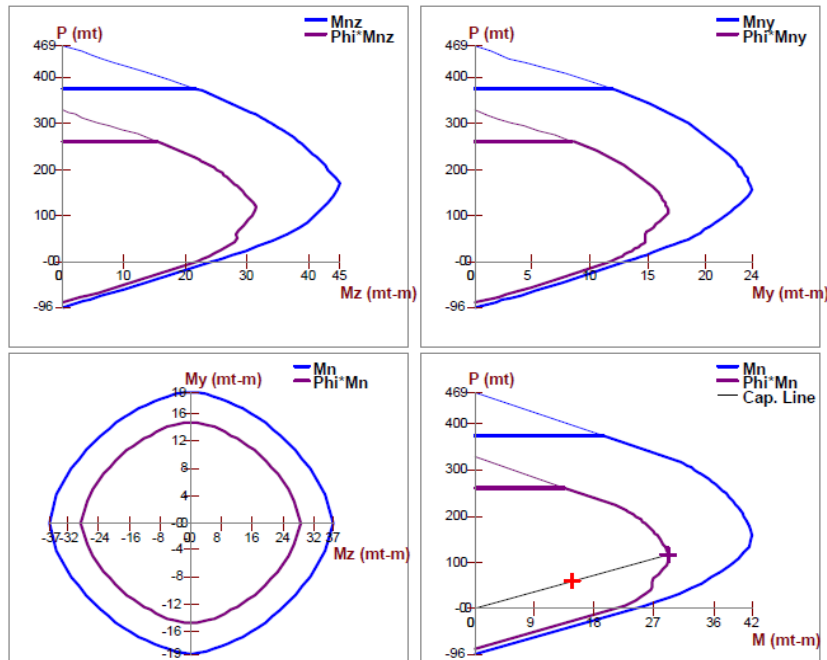


Gráfico 3: iteración entre la demanda sísmica y demanda nominal
Fuente: elaboración propia del Etabs

Del gráfico adjunto se concluye que, la demanda nominal supera la demanda sísmica, esto significa que el refuerzo propuesto, es totalmente correcto.

4.5.1.2. Verificación sección y refuerzo de columna (columna fuerte-viga débil)

Solo se debe verificar en eje débil de la columna (el eje fuerte forma parte de una estructura a base de muros).

En las siguientes tablas se muestran el rango de valores de las cargas axiales que actúan en el extremo superior e inferior de la columna del primer piso y segundo entrepiso con sus respectivos momentos resistentes, la menor resistencia a la flexión se obtiene en la combinación 15 de la columna y cargas axiales amplificadas que actúan sobre la columna (no se ha considerado $1.4D+1.7L$). Los momentos resistentes son 25.51 ton-m y 22.07 ton-m.

El momento resistente nominal de las vigas que llegan al nudo en cuestión, es de 16.99 ton-m/viga ($A_s=3 \times 1.98=5.94 \text{ cm}^2$, $a=4.65 \text{ cm}$, $d=69.26 \text{ cm}$).

$$\frac{\Sigma M_{nc}}{\Sigma M_{nb}} = \frac{25.51 + 22.07}{2 \times 16.99} = 1.40 \geq 1,20$$

La sección de la columna y el refuerzo dispuesto resulta apropiada. Cargas axiales y momentos resistentes en extremo superior de columna.

Tabla 24: momento nominal de la columna, extremo superior

N°	P _u	ϕM _{nx}	NA Depth	d _t Depth	ε _t	ϕ
	kN	kNm	mm	mm		
1	533.86	260.2	123	280	0.00383	1
2	533.93	260.21	123	280	0.00383	1
3	554.56	261.71	124	280	0.00376	1
4	554.44	261.7	124	280	0.00376	1
5	533.42	260.17	123	280	0.00383	1
6	533.35	260.16	123	280	0.00383	1
7	512.72	258.64	122	280	0.0039	1
8	512.84	258.65	122	280	0.0039	1
9	421.85	251.79	117	280	0.00421	1
10	421.92	251.8	117	280	0.00421	1
11	442.55	253.37	118	280	0.00414	1
12	442.44	253.36	118	280	0.00414	1
13	421.41	251.76	117	280	0.00421	1
14	421.35	251.75	117	280	0.00421	1
15	400.71	250.17	115	280	0.00429	1
16	400.83	250.18	115	280	0.00429	1
		250.17	kNm			
		25.51	Ton-m			

Fuente: elaboración propia del Etabs

Tabla 25: momento nominal de la columna, extremo inferior

N°	P _u	ϕM _{nx}	NA Depth	d _t Depth	ε _t	ϕ
	kN	kNm	mm	mm		
1	23.32	219.68	96	280	0.0057	1
2	23.47	219.69	96	280	0.0057	1
3	61.75	222.89	98	280	0.0056	1
4	61.5	222.87	98	280	0.0056	1
5	23.07	219.66	96	280	0.0057	1
6	22.93	219.64	96	280	0.0057	1
7	-15.36	216.42	95	280	0.0059	1
8	-15.1	216.45	95	280	0.0059	1
9	33.78	220.55	97	280	0.0057	1
10	33.93	220.56	97	280	0.0057	1
11	72.21	223.76	99	280	0.0055	1
12	71.96	223.74	99	280	0.0055	1
13	33.53	220.53	97	280	0.0057	1
14	33.38	220.52	97	280	0.0057	1
15	-4.9	217.3	95	280	0.0059	1
16	-4.65	217.33	95	280	0.0059	1
		216.42	kNm			

Fuente: elaboración propia del Etabs

4.5.1.3. Diseño por corte:

a) Dentro de la longitud de confinamiento (L_o)

$$l_o \geq \{60 \text{ cm} \quad 422/6 = 97 \text{ cm} \quad 50 \text{ cm}$$

$$l_o = 70 \text{ cm}$$

$$b_c = 60 - (2 \times 4 + 0.95) = 53.05 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = 27 \times 52 = 1404 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \geq \left\{ \frac{0.3 \times S \times 53.05 \times 210}{4200} \left[\frac{2100}{1404} - 1 \right] = 0.39 \text{ Scm}^2 \quad \frac{0.09 \times S \times 53.05 \times 210}{4200} = 0.24 \text{ Scm}^2 \right.$$

$$A_{sh} = 6 \times 0.71 = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$S \leq \frac{4.26}{0.39} = 10.92 \text{ cm}$$

$$S_{max} \leq \left\{ \frac{35}{3} = 11.67 \text{ cm} \quad 6 \times 1.91 = 11.4 \quad S_{max} = 10 \text{ cm} \quad 10 \text{ cm} \leftarrow \right.$$

Usar: 6 ramas @ 0.10m

b) Fuera de la zona de confinamiento

$$S_{max} \leq \{10 \times 1.91 = 19.10 \leftarrow 25 \text{ cm}$$

$$S = 19 \text{ cm}$$

c) Distribución de refuerzo transversal

En la siguiente tabla se muestra el rango de valores de cargas axiales que soporta la columna en cuestión y las resistencias probables en flexión, calculadas con $f_c=1.00$ y $f_s=1.25 f_y$, es $M_{pr}=29.44$ ton-m (extremo superior e inferior).

Las vigas que llegan al extremo superior de la columna tienen resistencias probables en flexión de $M_{pr}=20.69$ ton-m /viga ($A_s=3 \times 1.98=5.94$ cm², $f_s=1.25 f_y$, $a=5.81$ cm, $d=69.26$ cm), este momento se debe distribuir entre las columnas que llegan al nudo en cuestión, a la columna inferior le corresponde un momento de $M_{pr}=2 \times 20.69 \times 6.60 / (4.60+5.60) = 22.70$ ton-m ($L_{ci}=4.60$ m, $L_{cs}=5.60$ m).

La resistencia probable en el extremo superior es el $M_{pr}=22.70$ ton-m (menor entre la resistencia probable en flexión de la columna y las vigas que llegan al nudo).

La resistencia probable en el extremo inferior y superior de la columna son de 29.44 ton-m y 22.70 ton-m, con estos momentos el cortante actuante es de $V_u=(29.44+22.70) / 4.6=11.33$ ton, que resulta mayor a la fuerza cortante calculada (0.78 ton) m, el refuerzo transversal se calculara con $V_u=11.33$ ton y despreciando el aporte del concreto.

$$S = \frac{\phi A_s F_y d}{V_v - \phi V_c} ; \phi V_c = 0, d = 29.10$$

$$S = \frac{0.85 \times (6 \times 0.71) \times 4.2 \times 29.10}{11.33} = 39 \text{ cm}$$

Tabla 26: resistencias probables en flexión

N°	P _u	ϕM _{nx}	NA Depth	d _t Depth	ε _t	ϕ
	kN	kNm	mm	mm		
1	533.86	287.73	132	280	0.00338	1
2	533.93	287.73	132	280	0.00338	1
3	554.56	288.71	133	280	0.00333	1
4	554.44	288.70	133	280	0.00333	1
5	533.42	287.71	132	280	0.00338	1
6	533.35	287.70	132	280	0.00338	1
7	512.72	286.72	131	280	0.00343	1
8	512.84	286.72	131	280	0.00343	1
9	421.85	282.32	126	280	0.00366	1
10	421.92	282.32	126	280	0.00366	1
11	442.55	283.33	127	280	0.0036	1
12	442.44	283.33	127	280	0.0036	1
13	421.41	282.30	126	280	0.00366	1
14	421.35	282.30	126	280	0.00366	1
15	400.71	281.28	125	280	0.00371	1
16	400.83	281.29	125	280	0.00371	1
		288.71	kNm			
		29.44	Ton-m			

Fuente: elaboración propia del Etabs

Finalmente, el acero transversal se distribuirá, de la siguiente forma: Utilizar 3 estribos de 3/8"; 1@.05, 10@.10, rsto@.20

4.5.2. Diseño de vigas

En la siguiente figura se muestra la denominación de cada una de las vigas del primer techo.

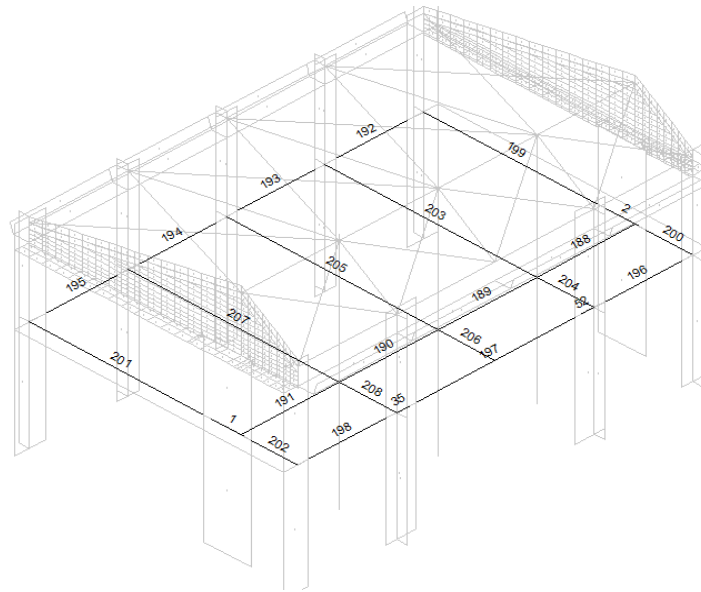


Figura 32: etiqueta de vigas del primer techo
 Fuente: elaboración propia del Etabs

Asimismo, en la siguiente figura se muestra la denominación de cada viga del último techo, estas vigas que son de sección variable se han representado por una sección rectangular equivalente.

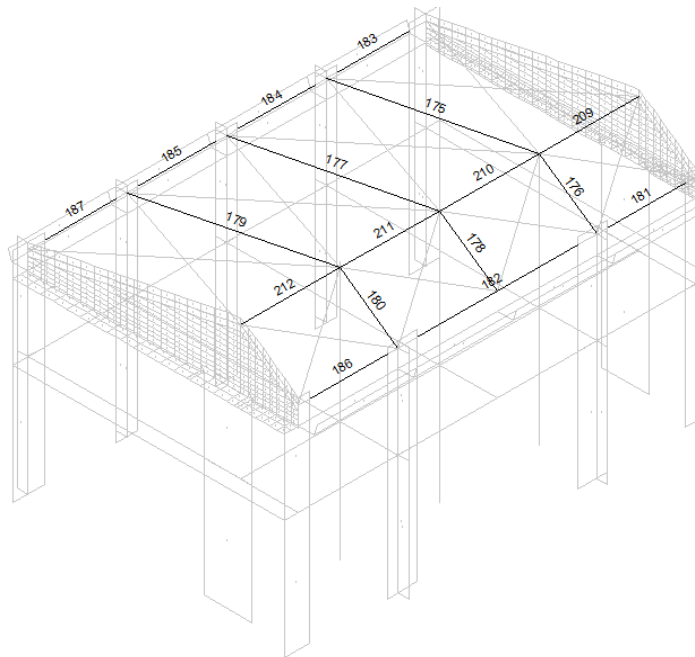


Figura 33: etiquetas de vigas del techo inclinado
 Fuente: elaboración propia del Etabs

Se describe el diseño detallado de la viga V118, esta viga forma parte de un sistema resistente a cargas laterales a base de muros estructurales de concreto reforzado, en su diseño se tomará en cuenta los requisitos indicados en el artículo 21.4 E.060

4.5.2.1. Diseño por flexión

Como refuerzo en la sección crítica de momento negativos se propone 8 barras de $\frac{3}{4}$ ($A_s=22.80 \text{ cm}^2 > 18.97 \text{ cm}^2$, $b=30 \text{ cm}$, $d=66.87 \text{ cm}$, $a= fMn=49.93 \text{ ton-m}$) y para la sección crítica de momento positivo 5 barras de $\frac{3}{4}$ ($A_s=14.25 \text{ cm}^2$, $A_s=11.70 \text{ cm}^2$, $b=30 \text{ cm}$, $d=67.31 \text{ cm}$). En la cara superior, se disponen dos barras de $\frac{3}{4}$ que se extenderán a todo lo largo de la viga ($A_s=8.55 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} =3.85 \text{ cm}^2$), el momento resistente de estas barras es de $fMn=14.41 \text{ ton-m}$, que resulta mayor a $1/4 (49.93) =14.48 \text{ ton-m}$; en la cara inferior el refuerzo continuo estará conformado por dos tres barras de $\frac{3}{4}$ ($A_s=8.55 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} =3.85 \text{ cm}^2$) el momento resistente de estas barras es de $fMn=21.25 \text{ ton-m}$, que resulta mayor a $1/4 (49.93) =14.48 \text{ ton-m}$. En la cara del nudo el momento resistente positivo es de $fMn=21.25 \text{ ton-m}$ (3 barras de $\frac{3}{4}$) y es mayor a un $1/3(49.93) =16.64 \text{ ton-m}$.

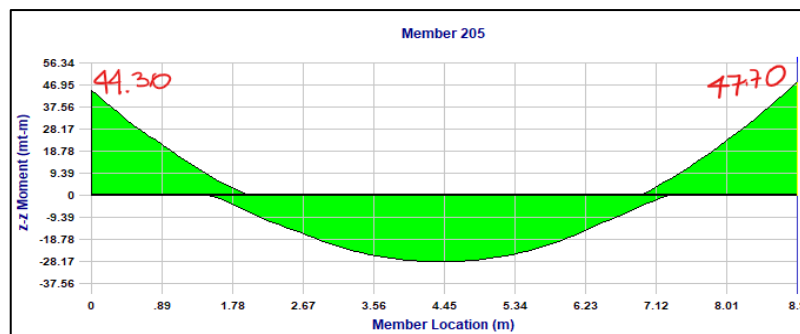


Figura 34: envolvente de momentos
Fuente: elaboración propia del Etabs

4.5.2.2. Diseño por cortante

a) Diseño por resistencia

En la figura se muestra la envolvente de cortantes obtenidas del análisis estructural con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5

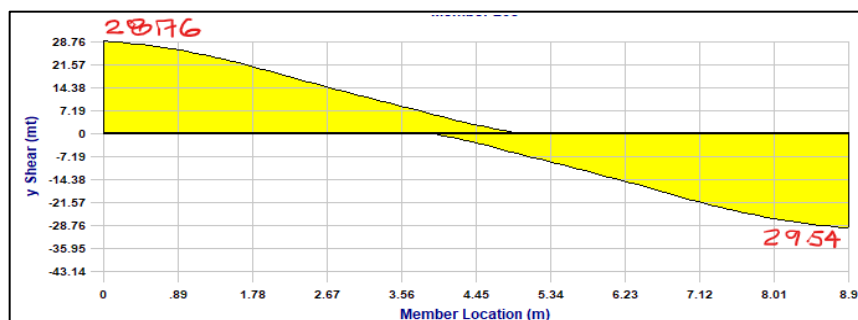


Figura 35: envolvente de cortantes
Fuente: elaboración propia del Etabs

A continuación, se presenta el cálculo de cortantes asociados al desarrollo de los momentos resistentes nominales en cada extremo de la viga ($U1.25D + 1.25L \pm E$)

$L_n=8.60\text{m}$

$W_d=3.15\text{ ton/m}$

$W_L=1.25\text{ ton/m}$

$W_u=5.50\text{ ton/m}$

- Sismo actuante de izquierda a derecha (momentos horarios)

$M_{pri}=23.61\text{ ton-m}$ (el refuerzo positivo está en tracción)

$M_{prd}=55.47\text{ ton-m}$ (el refuerzo negativo está en tracción)

$V_{ui}=5.50 \times 8.60 / 2 - (23.61 + 55.47) / 8.60 = 14.45\text{ ton}$

$V_{ud}=32.85\text{ ton}$

- Sismo actuando de derecha a (Momentos antihorarios)

$M_{pri}=55.47\text{ ton-m}$ (el refuerzo negativo está en tracción)

$M_{prd}=23.61\text{ ton-m}$ (el refuerzo positivo está en tracción)

$V_{ui}=5.50 \times 8.60 / 2 + (23.61 + 55.47) / 8.60 = 32.85\text{ ton}$

$V_{ud}=5.50 \times 8.60 / 2 - (23.61 + 55.47) / 8.60 = 14.45\text{ ton}$

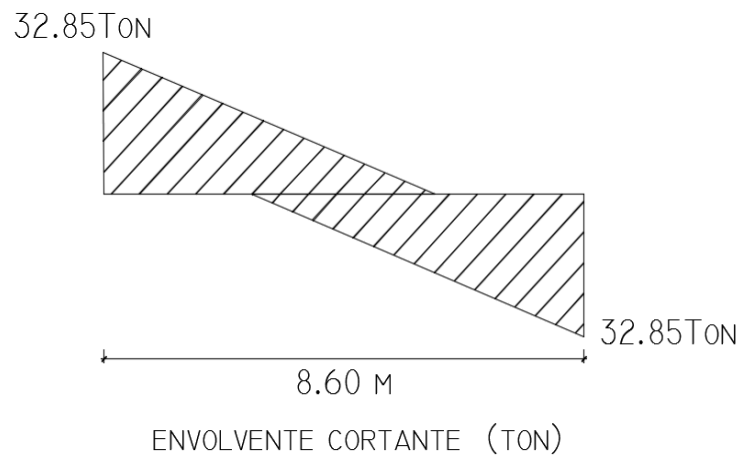


Figura 36: envolvente de cortantes (inelástico)

Fuente: elaboración propia del Etabs

Se diseñará el refuerzo transversal considerando la envolvente de cortantes relacionada con el desarrollo de los momentos nominales de los extremos de la viga.

- Cálculo separación estribos dentro de la zona de confinamiento

$$S = \frac{0.85 \times 1.42 \times 4.2 \times 69.10}{32.85} = 10.66 \text{ cm}$$

- Cálculo separación estribos fuera de la zona de confinamiento

$$Vu = 32.85 - 5.50 \times 1.50 = 24.60 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = \frac{0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 69.10}{1000} = 13.53 \text{ ton}$$

$$S = \frac{0.85 \times 1.42 \times 4.2 \times 69.10}{24.60 - 13.53} = 31.65$$

a) Diseño por confinamiento

- Dentro de la zona de confinamiento

$$S_{max} \left\{ \frac{69.10}{4} = 17.28 \text{ cm} \quad 10 \times 1.91 = 19.10 \text{ cm} \quad 24 \times 0.95 = 22.80 \quad 30 \text{ cm} \right.$$

- Fuera de la zona de confinamiento

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{69.10}{2} = 34.55 \text{ cm}$$

- Distribución estribos:

Domina diseño por resistencia, usar 1estribo de 3/8" 1@0.05, 15@0.10, rto@0.25 c /ext.

4.5.3. Diseño de losa aligerada y losa maciza

4.5.3.1. Diseño del techo plano – primer piso

Está dividido en cuatro paños, los dos paños centrales son losas macizas (batería de baños) y los dos paños extremos son losas aligeradas, en ambos casos el espesor es de 20 cm.

Los dos paños de losa maciza tienen relación de aspecto mayor de 2 ($L_a/L_b = 8.60/3.85 = 2.23$), es decir se comportan como losa unidireccional.

En la formulación del modelo estructural se ha considerado que, cada paño se puede dividir en franjas perpendiculares a las líneas de apoyos (válidos en sistemas

unidireccionales), se desprecia la rigidez torsional de las vigas y que todas ellas tienen idéntica deformación vertical.

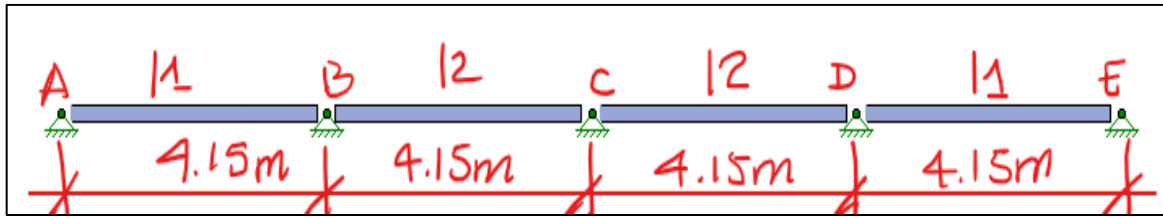


Figura 37: modelo estructural losas del primer techo
Fuente: elaboración propia del Etabs

a) Medrado de Cargas

✓ Losa aligerada

Carga Muerta:

Peso propio de losa aligerada ($e=0.20$ m) $300 \text{ kg/m}^2 = 120 \text{ kg/ml}$

Peso de Acabados $100 \text{ kg/m}^2 = 40 \text{ kg/ml}$

Peso Tabiquería $100 \text{ kg/m}^2 = 40 \text{ kg/ml}$

WD = 200 kg/ml

Carga Viva:

Carga viva de piso $250 \text{ kg/m}^2 = 100 \text{ kg/ml}$

WL = 100 kg/ml

✓ Losa maciza (Ancho de franja 0.40 m)

Carga permanente:

Peso propio de losa ($e=0.20$ m) $480 \text{ kg/m}^2 = 192 \text{ kg/ml}$

Peso de Acabados $100 \text{ kg/m}^2 = 40 \text{ kg/ml}$

Peso Tabiquería $100 \text{ kg/m}^2 = 40 \text{ kg/ml}$

WD = 272 kg/ml

Carga Viva:

Carga viva de piso $250 \text{ kg/m}^2 = 100 \text{ kg/ml}$

WL = 100 kg/ml

b) Análisis

Se han considerado siete estados de cargas y seis combinaciones de cargas

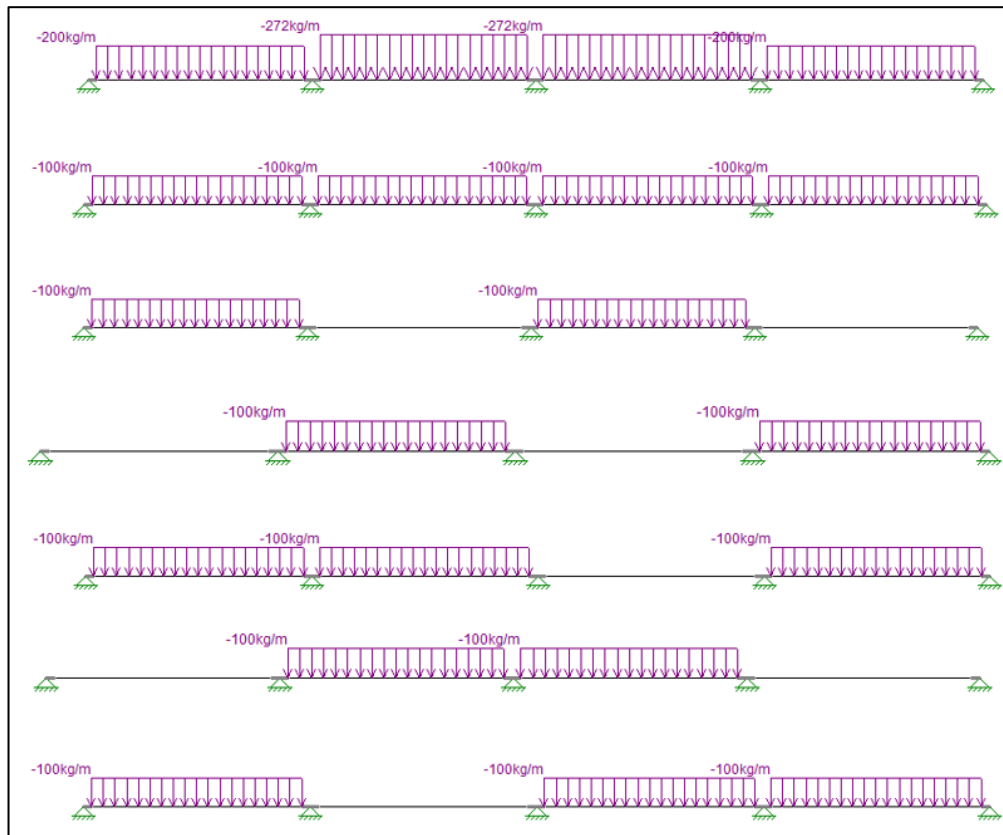


Figura 38: estados de cargas consideradas en el diseño de losas – primer techo
Fuente: elaboración propia del Etabs

4.5.3.2. Diseño por Corte

Se verificará espesor de losa.

$$\phi V_n = 1.10 \times 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 17 = 1220 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 1220 \text{ kg} \geq V_{ud} = 1120 - 450 \times 0.17 = 1044 \text{ kg}$$

El espesor de la losa es adecuado.

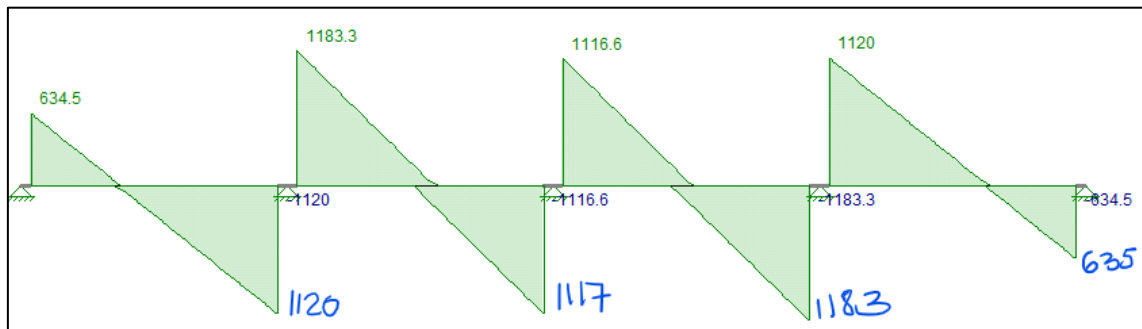


Figura 39: envolventes de cortantes (kg)
Fuente: elaboración propia del Etabs

4.5.3.3. Diseño por flexión

En la figura se muestra la envolvente de momentos y el refuerzo requerido en cada una de las secciones críticas de momento negativo

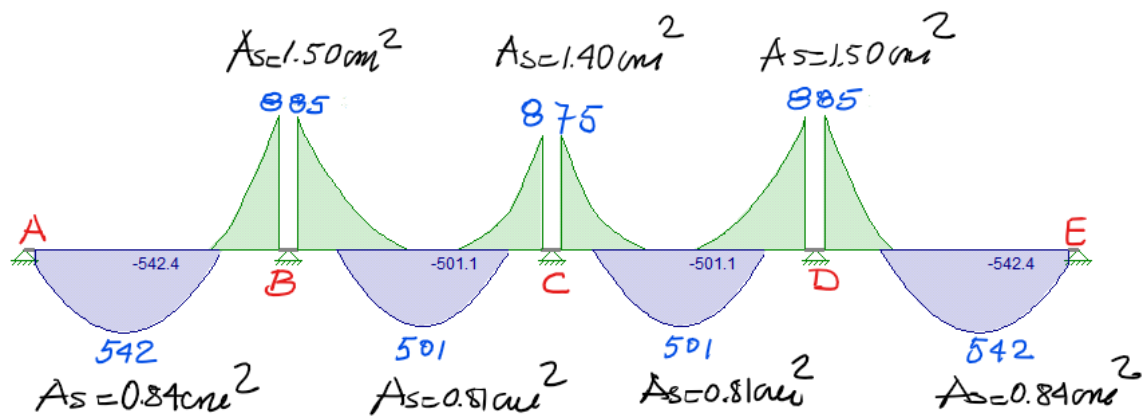


Figura 40: envolvente de momentos y refuerzo requerido en las secciones críticas de momento

$$\text{Tramo } \frac{AB}{DE}: \text{Usar } 1\phi 1/2'' \text{ (} A_s = 1.27\text{m}^2\text{)}$$

$$\text{Tramo } \frac{BC}{CD}: \{A_s = 0.81\text{cm}^2 \text{ } A_{s\text{min}} = 0.0018 \times 40 \times 20 = 1.44\text{cm}^2 \text{ Domina } A_{s\text{min}} \phi 3/8'' \text{ s}$$

$$= \frac{0.71 \times 100}{1.44} \times 0.40 \text{ s} = 19.72 \text{ cm Usar } 1\phi 3/8'' @ 0.19$$

$$\text{Apoyos B y D} - \text{Usar } 1\phi 3/8'' + 1\phi 1/2'' \text{ (} A_s = 1.98\text{cm}^2\text{)}$$

$$\text{Apoyo C: } A_s = 1.40 \text{ cm}^2 \geq A_{s\text{min}} = 1.44\text{cm}^2$$

Se propone usar $1\phi 3/8'' + 1\phi 1/2'' @ 0.40$; con la finalidad de dar oportunidad a las barras de $1/2''$ dispuestas en los apoyos B y D.

$$A_s = \left(\frac{0.71 + 1.27}{40} \right) \times 100 \times 0.40 = 1.98\text{cm}^2 \geq 1.44\text{cm}^2$$

4.5.3.4. Deflexiones

Según la Norma Peruana E.060 será posible obviar el cálculo de las deflexiones del elemento estructural, en este caso las vigas peraltadas, cuando se cumpla la siguiente condición:

$$h \geq \frac{L}{25}$$

En este caso, la mayor longitud de la viga es la correspondiente es igual a 4.15 m., por lo tanto:

$$h = \frac{4.15}{25} = 0.17 \text{ m} < 0.20 \text{ m}$$

Finalmente, no se verificarán deflexiones en las vigas peraltadas.

4.5.4. Diseño del techo inclinado (loza maciza e=0.15m)

En la figura se muestra el modelo tridimensional de la losa a dos aguas y la orientación de los ejes locales (x/y). En el diseño de la losa se ha considerado su peso propio=360 kg/m², acabados=100 kg/m², cobertura con ladrillo pastelero= 100 kg/m² y carga viva de techo = 100 kg/m², esto inclusive que se puede trabajar con 60 kg/m².

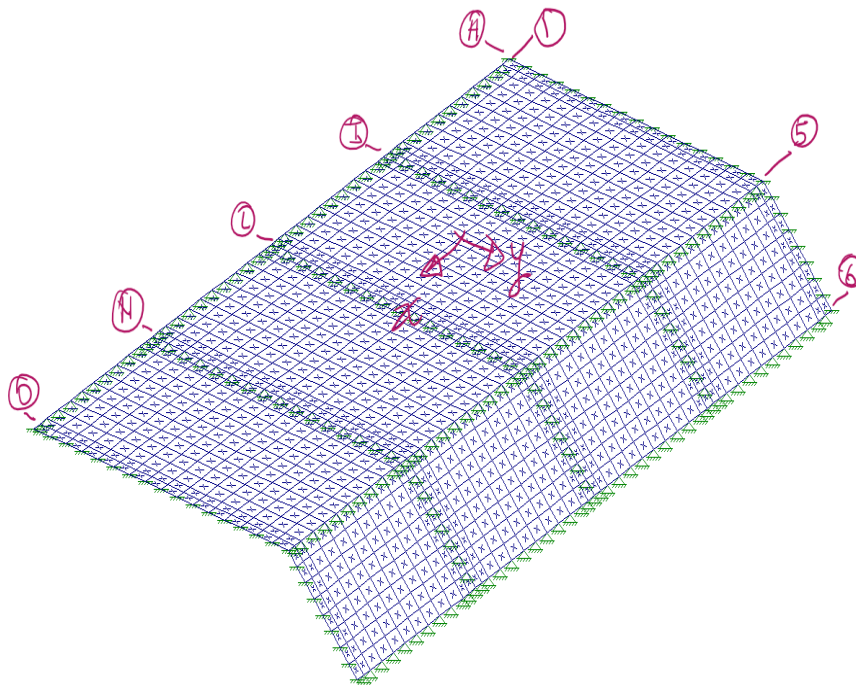


Figura 41: modelo tridimensional de losa inclinada
Fuente: elaboración propia del Etabs

4.5.4.1. Diseño por corte

El cortante resistente es de $fV_n = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 12 = 7834 \text{ kg}$. El cortante resistente supera a los máximos cortantes actuantes, $V_{ux} = 1876 \text{ kg}$ y $V_{uy} = 1066 \text{ kg}$, el espesor de la losa es apropiado, ver figuras distribución fuerza cortante en la dirección de los ejes locales X e Y.

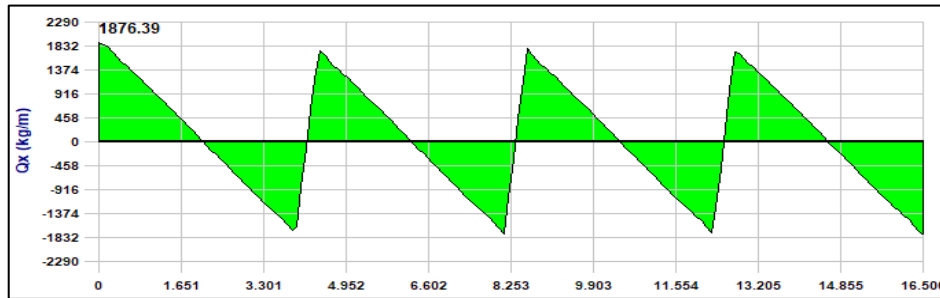


Figura 42: distribución fuerza cortante en la dirección xx
Fuente: elaboración propia del Etabs

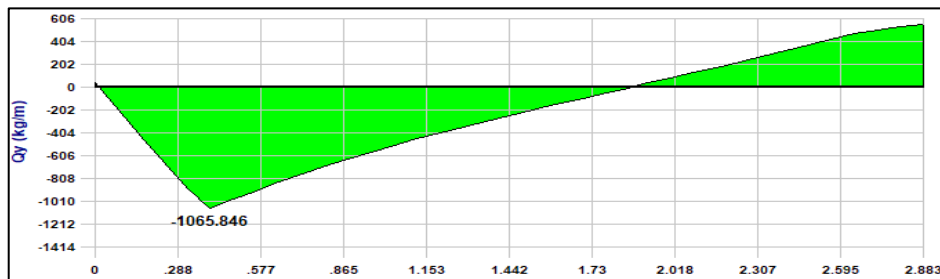


Figura 43: distribución fuerza cortante en la dirección yy
Fuente: elaboración propia del Etabs

4.5.4.2. Diseño por Flexión

En la dirección larga (eje local x) se han dispuesto barras de 3/8" @ 0.20m ($A_s = 0.71 \cdot 100 / 20 = 3.55 \text{ cm}^2/\text{m}$) que provén un momento resistente (positivo y negativo) de $fM = 0.90 \cdot 4200 \cdot 3.55 \cdot (12 - 84/2) / 100 = 1554 \text{ kg-m/m}$. En la figura se parecía que el máximo momento actuantes es de 1139 kg-m, el refuerzo dispuesto es adecuado.

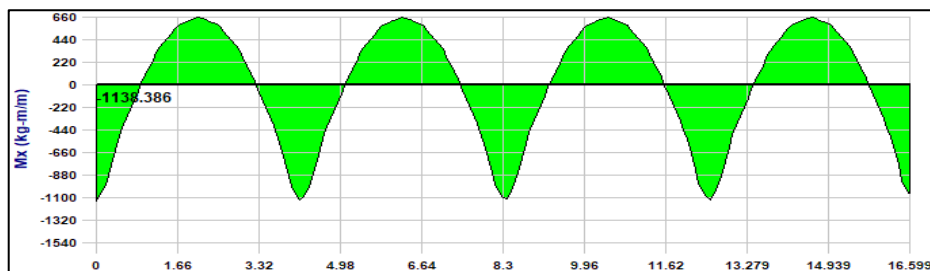


Figura 44: verificación de momento a lo largo del eje xx
Fuente: elaboración propia del Etabs

En la dirección corta (eje local y) se han dispuesto barras de 3/8"@ 0.25 (As=2.84 cm²/m) que proveen un momento resistente (positivo y negativo) de $fM = 0.90 \cdot 4200 \cdot 2.84 \cdot (12 - .67/2) / 100 = 1253 \text{ kg-m/m}$. En la figura se aprecia que el máximo momento actuante en la dirección corta es $M_u = 476 \text{ kg-m}$, el momento actuante es apropiado.

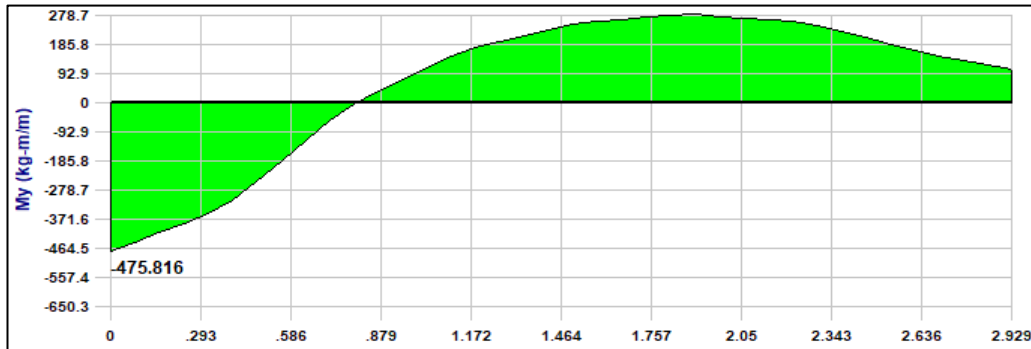


Figura 45: verificación de momento a lo largo del eje yy
Fuente: elaboración propia del Etabs

4.5.5. Diseño de muros estructurales

Se ha seleccionado el muro P-1, este forma parte de un sistema resistente a cargas laterales del tipo muro, por lo que en su diseño se tomaran en cuenta los requisitos indicados en el artículo 21.9 de la E.060

$L_m = 2.00 \text{ m}$, $t_m = 0.30 \text{ m}$, $h_m = 9.20 \text{ m}$, $d_u = 2.82 \text{ cm}$

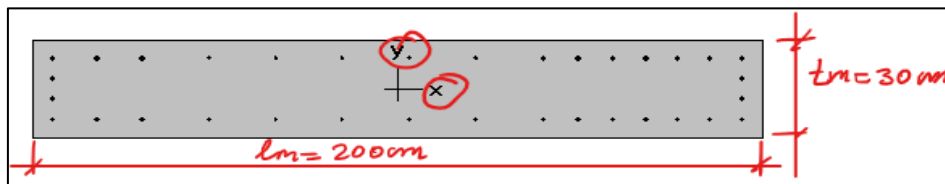


Figura 46: sección transversal placa P-1
Fuente: elaboración propia del Etabs

Tabla 27: solicitaciones máximas de diseño

LOAD	VX	N	VY	MX	MT	MY
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
D	-20	447	0	0	0	58
L	-9	68	0	0	0	25
ELZ+X	-42	-105	-10	-33	2	170
ELZ-X	10	-78	-10	-31	1	-19
ELX+Z	-517	-235	0	0	-1	1890
ELX-Z	-604	-281	-1	-2	0	2211

Fuente: elaboración propia del Etabs

4.5.5.1. Diseño por Flexo compresión

En la figura se muestra el refuerzo propuesto. Se ha concentrado mayor cantidad de barras en el extremo que recibirá la carga concentra proveniente de una viga que es perpendicular al plano del muro.

En la tabla (reporte PCA), se aprecia que la mínima relación capacidad demanda es de 1.30 y se presenta en la combinación 27a, el refuerzo dispuesto es apropiado.

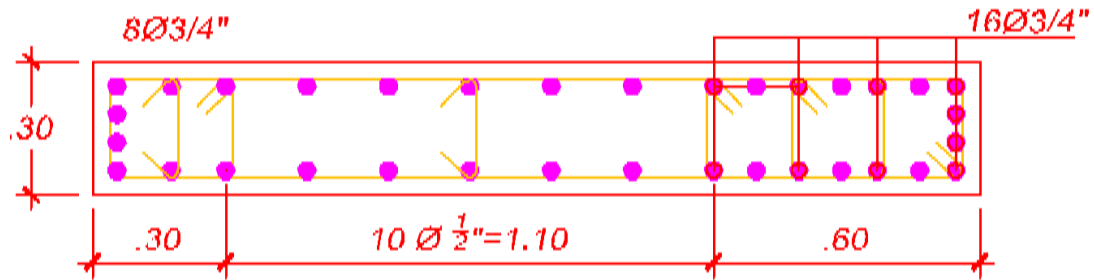


Figura 47: propuesta refuerzo P-1
Fuente: elaboración propia del Etabs

Tabla 28: momentos nominales de la placa P-1

No	P_u	M_{ux}	M_{uy}	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	$\phi M_n / M_u$	NA Depth	d_t Depth	ϵ_t	ϕ
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm		mm	mm		
1	741.40	0.00	-123.70	0.00	-3431.08	27.74	507	1945	0.0085	0.900
2	538.75	-33.00	-273.75	-245.88	-2039.71	7.45	213	531	0.0048	0.885
3	748.75	33.00	66.25	341.67	685.93	10.35	131	372	0.0061	0.900
4	297.30	-33.00	-222.20	-258.16	-1738.24	7.82	182	485	0.0057	0.900
5	507.30	33.00	117.80	299.13	1067.82	9.07	153	440	0.0061	0.900
6	565.75	-31.00	-84.75	-331.03	-904.98	10.68	128	360	0.0063	0.900
7	721.75	31.00	-122.75	313.76	-1242.40	10.12	159	411	0.0055	0.900
8	324.30	-31.00	-33.20	-351.09	-376.01	11.33	82	277	0.0078	0.900
9	480.30	31.00	-71.20	335.48	-770.52	10.82	116	339	0.0067	0.900
10	408.75	0.00	-1993.75	0.00	-3235.58	1.62	445	1945	0.0101	0.900
11	878.75	0.00	1786.25	0.00	2738.79	1.53	407	1945	0.0113	0.900
12	167.30	0.00	-1942.20	0.00	-3085.96	1.59	403	1945	0.0115	0.900
13	637.30	0.00	1837.80	0.00	2590.54	1.41	378	1945	0.0124	0.900
14	362.75	-2.00	-2314.75	-2.77	-3206.11	1.39	444	1949	0.0102	0.900
15	924.75	2.00	2107.25	2.62	2765.17	1.31	418	1948	0.0110	0.900
16	121.30	-2.00	-2263.20	-2.70	-3055.37	1.35	402	1949	0.0116	0.900
17	683.30	2.00	2158.80	2.42	2617.27	1.21	388	1947	0.0121	0.900

Fuente: elaboración propia del Etabs

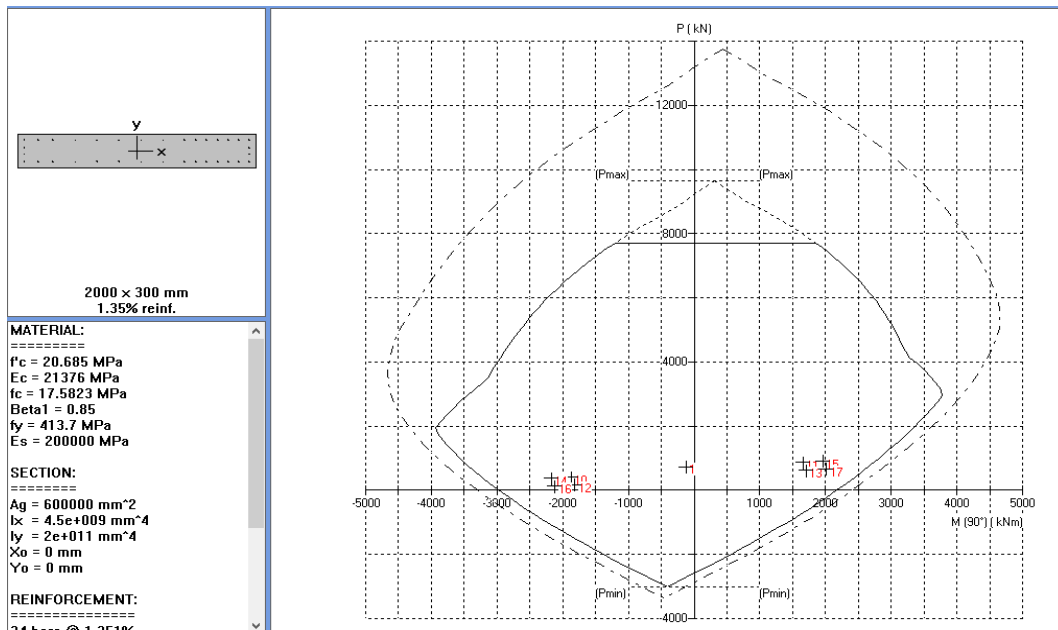


Gráfico 4: curva de resistencia a flexión P-1
 Fuente: elaboración propia del Etabs

4.5.5.2. Diseño por cortante

A continuación, se presenta el cálculo del cortante asociado al desarrollo de la resistencia en flexión del muro. La máxima relación $M_n/M_{ua}=1.79$ y profundidad de bloque de compresión $c=43.8$ cm se presenta en la combinación número 10. EL cortante de diseño es de $V_u=1.79 \times 60.4=108.12$ ton

Tabla 29: profundidades del bloque a compresión

No	P _u kN	M _{uy} kNm	ϕM _{ny} kNm	ϕM _n /M _u	NA	d _t	ε _t	ϕ
					Depth mm	Depth mm		
10	408.75	-1993.75	-3567.39	1.789	438	1945	0.01033	1.00
11	878.75	1786.25	2983.41	1.670	396	1945	0.01172	1.00
12	167.30	-1942.20	-3417.11	1.759	400	1945	0.01158	1.00
13	637.30	1837.80	2835.18	1.543	370	1945	0.01276	1.00
14	362.75	-2314.75	-3539.12	1.529	430	1945	0.01056	1.00
15	924.75	2107.25	3011.59	1.429	401	1945	0.01154	1.00
16	121.30	-2263.20	-3387.65	1.497	393	1945	0.01185	1.00
17	683.30	2158.80	2863.66	1.327	375	1945	0.01257	1.00

Fuente: elaboración propia del Etabs

a) Verificación dimensiones muro

$$Acw = 200 \times 30 = 6000 \text{ cm}^2$$

$$V_u \leq \phi(2.6\sqrt{f'c}Acw) = \frac{0.85 \times 2.6 \sqrt{210} \times 6000}{1000} = 192.16 \text{ ton}$$

$$V_u = 103.04 \text{ ton} \leq \phi(2.6\sqrt{f'c}Acw) = 192.16 \text{ ton}$$

Las dimensiones de la placa son apropiadas

b) Distribución del refuerzo

$$0.27\sqrt{f'c}Aw = \frac{0.27\sqrt{210}x6000}{1000} = 23.48 \text{ ton}$$

$$Vu - 103.04\text{ton} \geq 0.27\sqrt{f'c}Aw = 23.48 \text{ ton}$$

Aplica artículo 11.10.10 E.060

c) Cálculo del refuerzo horizontal

➤ Aporte del concreto

$$\frac{hm}{lm} = \frac{9.20}{2} = 4.60 \geq 2$$

$$\phi Vc = \phi(0.53\sqrt{f'c}Aw) = \frac{0.85x0.53\sqrt{210}x6000}{1000} = 39.17\text{ton}$$

$$\rho h = \frac{Vu - \phi Vc}{\phi fyAw} = \frac{108.12 - 39.17}{0.85x42x6000} = 0.0032$$

$$\rho h = 0.003 \geq \rho_{min} = 0.0025$$

$$\text{Con } Av = 2x0.71 = 1.42\text{cm}^2 \text{ (2 ramas } 3/8\text{'')}$$

$$S = \frac{1.42}{0.0032x30} = 14.79\text{cm}$$

$$\text{con } Av = 2x1.27 = 1.54 \text{ cm}^2 \text{ (2 ramas } 1/2\text{'')}$$

$$S = 26.46\text{cm}$$

Usar 2 ramas de 1/2"@0.20

Elementos de borde

$$c = 43.8\text{cm}$$

$$\delta = 2.82 \text{ cm}$$

$$h = 920\text{cm}$$

$$\frac{\delta u}{hm} = \frac{2.82}{920} = 0.0031 \geq 0.005$$

$$C = 43.8\text{cm} \geq \frac{lm}{600\left(\frac{\delta u}{hm}\right)} = \frac{200}{600x0.005} = 66.67\text{cm}$$

No se requiere confinar extremos muros

A pesar de que el cálculo demuestra que no se requieren confinar los bordes del muro, se estima prudente confinar los borde con estribos según lo estipulado en el artículo 21.9.7.7 E.060, esto es:

$$S_{max} \leq \{16db = 16 \times 1.91 = 30.56 \text{ cm} \quad 48 \text{ det} = 48 \times 0.95 = 45.60 \text{ cm} \quad bc = 30 \text{ cm}\}$$

Pero no mayor a 25 cm

Se propone utilizar estribos de 3/8": 1 Ø3/8", @0.05, 10 @0.10, rsto @ 0.25 c/ext.

Diseño por corte fricción

$$A_v = 10 \times 1.27 + 6 \times 2.85 = 29.80 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.90 \times 44.7 = 40.23 \text{ ton}$$

$$u = 1.00$$

$$\phi V_n = \phi u [N_u + A_v x f_y]$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 1.0 [40.23 + 29.80 \times 42]$$

$$\phi V_n = 140.58 \text{ ton} \geq V_u = 108.12 \text{ ton}$$

4.5.6. Diseño de Escaleras

4.5.6.1. Generalidades

El modelo y diseño tridimensional se realizó mediante el programa Etabs V.17, el cual contempla a una edificación de dos niveles y esta compo por los siguientes elementos estructurales:

- Columnas : C-1 (0.60x0.25m)
- Placa: PL-1 (1.00x0.25m), PL-2 (0.70x1.00x0.25m), PL-3 (3.55x0.25m)
- Vigas : V (0.25x0.60m)
- Losas Macizas : h = 0.15m (techos)
- Losas Macizas : h = 0.20m (descanso)
- Losas Macizas : e = 0.17m (garganta)

En el análisis del modelo tridimensional se consideraron empotramientos perfectos en la base de las columnas y placas (restricción U_x , U_y , U_z , R_x , R_y , R_z). Asimismo, las placas y las losas han sido modeladas como elementos tipo sell, las losas y

vigas con elementos tipo frame. A continuación, se adjunta el modelo tridimensional:

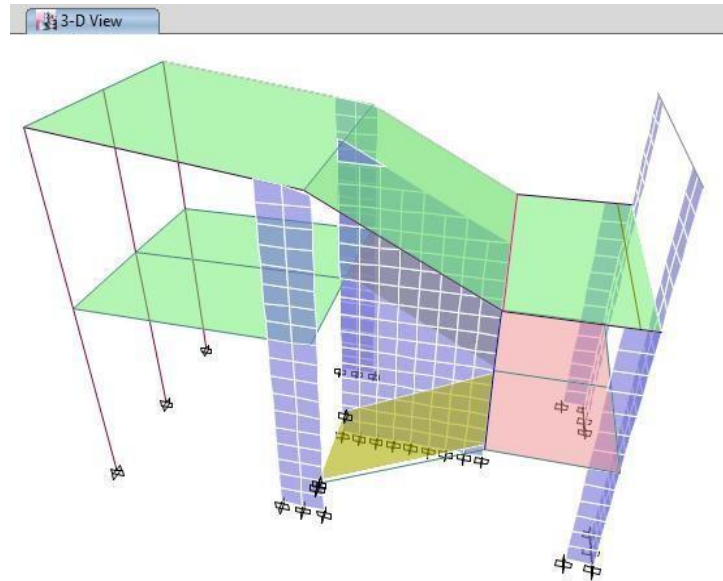


Figura 48: Escalera, modelo tridimensional
Fuente: Elaboración propia del Etabs

a) Cargas Gravitacionales

Son las cargas repartidas sobre la losa del techo inclinado, de la garganta y del descanso propio de la escalera.

- Cargas Muertas: se consideró la carga permanente distribuida sobre la losa maciza debido al peso de acabados de 100 kgf/m^2 .

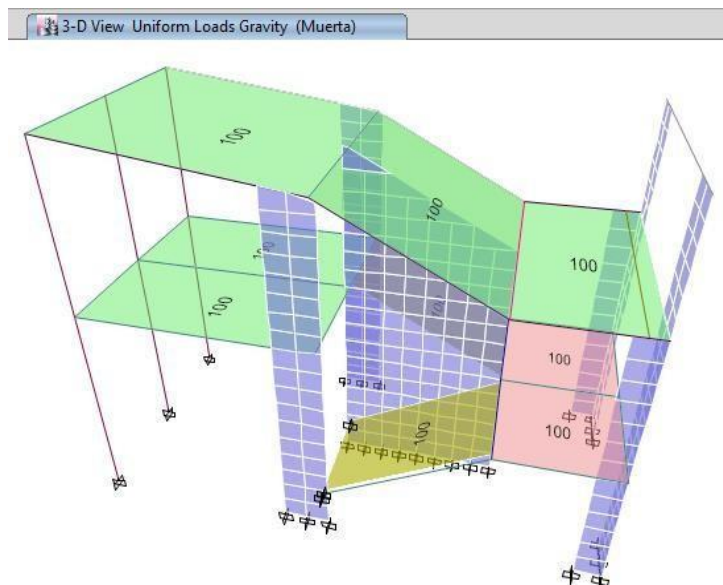


Figura 49: Carga permanente sobre losas macizas
Fuente: Elaboración propia del Etabs

➤ Cargas Vivas: se consideraron las siguientes sobrecargas:

Escalera	:	400 kgf/m ² (E.020)
Hall	:	400 kgf/m ² (E.020)
Techo	:	100 kgf/m ² (E.020)

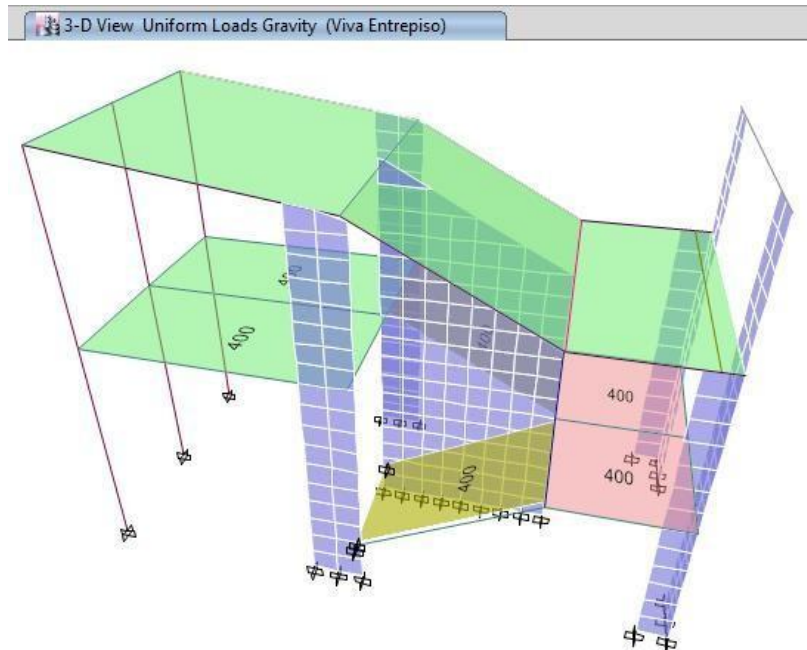


Figura 50: Sobrecarga aplicada al primer techo y elementos de escalera
Fuente: Elaboración propia del Etabs

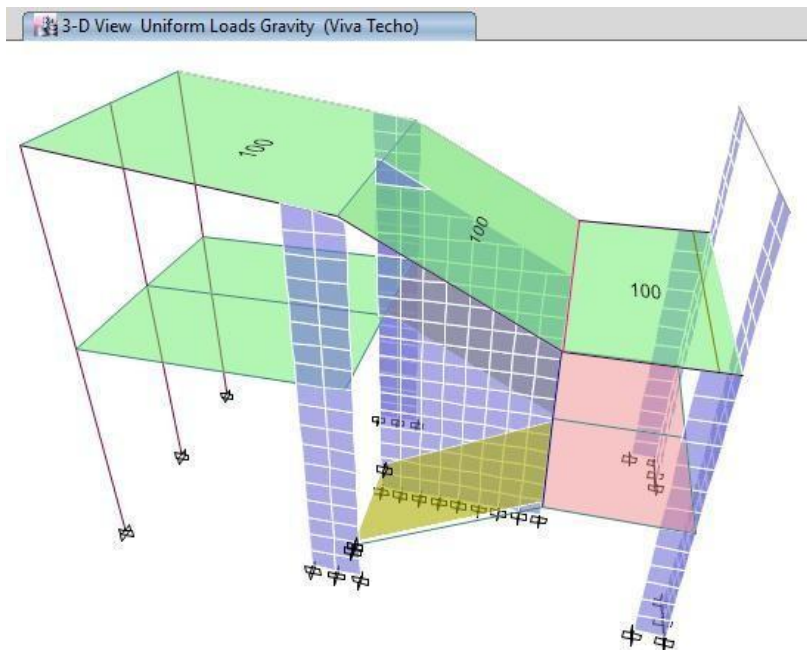


Figura 51: Sobrecarga aplicada al segundo techo
Fuente: Elaboración propia del Etabs

4.5.6.2. Diseño por resistencia a Flexo-Compresión

Con la sección presentada anteriormente, el programa diseña la resistencia de todos los elementos estructurales verticales, con el refuerzo proporcionado y con las combinaciones de cargas antes mencionada, se adjuntan las comprobaciones de cumplimiento de resistencia según los ratios de relación entre demanda/resistencia, observándose que todas las columnas y placas cumplen con las exigencias demandadas al tener un ratio menor a 1, es decir, el refuerzo demandado es menor al refuerzo colocado, siendo el máximo ratio igual a 0.624.

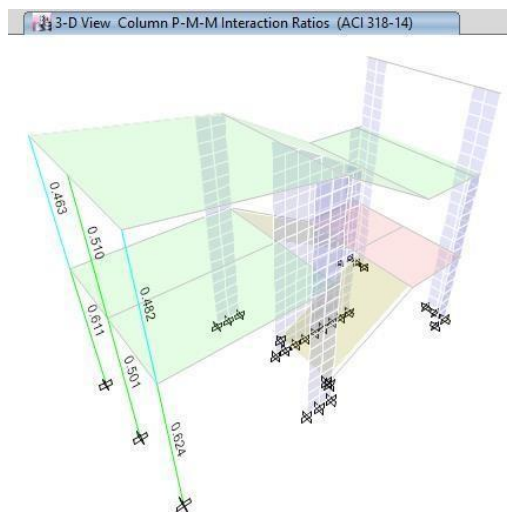


Figura 52: Diseño por resistencia a flexo-compresión
Fuente: Elaboración propia del Etabs

4.5.6.3. Diseño por flexión

Se presenta el acero requerido en vigas, generado por las cinco combinaciones (E.060).

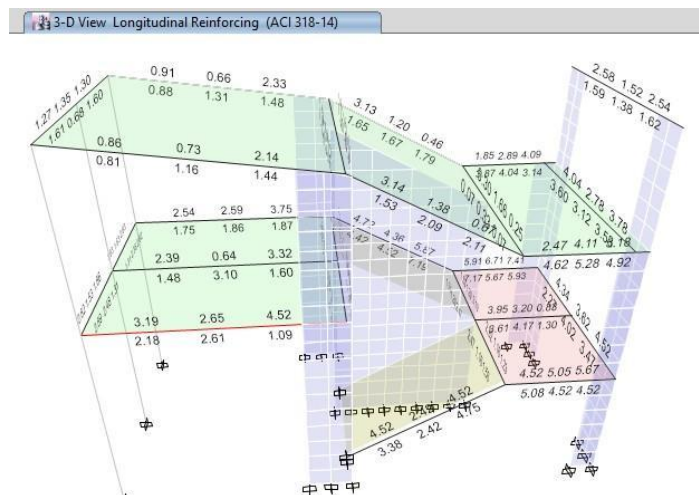


Figura 53: Cuantía de vigas peraltadas
Fuente: Elaboración propia del Etabs

Para el refuerzo de losas macizas, tanto de los techos como elementos del descanso y garganta, se consideró una cuantía mínima del 1.8%, la cual resulta:

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.0018 (100 \text{ cm}) (20 \text{ cm}) = 3.60 \text{ cm}^2$$
$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.0018 (100 \text{ cm}) (17 \text{ cm}) = 3.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.0018 (100 \text{ cm}) (15 \text{ cm}) = 2.70 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Demandado: Se consideran los momentos actuantes máximos

H = 20 cm $M_u \text{ máx} < 0.74 \text{ tonf.m}$, para lo cual se requiere $A_{smin} = 3.60 \text{ cm}^2$
(Colocar 3/8" @.20)

H = 17 cm $M_u \text{ máx} = 0.54 \text{ tonf.m}$, para lo cual se requiere $A_{smin} = 3.06 \text{ cm}^2$
(Colocar 3/8" @.20)

H = 15 cm $M_u \text{ máx} = 0.75 \text{ tonf.m}$, para lo cual se requiere $A_{smin} = 2.70 \text{ cm}^2$
(Colocar 3/8" @.20)

4.5.7. Diseño de la cimentación

Para el diseño óptimo de la superestructura, se tomó en cuenta el desarrollo del estudio de suelos, las cuales brindan información física del tipo de estrato y capacidad admisible del terreno. Por otro lado, el diseño se realizó teniendo en cuenta las solicitaciones sísmicas del edificio, y reacciones estructurales producidas en la base de las columnas y/o placas, que luego las transmiten a las zapatas y/o plateas de cimentación.

Para la verificación de resultados de resistencia y capacidad, se utilizó el programa Safe, la cual permite definir las secciones y alturas óptimas de las zapatas, plateas y vigas de cimentación. En nuestro proyecto, solo fue necesario implementar zapatas combinadas, las cuales transmiten esfuerzos menores a 1.18 kg/cm^2 , valor neto de capacidad admisible del terreno, sin embargo, la E.050, manifiesta que este valor puede incrementarse hasta un 30%, siempre que se considere la acción sísmica, finalmente resulta un valor de 1.534 kg/cm^2

4.5.7.1. Generalidades

EL programa traslada las reacciones de la superestructura a la subestructura. En la figura se muestra la carga permanente y el peso del relleno ubicado por encima de la cimentación.

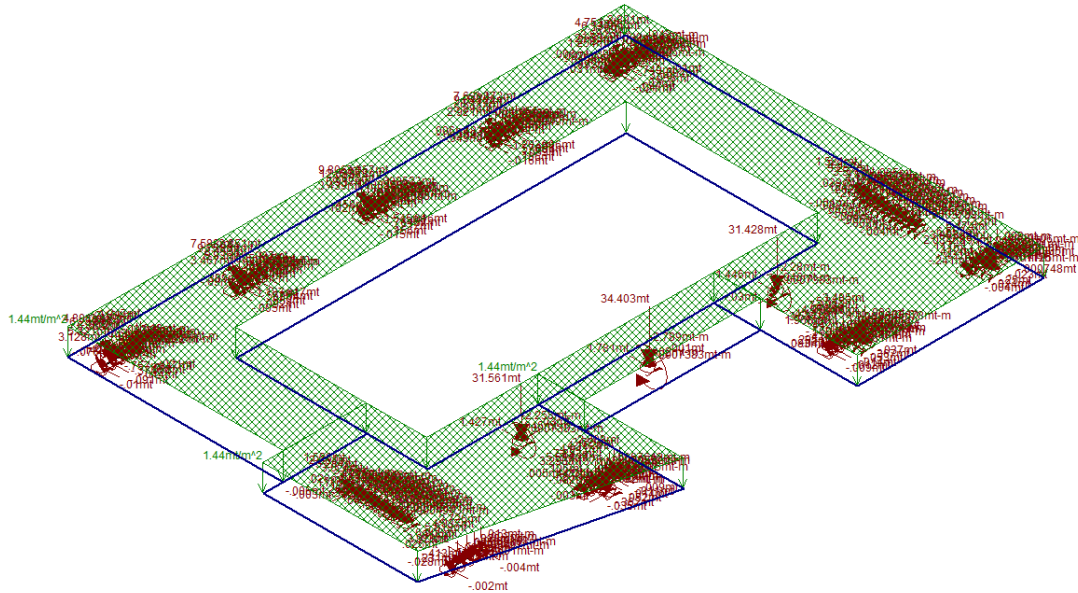


Figura 54: modelo de cimentación considerada y cargas permanentes
Fuente: elaboración propia del SAFE

4.5.7.2. Diseño por servicio (dimensiones en planta)

Para el dimensionamiento en planta se han considerado las siguientes combinaciones de carga, en las que la sollicitación sísmica se reduce al 80%, según se señala en el capítulo 15 de la Norma Técnica E.060, para pasar de resistencia a servicio.

DL + LL
DL + LL + 0.80 EZ (X)
DL + LL + 0.80 EZ (-X)
DL + LL + 0.80 EX (+Z)
DL + LL + 0.80 EX (-Z)
DL + LL - 0.80 EZ (X)
DL + LL - 0.80 EZ (-X)
DL + LL - 0.80 EX (+Z)
DL + LL - 0.80 EX (-Z)

Figura 55: combinaciones según E.060

La presión neta admisible a la profundidad desplante es de:

- ✓ Cargas de gravedad: $q_{ad}=11.80 \text{ ton /m}^2$.
- ✓ Cargas de gravedad + sismo: $q_{ad}=1.33 \times 11.80=15.69 \text{ ton /m}^2$.
- ✓ Módulo balasto $k=1.53 \text{ kg/cm}^3$.

Con la ayuda del programa se han definido las dimensiones en planta de la cimentación de modo tal que la máxima presión no supere la capacidad de carga del suelo de cimentación. En la figura se muestra la distribución bajo la acción de cargas de gravedad, cargas de gravedad y sismo.

La máxima presión transmitida al suelo de cimentación, bajo la acción de las cargas de 12.12 ton/m^2 , que resulta ligeramente mayor a la capacidad admisible de 11.80 ton/m^2 , el suelo está sobre esforzado en 3 %, se considera aceptable.

La máxima presión transmitida al suelo de cimentación, bajo la acción combina de cargas de gravedad y sismo es de 17.37 ton/m^2 , el suelo esta sobre esforzado en 11 %, lo que se considera aceptable.

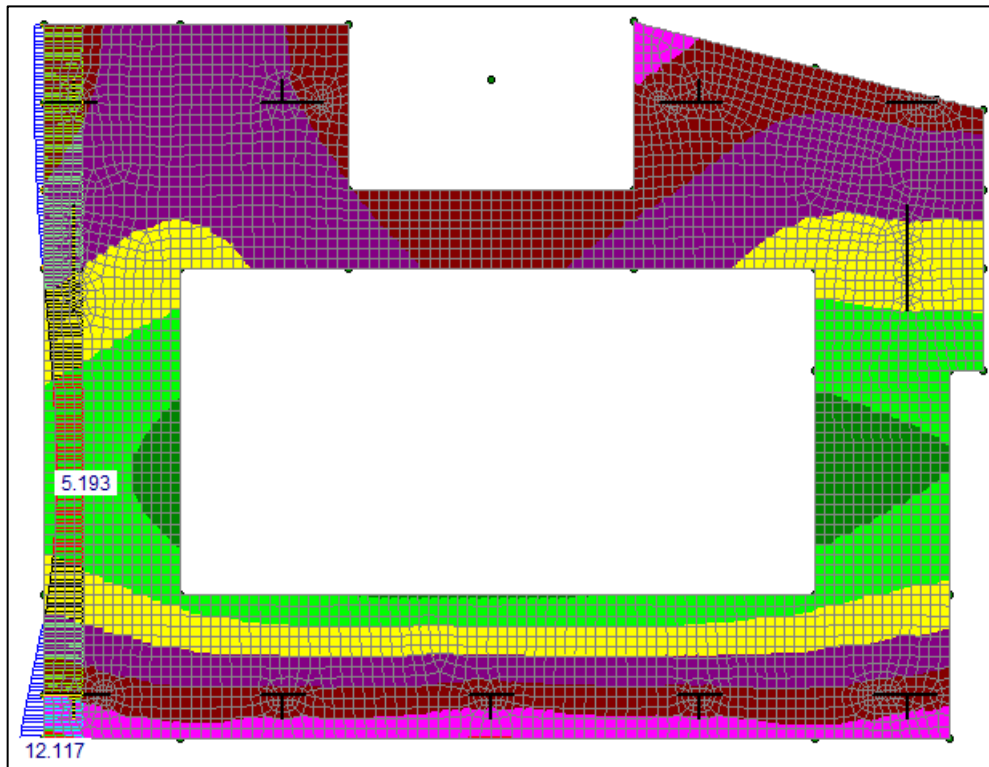


Figura 56: distribución de presiones bajo acción de cargas de gravedad
Fuente: elaboración propia del SAFE

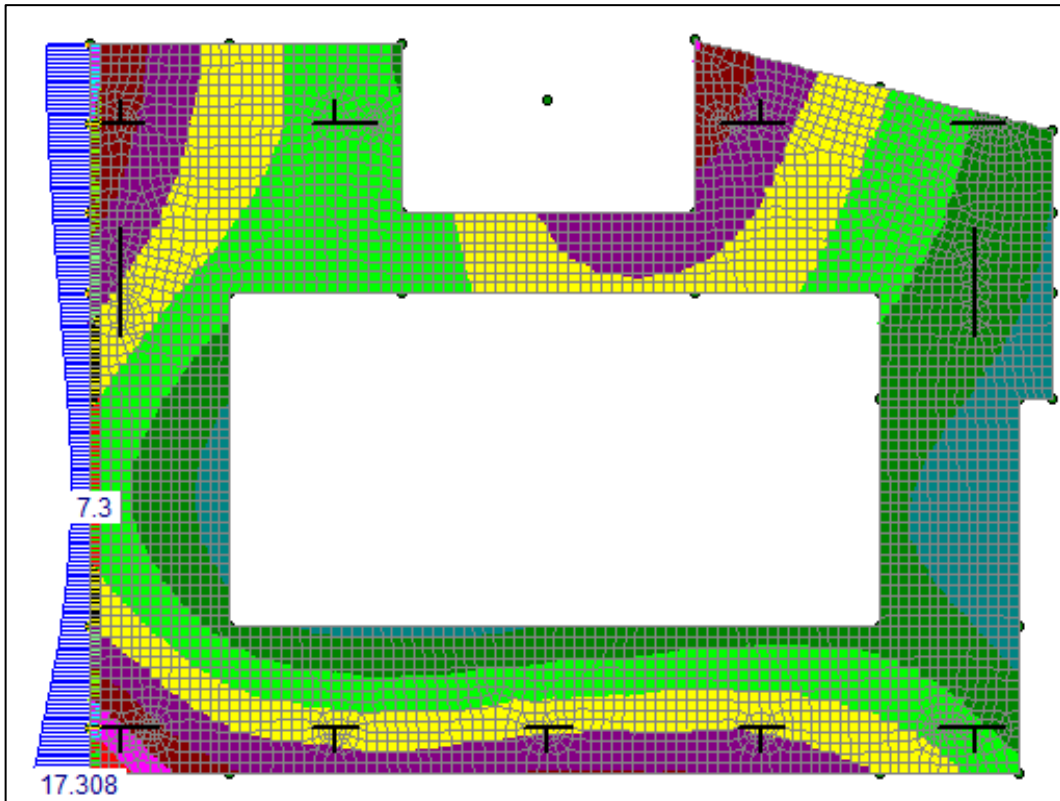


Figura 57: distribución de presiones bajo acción de cargas de gravedad y sismo
Fuente: elaboración propia del SAFE

4.5.7.3. Diseño por resistencia

El programa desarrolla el diseño por flexión y cortante. Se adjuntan los reportes del diseño de los elementos más representativos.

a) Diseño por corte.

En los reportes (proporcionados por el programa) se aprecia que en ninguna de los ejes el cortante actuante (acción de viga) supera el cortante resistente. No se requiere verificar por punzonamiento (ver memoria de cálculo módulo de dos pisos).

✓ Diseño por corte acción de viga (una dirección):

En el eje 5 -H y 5-O (P-1), el cortante actuante de 60.87 ton, supera el cortante resistente de la zapata con espesor de 60 cm, se incrementa el espesor de la zapata en la zona de influencia de P-1 a 80 cm ($fVc=0.85 \times 0.53 \times \text{raiz}(210) \times 150 \times 72 / 100 = 68.55$ ton). En el resto de ejes no existe problema con el cortante en una dirección.

✓ Diseño por corte acción de losa (punzonamiento)

La condición más de favorables es cuando se tiene la mayor carga axial de compresión y mínimo perímetro de corte, esto sucede en las columnas, en este caso se trata de la columna C-2 (5L). La carga axial de compresión en la columna es de 66.45 ton y la mínima presión transmitida (en servicio es de 7.5 ton/m², que pasando aniveles de resistencia, tomando un factor de carga de 1.65, $q_u=1.65 \times 7.5= 12.38$ ton/m²).

b) Diseño por flexión.

En los reportes del programa se muestra la envolvente de cortantes de cada uno de los ejes estructurales, así como el cálculo del refuerzo requerido (cara superior e inferior). El refuerzo dispuesto en cada eje es tal que supere el requerimiento de resistencia y temperatura.

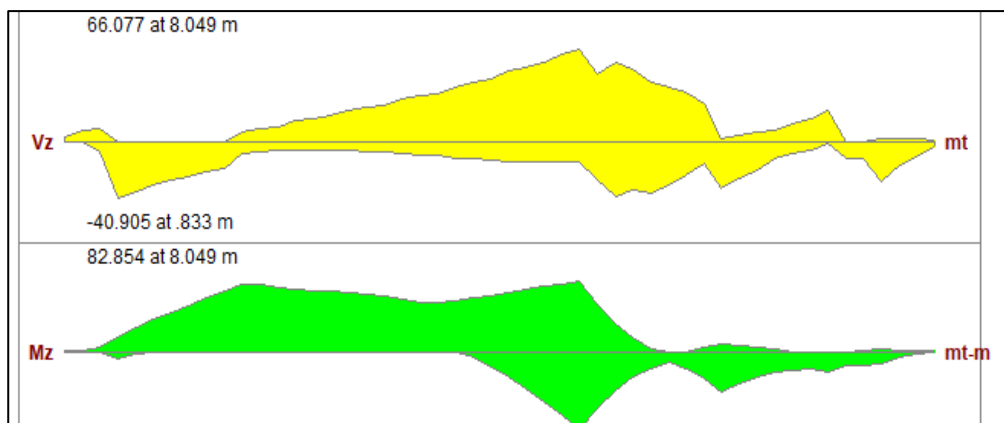


Figura 58: reporte de momentos de diseño eje H
Fuente: elaboración propia del SAFE

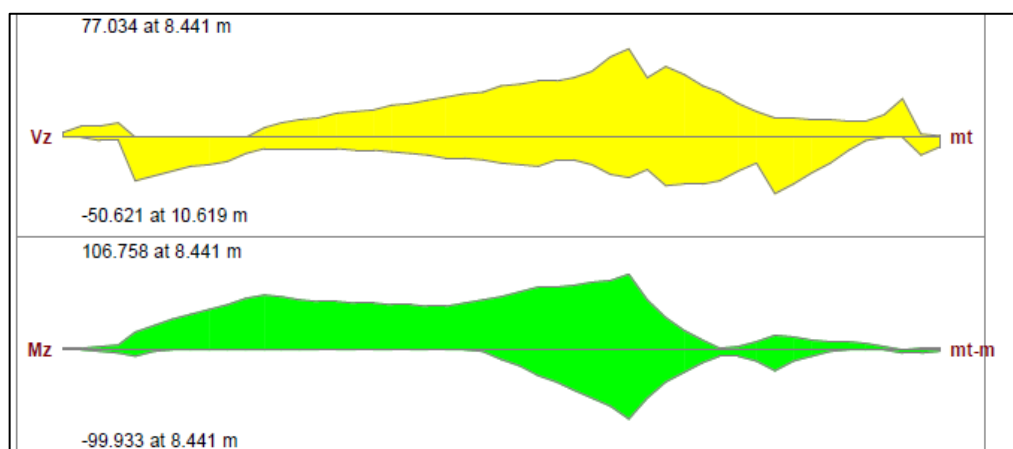


Figura 59: reporte de momentos de diseño eje O
Fuente: elaboración propia del SAFE

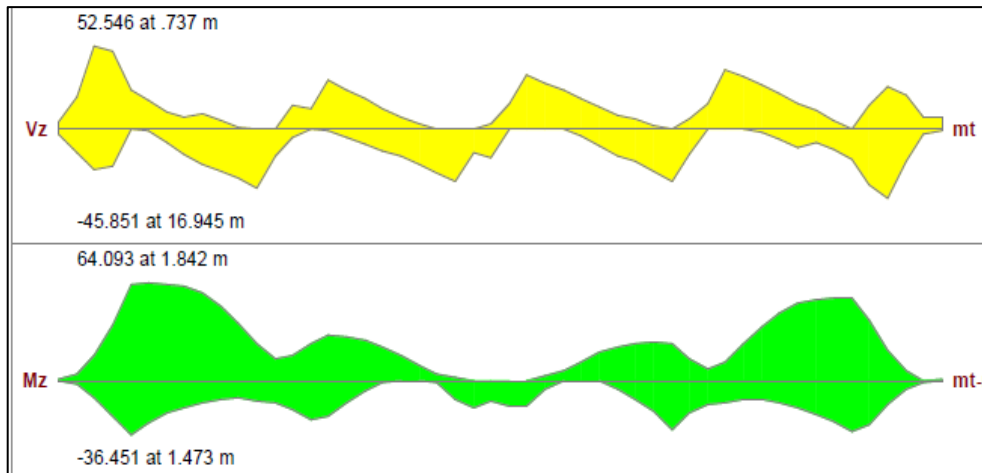


Figura 60: reporte de momentos de diseño eje 1
Fuente: elaboración propia del SAFE

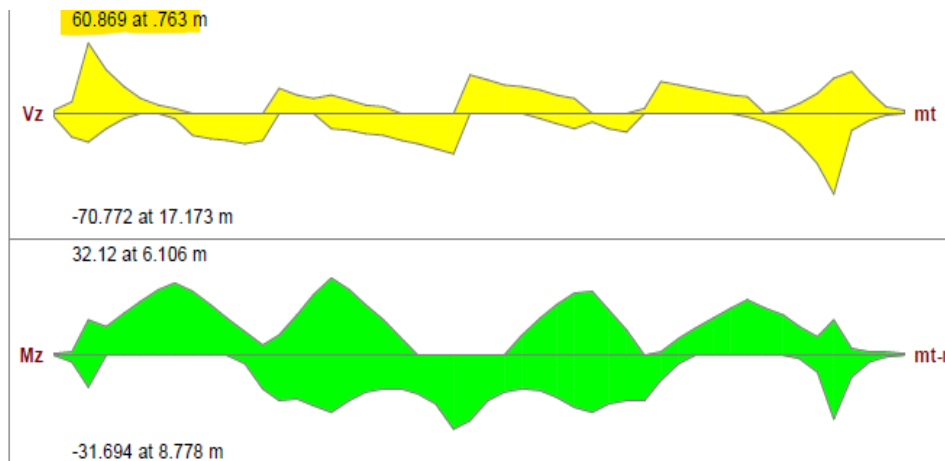


Figura 61: reporte de momentos eje 5
Fuente: Elaboración propia del SAFE

De los reportes adjuntos se concluye que en los ejes O y H, la demanda se sustituye con barras de $\varnothing 3/4'' @.26$ (superior e inferior). Mientras que en el eje 1y 5, la demanda es superada colocando barras de $\varnothing 3/4'' @.20$ (superior) y $\varnothing 5/8'' @.20$ (inferior)

4. ASPECTOS ADMINISTRATIVOS

4.1. Recursos y Presupuestos

4.1.1. Recursos Humanos

- Tesistas: Elaboración del diseño arquitectónico y diseño estructural del edificio en estudio.
- Asesor: Orientación para elaboración del proyecto en curso.
- Metodólogo: Orientación para tener en cuenta la metodología y objetivos plasmados a usar en este proyecto.

4.1.2. Recursos Materiales

- Libreta de apuntes
- Wincha de mano
- lapiceros
- plumones

4.1.3. Recursos Servicios

- Impresiones
- Movilidad

4.1.2. Presupuesto

CODIGO	PARTIDAS	PARCIAL (S/.)	TOTAL (S/.)
BIENES			
2.3.15.1	Materiales de Escritorio:		38
	Libreta de Apuntes	12	
	Wincha de mano	8	
	Lapiceros	10	
	Plumones	8	
2.3.15.12	Material de Impresión:		40
	Tinta	30	
	1 Paquete de hoja bond	10	
SERVICIOS			
2.3.22.44	Servicios no Personales:		50
	Impresiones	40	
	Fotocopias	10	
	Otros servicios:		100
2.3.22.23	Internet	50	
2.3.21.21	Movilidad	40	
CONSOLIDADO			
	* Bienes	78	
	*Servicios	150	
TOTAL (S/.)		228	228

4.3. Financiamiento

El Proyecto de investigación será autofinanciado por los tesisistas encargados de este estudio.

V. DISCUSIÓN

- **Estudios básicos de ingeniería**

Los datos básicos encontrados en el Estudio Mecánica de Suelos, han permitido realizar el análisis y diseño estructural del edificio de la institución educativa con techo a dos aguas, esto se debe a que el estudio básico está basado en los parámetros exigidos por la Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones, lo cual nos brinda valores involucrados en los parámetros sísmicos de la zona a un margen de Zonificación distrital, este estudio estuvo controlado bajo las exigencias del Reglamento Nacional de Edificaciones. Al realizar cualquier diseño estructural basado en los parámetros sísmicos demandados por los estudios básicos, el resultado será sumamente aceptado por cualquier norma vigente, sin embargo, el diseño estructural deberá ser complementado con el resto de normas vigentes del Perú, asimismo los planos de ubicación y localización nos han permitido tener de manera más certera y precisa en qué lugar se encuentra el terreno donde se realizó el proyecto con sus medidas correspondientes, colindantes, calles aledañas y puntos importantes de referencia, estos planos están centrados de acuerdo al requerimiento del Reglamento Nacional de Edificaciones.

- **Diseño y estructuración arquitectónica**

El diseño arquitectónico ha permitido distribuir los elementos estructurales de forma simétrica, lo cual se debe a la distribución simple que se le asignó a cada ambiente de cada nivel arquitectónico, iniciando desde la parte inicial del edificio hasta la azotea (techo a dos aguas). Puesto que estas distribuciones cumplen con los parámetros establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones estipulada en su Norma A.0.10 de Diseño Arquitectónico, consecuentemente ha permitido tener una adecuada rigidez estructural, sin tener irregularidades en planta ni altura. Todo esto se debe a que, al seguir los criterios normativos tendríamos como resultado estructuras simples y económicas, tal como lo indica Blasco (2015). Es posible que, al realizar diseños arquitectónicos regulares en su distribución, permiten asignar correctamente la distribución de elementos estructurales, los cuales serán el soporte principal de todo el edificio que contrarrestan las fuerzas demandas por sismo.

- **Análisis sísmico estático y dinámico**

El análisis sísmico realizado mediante los softwares Etabs y aplicando el método estático y dinámico, satisfacen las demandas máximas generadas por cargas de servicio (cargas por gravedad) y de sismo, además el análisis no ha sobrepasado los lineamientos señalados por la norma E.030-2019 Diseño Sismorresistente, es decir el valor esperado de distorsión angular es inferior al máximo aceptado de 0.007 radianes, tal como se aprecia en la tabla 22, además el software Etabs brinda valores de desirva máximas de 0.035 y 0.033 radianes (xx e yy). Estos resultados son semejantes a los encontrados por Mosqueira (2012), quien realizó un análisis sísmico empleado los softwares Etabs mediante los métodos estáticos y dinámicos, bajo los criterios establecidos por la norma E.030. todos estos resultados aceptados por el reglamento, se debe a que la rigidez propuesta a la estructura satisface la demanda de los desplazamientos laterales erigidas por la acción sísmica, aplica al edificio.

- **Diseño de elementos estructurales**

El diseño de concreto armado de todos los elementos estructurales, satisfacen las demandas sísmicas de diseño último, y las obligaciones de la E.060 Diseño de Concreto, las cuales fueron realizadas mediante la comparación del software Etabs, además se dice que, en el diseño estructural, el Etabs arroja cuantías de acero que se encuentran dentro de los límites del Reglamento Nacional de Edificaciones. Este diseño es idéntico a lo realizado por el investigador Oviedo (2015), quien sostuvo que en el diseño de un edificio de concreto armado, lo importante es cumplir con todos los esfuerzos demandados por el sismo y que, además, estos deberán estar dentro del rango de verificaciones establecidas por la E.060 Diseño Concreto Armado. Esto se debe a que el edificio cumple con la suficiente cantidad de rigidez lateral, es decir que las secciones transversales propuestas a los elementos estructurales, son los correctos.

VI. CONCLUSIONES

- Se gestionó el informe de mecánica de suelos, como uno de los requisitos básicos de la ingeniería estructural, que ha permitido conocer los parámetros sísmicos del sitio y, sobre todo, permitió identificar los estratos del terreno y capacidad admisible neta del suelo, que finalmente fue empleada en el diseño de la cimentación. La resistencia admisible del suelo fue, $\sigma=1.18$ kg/cm² para el diseño mismo de la subestructura.
- Se realizó el diseño arquitectónico de la institución educativa, la cual consta de dos edificios, de dos niveles, con techo inclinado a dos aguas, para la función total de seis aulas, cuatro servicios higiénicos, ambiente de dirección administrativa y un salón de usos múltiples. El diseño arquitectónico obedece los mínimos criterios señalados por la Unidad Estadística de la Calidad Educativa (ESCALE) y el Reglamento Nacional de Edificaciones, decretada en la Norma A.10. Asimismo, la distribución empleada se generó teniendo en cuenta la estructuración preliminar, de tal manera que el edificio se califique como una edificación regular.
- Se realizó la estructuración del colegio con techo a dos aguas, teniendo en cuenta la distribución y disponibilidad arquitectónica, de tal forma que el edificio no supere las demandas y/o verificaciones de un planteamiento estructural del tipo regular.
- Se realizó el análisis sísmico empleando los métodos estáticos y dinámicos, mediante el software de diseño estructural, Etabs. El análisis estructural cumple con todos los lineamientos estipulados por la Norma Técnica E.030-2019 Diseño Sismorresistente. Además, la respuesta estructural que otorga la rigidez del edificio, es inferior a la deriva máxima aceptada la norma mencionada, es decir la distorsión máxima calculada es de $0.0035 \leq 0.007$ radianes para estructuras de concreto armado destinadas al funcionamiento escolar.
- Se realizó el diseño de concreto armado, de todos los elementos estructurales que conforman el esqueleto estructural del colegio con techo a

dos aguas, tal diseño fue elaborado empleando el software Etabs y Safe para el diseño de cimentación. El diseño general obedece principalmente a la filosofía brindada por la Norma Técnica Peruana E.060-2009, quien señala que todo elemento deberá diseñarse para soportar cargas propias del edificio, como fuerzas generadas por la acción sísmica severa.

VII. RECOMENDACIONES

Se recomienda a todas las instituciones públicas y privadas o empresas de construcción brindar la información requerida a la población en general, respecto al peligro sísmico en el que se encuentra el territorio en el que vivimos y el grado de daño presente en las edificaciones de instituciones educativas principalmente de albañilería confinada.

Se recomienda realizar un pre dimensionamiento antes de ejecutar el mejoramiento estructural de una construcción.

Se recomienda la utilización del método de evaluación sismorresistente para evaluar la vulnerabilidad estructural ya que influye considerablemente en la reducción de los efectos sísmicos.

Se recomienda a todas las autoridades de turno, la implementación de nuevas políticas que incentiven la construcción informada y asistida en esta investigación, a través de capacitaciones ligeras tanto a metros de construcción. De esta manera se puede reducir los errores más comunes de la construcción tratando de mejorar el comportamiento estructural ante los movimientos sísmicos.

Se recomienda la revisión de parámetros sísmicos del diseño sismorresistente E030 y su aplicación en evaluaciones de vulnerabilidad en edificaciones con similar composición estructural.

Se recomienda el uso de ETABS; programa de estructuras de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos con características especiales para el análisis y diseño estructural de edificaciones por lo que es versátil y trabaja con datos integrados incluyendo las normas vigentes de construcción.

REFERENCIAS

1. ABHISHEK, Singh, [et al.]. Design and Analysis of Residential Building using ETABS. Revista International Research Journal of Engineering and Technology [en línea]. Mayo del 2018, n°5. [Fecha de consulta: 28 de noviembre del 2020].
Disponible en <https://www.irjet.net/archives/V5/i5/IRJET-V5I5184.pdf>
ISSN: 2395-0056
2. AGRADA, Igor. Diseño estructural de un edificio de concreto armado de dos sótanos y siete pisos, ubicado en San Isidro y destinado a vivienda. Tesis (Optar el Título de Ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2016. 86pp.
Disponible en
<http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/7123>
3. [ALVA, Julio](#). Evaluación de la relación de los factores estructurales en la vulnerabilidad sísmica de viviendas en laderas de la urbanización Tahuantinsuyo del distrito de Independencia, Lima. Tesis (Optar el título profesional de Ingeniero Civil). Lima: Universidad Privada del Norte, Facultad de Ingeniería, 2016. 130pp.
Disponible en https://repositorio.upn.edu.pe/bitstream/handle/11537/10571/T055_47608951_T.pdf?sequence=1&isAllowed=y
4. ARCHUNDIA, Hans {et.al}. Revisión de la seguridad Sísmica de un edificio de concreto reforzado de mediana altura fuertemente irregular existente en la ciudad de México. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras [en línea]. Julio del 2018, n°22. [Fecha de consulta: 01 de diciembre del 2020].
Disponible en <http://riie.espe.edu.ec/volumen-22-3-ano-2017/>
5. ARIAS, Ángel y DURANGO, Alicia. Ingeniería y Arquitectura del software [en línea]. 2da ed. España: IT Campus Academy, 2016 [Fecha de consulta: 05 de diciembre del 2020].
Disponible en: <https://books.google.com.pe/books?id=cixpCwAAQBAJ&printsec=frontcover&hl=es#v=onepage&q&f=false> ISBN: 9781523365487.

6. BAPTISTA, Pilar, FERNÁNDEZ, Carlos y HERNÁNDEZ, Roberto. Metodología de la investigación [en línea]. 5.a ed. México: Mc Graw Hill, 2010 [Fecha de consulta: 28 de octubre del 2020].
Disponible en:
<https://es.slideshare.net/salvadmartinez61/metodologia-de-la-investigacin-5ta-edicin-sampieri>
ISBN: 9786071502919.
7. BRIONES, Pool Y ÁLVAREZ, Jamil. Comparación del modelamiento, análisis y diseño estructural en concreto armado utilizando los Software Etabs y Robot structural analysis, para un edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano). Tesis (Obtener título de Ingeniero Civil). Juliaca: Universidad Peruana Unión, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, 2018. 281pp.
Disponible en [file:///C:/Users/CESAR/Downloads/Pool_Tesis_Titulo_2018%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/CESAR/Downloads/Pool_Tesis_Titulo_2018%20(1).pdf)
8. BOZZO, Luis {et.al}. Modeling, analysis and seismic design of structures using energy dissipators SLB. *Revista UNI* [en línea]. Agosto del 2019, n.º29. [Fecha de consulta: 14 de octubre del 2019].
Disponible en <http://www.revistas.uni.edu.pe/index.php/tecnia/article/view/713>.
9. CALCINA, Ramón. Evaluación del Desempeño Sísmico de un Edificio de Once Pisos Utilizando Análisis Estático y Dinámico No-Lineal. Tesis (Maestro en Ingeniería Civil con mención en Estructuras). Tacna: Universidad Privada de Tacna, Escuela de Postgrado, 2017. 133pp.
Disponible en http://repositorio.upt.edu.pe/bitstream/UPT/499/1/Calcina_Pena_Ramon.pdf
10. CHAARI, Majdi {et.al}. An adaptive modeling approach to structural health monitoring of multistory buildings. *Revista ELSEVIER* [en línea]. Enero del 2019, n.º440. [Fecha de consulta: 12 de mayo del 2019]. Disponible en <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022460X18306928>
ISSN: 0022-460X.
11. CSI Spain. GruntsWork. 2020. Disponible en <https://www.csiespana.com/software/5/etabs#>
12. Echeverría, María y Suntaxi, Byron. Análisis y Diseño Estructural de los edificios Loaiza, UNACH Y PLUS I, en los programas Etabs, Staad.Pro y

- Robot considerando para el diseño la NEC 2015. Tesis (Obtener título de Ingeniero Civil con mención en Estructuras). Quito: Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, 2016. 149pp.
13. FUERTES, Pamela y SEGOVIA, José. Enfoque para el análisis estructural y protección sísmica de edificaciones patrimoniales, a partir de la caracterización de sus particularidades técnicas. *Revista ingeniería de construcción* [en línea]. Diciembre del 2018, n.º33. [Fecha de consulta: 12 de mayo del 2019]
Disponibile en https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-50732018000300315
ISSN: 0718-5073.
14. GOMEZ, Salvador. Análisis sísmico moderno, ética aplicada. 2a. Ed. Ciudad de México: Trillas, 2007. 182 pp. ISBN: 978-968-24-7379-1.
Disponibile en https://www.academia.edu/38401373/ANALISIS_SISMICO_MODERNO_ETICA_APLICADA
15. Gómez, Yesica. Influencia de la rigidez lateral en el análisis y diseño Sismorresistente de un edificio de concreto armado de 5 pisos. Tesis (Optar el título profesional de Ingeniero Civil). Huancayo: Universidad Continental, Facultad de Ingeniería, 2018. 232pp.
Disponibile en [file:///C:/Users/CESAR/Downloads/IV_FIN_105_TE_Gomez_Quispe_2018%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/CESAR/Downloads/IV_FIN_105_TE_Gomez_Quispe_2018%20(1).pdf)
16. JIMÉNEZ, Julián y JULCA, Jeisen. Diseño estructural de un edificio de 5 niveles de albañilería confinada, Trujillo-La Libertad, 2018. Tesis (Obtener el Título profesional de Ingeniero Civil). Universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, 2018. 119pp.
Disponibile en http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/32123/jim%c3%a9nez_jj.pdf?sequence=1&isAllowed=y
17. NORMAS Legales (Perú). Reglamento Nacional de Edificaciones E.060. Concreto Armado. Lima: RNE, 2006. 205pp.
18. [NORMAS Legales \(Perú\). Reglamento Nacional de Edificaciones E.030. Diseño Sismorresistente. Lima: RNE, 2018. 32,88pp.](#)

19. OBESO, César. Diseño Estructural en concreto armado de una Vivienda Multifamiliar de 8 niveles en el distrito de Víctor Larco Herrera – Trujillo. Tesis (Obtener el Título profesional de Ingeniero Civil). Universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, 2020. 109pp.
Disponible en http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/47189/Obeso_RCR-SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y
20. ROJAS, Jorge. Diseño estructural de un edificio de concreto armado de un sótano y once pisos. Tesis (Optar el título profesional de Ingeniero Civil). Huancayo: universidad Peruana de los Andes, Facultad de Ingeniería, 2017. 109pp.
Disponible en <http://repositorio.upla.edu.pe/bitstream/handle/UPLA/995/ROJAS%20CHIRINOS%20JORG%20ARMANDO.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
21. RONCAL, Juan. Diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de siete pisos en el distrito de San Isidro. Tesis (Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2017. 106pp.
Disponible en [file:///C:/Users/PC/Downloads/RONCAL_JUAN_EDIFICIO_MULTIFAMILIAR_CONCRETO_ARMADO%20\(5\).pdf](file:///C:/Users/PC/Downloads/RONCAL_JUAN_EDIFICIO_MULTIFAMILIAR_CONCRETO_ARMADO%20(5).pdf)
22. SADER, Martha. Los nuevos edificios que más ganas tenemos de ver este 2019. Revista Architectural Digest [en línea]. Enero del 2019, n.º9. [Fecha de consulta: 19 de octubre del 2019].
Disponible en <https://www.revistaad.es/arquitectura/articulos/los-nuevos-edificios-que-mas-ganas-tenemos-de-ver-este-2019/21989>
ISSN: 0003-8520.
23. SIESQUÉN, José y SIESQUÉN, Luis. Diseño estructural y modelamiento sísmo resistente del nuevo pabellón de 10 pisos de la facultad de ingeniería de la universidad César Vallejo, Moche, Trujillo. Tesis (Obtener el título Profesional de Ingeniero Civil). Trujillo: Universidad Cesar Vallejo, Facultad

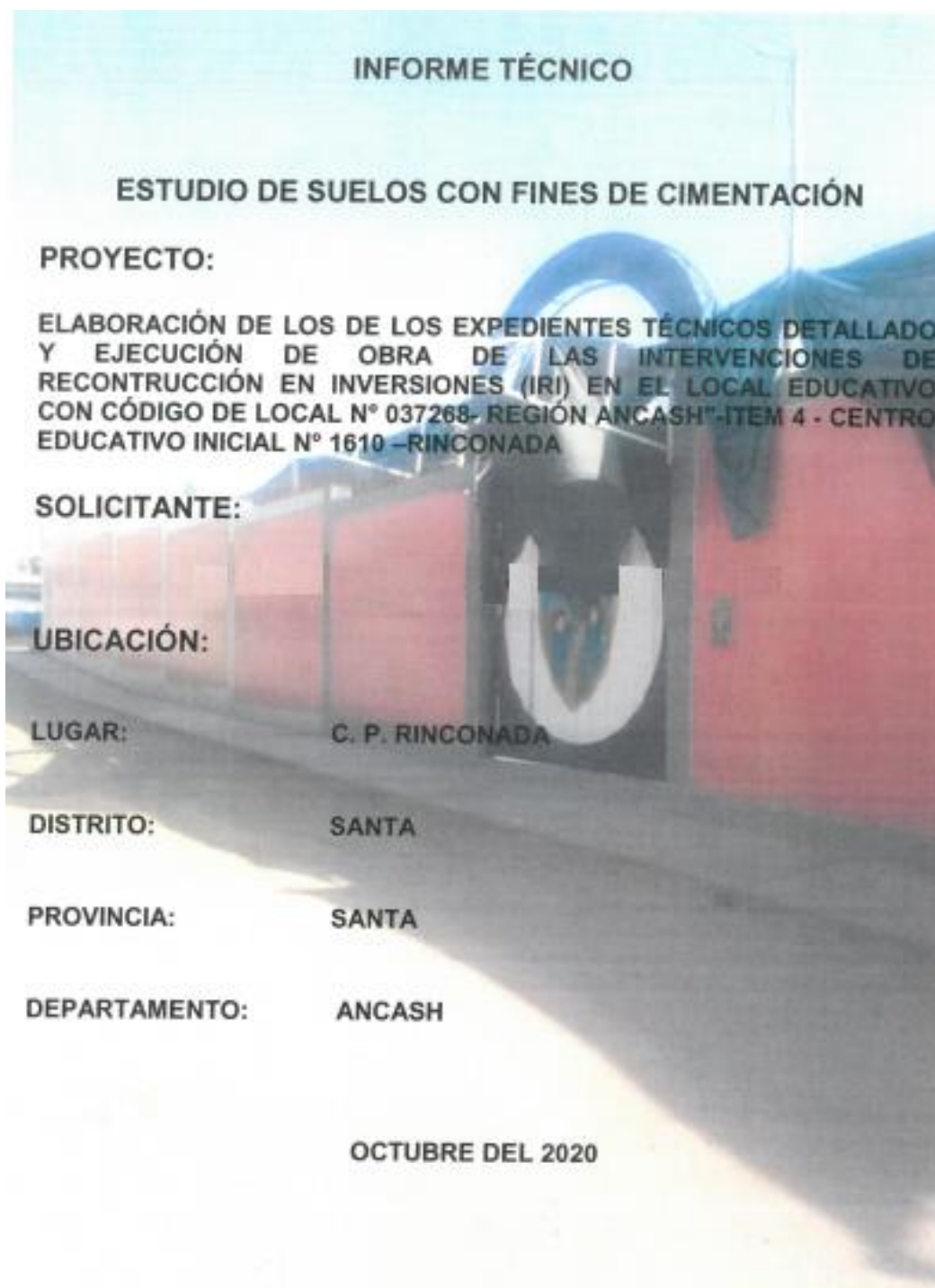
- de Ingeniería, escuela académico profesional de Ingeniería Civil, 2020. 147pp.
- Disponible en [http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/44535/Siesqu%*c3%a9n*_VJ_C-Siesqu%*c3%a9n*_VLD-SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/44535/Siesqu%c3%a9n_VJ_C-Siesqu%c3%a9n_VLD-SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
24. QUIROGA, Flavio. Modelación, análisis y diseño estructural de una edificación de tres plantas de uso público con sección compuesta usando el espectro de diseño, NEC -15 y ETABS. Tesis (Optar el título profesional de Ingeniero Civil). Guayaquil-Ecuador: Universidad de Guayaquil, Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas, 2018. 116pp. Disponible en http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/32602/1/QUIROGA_FLAVIO_TRABAJO_TITULACION_ESTRUCTURAS_ENERO_2018.pdf
25. VILLAREAL, Genner. Interacción Sísmica Suelo-Estructura en edificaciones con plateas de cimentación 1.a ed. Perú: Imprenta Grafica Norte S.R.L, 2017 ISBN: 9786120026960.
26. AGUIAR, Roberto. Análisis Sísmicos de Edificios. 1^{ra} ed. Quito., Editorial Centro de Investigaciones Científicas, 2008. 322 pp. ISBN: 978-9978-30-104-3
27. MCCORMAC, Jack y BROWN, Rusell, Diseño de concreto reforzado. México: 8^{va} ed. Grupo Alfaomega, 2011. 724 pp. ISBN: 978-607-707-231-7
28. BLANCO, Antonio. Estructuración y de Edificación de Concreto Armado. 2^{da} ed. Lima., Editoriales Capítulo de Ingeniería Civil, Consejo Departamental de Lima y Colegio de Ingenieros del Perú, 1994. 303 pp.
29. MORALES, Roberto. Diseño en Concreto Armado. 4^{ta} ed. Lima., Editorial Instituto de Construcción y Gerencia, 2016. 228 pp.
30. FLORES, Esteban. Modelación, Diseño Estructural Comparativo y Propuesta de Ampliación Vertical de la Edificación FLORES MENA, ubicada en la ciudad de Quito – Ecuador, Sector Cofavi. Tesis (Título en Ingeniería Civil). Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador, 2018.
31. BENITEZ, Arturo et al. Guía para el diseño estructural de edificios utilizando modelos tridimensionales. Tesis (Título en Ingeniería Civil). El Salvador: Universidad de El Salvador, 2005.

32. PEREZ, Luis. Análisis Comparativo del Diseño Estructural de un Edificio de Concreto Armado de 4 niveles, por Método Clásico y los programas ETABS y CYPECAD, Carapongo Chosica, Lima 2019. Tesis (Título en Ingeniería Civil). Lima: Universidad César Vallejo, 2019.
33. BRIONES, Pool. Comparación el modelamiento, Análisis y Diseño Estructural en Concreto Armado utilizando los softwares ETABS y ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, para un edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano). Tesis (Título en Ingeniería Civil). Juliaca: Universidad Peruana Unión, 2018.

Anexo 1. Documentos

Anexo 1.1. Informe técnico: Estudio de mecánica de suelos.

Caratula de informe de estudio de mecánica de suelos.



Anexo 1.2 Resultados de EMS (Capacidad admisible)

011-222-222222

LABORATORIO DE ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se ha efectuado la investigación de campo y ensayo de laboratorio correspondientes para los sondeos y muestras recabadas en el estudio de Mecánica de Suelos de los terrenos donde se ubica la Institución Educativa N°1610 del Centro Poblado Rinconada, con fines de caracterizar geotécnicamente los suelos existentes de dicho terreno.
- Los ensayos de laboratorio para el presente estudio de Mecánica de Suelos han sido realizados por la Empresa Geotecnia y Construcción Servicios Generales S.A.C, Ubicada en la Urbanización Villa Contador de la ciudad de Trujillo.
- El lugar de estudio se ubica en el Centro Poblado Rinconada, pertenecientes al Distrito de Santa, Provincia del Santa, departamento de Ancash.
- El terreno en cuestión presenta superficialmente un relleno natural hasta la profundidad de 0.60 m, continuado con una capa de Arena Limosa (SM) y Arena Arcillo Limosa (SC-SM) tipo tierra de cultivo, subyacente a éste una Arena Uniforme (SP) del tipo eólica cementados por finos limosos, ésta última capa de potencia indefinida.
- En este material predominante (SP) se apoyarán las estructuras proyectadas. No se ubicaron aguas freáticas a la profundidad estudiada (-3.00 m.), por lo que se estima que la cimentación estará en la condición seca en toda su vida útil.
- Se realizaron ensayos estándar y especiales de laboratorio, así como de descripción Visual – Manual, con la finalidad de conocer propiedades físicas, químicas, mecánicas, hidráulicas y dinámicas del suelo sustentante. El material de apoyo que se desarrolla a partir de -1.50 m desde la superficie del terreno, posee las siguientes características:

Contenido de Humedad Natural	=	5.30 por ciento
Densidad Unitaria	=	1.68 gr. / cm ³
Contenido de Sales	=	0.09 por ciento
Angulo de Fricción Interna	=	27.83 grados
Cohesión	=	0.01 Kg. / cm ²
CBR	=	12.51 %

- De acuerdo con la estratigrafía de la zona en estudio, los parámetros de subsuelo ante excitaciones sísmicas, están designados por la siguiente clasificación de acuerdo a las Normas Sismo - Resistentes:

Parámetro de Sitio	Zona 4 →	Factor de Zona	Z _f = 0.45 g
Categoría de la Edificación	Edificaciones Esenciales →		U = 1.50
Perfil de Suelo	S2 (Suelo Intermedio) →		S = 1.05
Coefficiente Sísmico			→ C = 2.5
Periodo Corto de Vibración del Suelo			→ T _p = 0.60 s
Periodo Largo de Vibración del Suelo			→ T _L = 2.0 s


Ing. John R. Yupanqui Flores
CIP 193252
JEFE DE LABORATORIO

- condiciones de cimentación; Conforme lo dispuesto en la Norma Técnica de Edificaciones E-050 "Suelos y Cimentaciones", la siguiente información deberá transmitirse en los planos de cimentación. Esta información No es limitada y deberá cumplirse además con todo lo indicado en el presente estudio de suelos y en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

TIPO DE CIMENTACIÓN
Zapatas cuadradas y Cimientos Corridos de Concreto Simple y Armado sobre gravas
ESTRATO DE APOYO
Arena Uniforme
PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN
Cimientos Corridos ==> Df = 0.80 m
Cuadrada ==> Df = 1.60 m
Presión Admisible
Las capacidades Admisibles de los suelos en estudio, para un asentamiento instantaneo de 0.786 cm, considerado cimentaciones corridas y cuadradas es como se indica a continuación.
Cimientos Corridos $q_{adm} = 1.03 \text{ kg/cm}^2$, Cimentación Cuadrada $q_{adm} = 1.18 \text{ kg/cm}^2$
FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE
FS = 3
AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN
Los suelos en cuestión y de acuerdo a los resultados obtenidos en laboratorio poseen insignificante cantidad de sales solubles totales (SST = 0.09 por ciento ú 1000 ppm), Pero en la visita de campo se evidencia posibles ataques de agentes externos, producto de ello estructuras existentes con daños superficiales de fluorescencia y descascaramiento, Por lo que recomendamos utilizar Cemento moderado a los sulfatos, alcalis (tipo MS) en el diseño de mezclas para el concreto de las subestructuras, y Tipo I en la súper estructura.
PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN
De acuerdo a la estratigrafía y/o composición del suelo, en conjunto con posibles agentes que generen problemas de inestabilidad, colapsabilidad y otros problemas en el suelo de fundación de concluye:
No se advierte condiciones de posibilidad de licuación de suelos
No se advierte condiciones de posibilidad de colapso de suelos
No se advierte condiciones de posibilidad de suelos expansivos



 Ing. John R. Yupanqui Flores
 CIP 193252
 JEFE DE LABORATORIO

Declaratoria de Autenticidad del Asesor

Yo, Villar Quiroz, Josualdo Carlos, docente de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura y Escuela Profesional / Programa académico de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Trujillo, asesor (a) de la Tesis titulada:

“Análisis y Diseño Sismorresistente de la Institución Educativa N°1610 del Centro Poblado Rinconada, Distrito de Santa – Chimbote –Ancash, 2021”,


del (los) autor (autores) Centeno Rios, Geraldine Solansh y Rodríguez Mendoza, Rod Anthony, constato que la investigación

tiene un índice de similitud de 16% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin, el cual ha sido realizado sin filtros, ni exclusiones.

He revisado dicho reporte y concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender el trabajo de investigación / tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Trujillo, 02 de mayo del 2022

Villar Quiroz, Josualdo Carlos	
DNI: 40132759	Firma: 
ORCID: 0000-0003-3392-9580	