



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis sísmico y diseño estructural de tres niveles para el centro
de Salud en Villas de Ancón-Lima 2020

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
Ingeniero Civil**

AUTORES :

Gonzales Santa Cruz, Marco Antonio (orcid.org/0000-0001-7839-0203)

Zubiaga Samochuallpa, Isabel (orcid.org/0000-0002-4509-9492)

ASESOR:

Dr. Suarez Alvites, Alejandro (orcid.org/0000-0002-9397-057X)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LÍNEA DE RESPONSABILIDAD SOCIAL UNIVERSITARIA

Desarrollo económico, empleo y emprendimiento

LIMA - PERÚ

2020

Dedicatoria

La presente tesis es dedicada al forjador de nuestro camino, a nuestro padre Dios, mi compañero que siempre me levanta de mi continuo tropiezo y a las personas que amamos con nuestro más sincero afecto.

Agradecimiento

En primera instancia agradecemos a nuestros formadores, personas con sabiduría quienes se esfuerzan por llegar a una meta, gracias por compartir su conocimiento con el objetivo de culminar el desarrollo de nuestra tesis con éxito y obtener una afable titulación profesional.

Índice de contenidos

Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Índice de Contenidos	iv
RESUMEN	viii
ABSTRACT	ix
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. MARCO TEÓRICO.....	5
III.METODOLOGÍA.....	13
3.1. Tipo y diseño de investigación.....	14
3.2. Variables y operacionalización.....	14
3.3. Población, muestra y muestreo.....	38
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	39
3.5. Procedimientos.....	39
3.6. Método de análisis de datos.....	39
3.7. Aspectos éticos.....	40
IV. RESULTADOS.....	41
V. DISCUSIÓN.....	69
VI. CONCLUSIONES.....	71
VII. RECOMENDACIONES.....	73
REFERENCIAS.....	75
ANEXOS	

Índice de Tablas

Tabla 1: Categoría de las edificaciones y factor U.....	10
Tabla 2: Factor de amplificación sísmica	10
Tabla 3: Categoría y sistema estructural de las edificaciones.....	11
Tabla 4: Limitaciones del proyecto	18
Tabla 5: Descomposición de la columna estratigráfica	19
Tabla 6: Contenido de humedad natural. ASTM D2487-05	20
Tabla 7: Análisis granulométrico C1	20
Tabla 8: Relación de humedad -Proctor Modifica	20
Tabla 9: California de resultados de ensayos (CBR)	21
Tabla 10: Características de la muestra	21
Tabla 11: Capacidad portante	22
Tabla 12: Dotación diaria de agua CH.....	24
Tabla 13: Descripción de la carga	29
Tabla 14: Cargas (bloque A-B).....	30
Tabla 15: Centró de masa (bloque B).....	30
Tabla 16: Centró de masa (bloque B).....	31
Tabla 17: Distribución de la fuerza cortante en altura	32
Tabla 18: Control de desplazamientos laterales (bloque A).....	32
Tabla 19: Control de desplazamientos laterales (bloque B).....	33

Índice de Figuras

Figura 1: Factor de irregularidad en planta (I_p)	11
Figura 2: Esquema visual de la población	14
Figura 3: Esquema visual de la muestra.....	14
Figura 4: Ubicación política del área de estudio	18
Figura 5: Dibujo De Columnas	26
Figura 6: Dibujo De Viga	27
Figura 7: De Muros Estructura	27
Figura 8: Losas aligeradas	28
Figura 9: Asignación de Apoyos.....	28
Figura 10: Carga muerta	29
Figura 11: Modos de vibración de la estructura	33
Figura 12: Modos de vibración de la estructura	34
Figura 13: Modos de vibración de la estructura - bloque b 1er modo ($T=0.183$ seg.) y 2do modo ($T=0.116$ seg.) de vibración1	34
Figura 14: Diagrama de Modos de vibración de la estructura - Bloque B 3er Modo ($T=0.0$ Seg.) y 4to Modo ($T= 0.045$ Seg.) de vibración	35
Figura 15: Aceleración espectral	35
Figura 16: Periodo de masa participativa	36
Figura 17: Periodo de masa participativa	36
Figura 18: Diseño de losas aligeradas.....	38
Figura 19: Diseño de losas macizas	39
Figura 20: Diseño de vigas.....	40
Figura 21: Diseño de columnas.....	40
Figura 22: Diseño de muros estructurales	41
Figura 23: Viga de Conexión	42
Figura 24:Diseño de cimentación	42
Figura 25: Diseño de la escalera-Tramo 1.....	43
Figura 26:Diseño de la escalera-Tramo 2.....	43
Figura 27: Diseño del ascensor	44

Índice de Anexos

Anexo 1: Matriz de consistencia.....	82
Anexo 2: Operacionalización de variables	83
Anexo 3: Ensayo estándar de clasificación C-1.....	84
Anexo 4: Ensayo estándar de clasificación C-2.....	85
Anexo 5: Ensayo de Proctor modificado C-2.....	86
Anexo 6: Ensayo de CBR C-2.....	87
Anexo 7: Ensayo de corte directo C-1	89
Anexo 8: Diseño de losas aligeradas	92
Anexo 9: Diseño de losa maciza	98
Anexo 10: Diseño de vigas rectangulares	102
Anexo 11: Diseño de columnas.....	113
Anexo 12: Diseño de muros estructurales.....	121
Anexo 13: Diseño de cimentación.....	128
Anexo 14: Diseño de escalera	138
Anexo 15: Diseño del ascensor.....	146
Anexo 16: Diseño de cisterna rectangular.....	153
Anexo 17: Planos.....	169

Resumen

El objetivo de la presente tesis es realizar el diseño estructural y el análisis sísmico del centro de salud de 3 niveles con sistema dual de pórticos y placas de concreto armado ubicado en el asentamiento humano Villas de Ancón. Los objetivos específicos son los siguientes: Diagnosticar la situación actual del terreno donde se proyectará la estructura de tres niveles destinado para la población vulnerable que requiera de atención médica inmediata, proyectando las condiciones apropiadas para la comunidad del Distrito.

Lo que se está proyectando es, al planteamiento de una edificación de 731.02 m². de área, para un centro de salud tipo II considerando 7 ambientes o unidades en los tres niveles para administración, consulta externa, emergencia entre otros ambientes.

Para el estudio definitivo de ingeniería se realizará el Estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación, la cual consiste en extraer muestras de suelo con la finalidad de determinar las condiciones del terreno de fundación y obtener los parámetros geotécnicos necesarios para una adecuada cimentación de las estructuras que conforman el proyecto.

Los cálculos y análisis de diseño se realizaron de acuerdo al reglamento nacional de edificación y el ACI, de esta manera para los análisis sísmicos se emplearon programas como el ETABS 2016 para el modelamiento de las estructuras.

Palabras clave: Diseño Estructural, Centro de Salud, Sistema Dual.

Abstract

The objective of this thesis is to carry out the structural design and seismic analysis of the 3-level health center with a dual system of porticos and reinforced concrete plates located in the Villas de Ancon human settlement. The specific objectives are the following: To diagnose the current situation of the land where the three-level structure will be designed for the vulnerable population that requires immediate medical attention, projecting the appropriate conditions for the District's community. What is being planned is the approach of a building of 731.02 m². of area, for a typical health center considering 7 environments or units in the three levels for administration, external consultation, emergency, among other environments.

For the definitive engineering study, the Soil Mechanics Study will be carried out for foundation purposes, which consists of extracting soil samples in order to determine the conditions of the foundation soil and obtain the necessary geotechnical parameters for an adequate foundation of the structures that make up the project. The calculations and design analysis were carried out according to the national building regulations and the ACI, thus, programs such as ETABS 2016 were used for seismic analysis to model the structures.

Keywords: Estructural Design, Health Center, Dual System.

I. INTRODUCCIÓN

En el primer capítulo redactamos como primer punto la realidad problemática, teniendo en cuenta los problemas fundamentales que existen en nuestro entorno tanto a nivel internacional, nacional y local. Después de ello la justificación teórica, tecnológica y práctica. Concluiremos con la formulación del problema general, problemas específicos, objetivo general y objetivos específicos respectivamente.

La realidad problemática del presente estudio surge a partir de la búsqueda de una infraestructura con una nueva visión institucional de salud pública en el asentamiento humano Villas de Ancón, presenta como problema central, la limitada capacidad resolutive de los servicios de salud, debiendo los pacientes desplazarse de sus distritos de residencia hacia otros y plantea como objetivo fundamental lograr un eficiente acceso al servicio que este preste.

Los centros de salud es un espacio dedicado a la prestación de servicios médicos, que ha evolucionado a lo largo de los años en cuanto al diseño y estructura, convirtiendo al centro de salud en una parte importante de la infraestructura urbana de las zonas pobladas.

Por otro lado, las estructuras son espacios esenciales para ser ocupado por personas, a su vez, éstas deben estar compuestas por elementos estructurales y con un buen diseño para salvaguardar las vidas humanas, su función principal es recibir las cargas ya sea cargas vivas, cargas muertas, etc, y todo el peso se transmite al terreno natural.

Actualmente, el diseño y construcción de un centro de bienestar y es uno de los más complejos y se requiere la consideración de varios estándares arquitectónicos y estructurales ya que su función principal es recibir el acondicionamiento de personas para ser atendidas por algún déficit de salud que pueda tener, por ello el diseño de un centro de salud es considerado una edificación esencial.

En los últimos años, la infraestructura de los centros de salud ha ido

tomando cambios de mejora, siempre tomando en cuenta el correcto diseño de las estructuras. Los centros de salud han pasado de ser estructuras compuestas por simples pabellones, a ser unas de las edificaciones más complejas y tecnificadas; que estructuralmente deben poseer un alto grado de flexibilidad.

Desafortunadamente, los hospitales de Perú no habían planificado adecuadamente lo que deberían ser los centros de salud, pero en algunos casos se basaron en una construcción de hace más de 30 años, lo que indica una falta de infraestructura y se mantiene solo porque es necesario para albergar vidas humanas. Sin embargo, se debe tener en cuenta que el estado peruano tiene la obligación de velar por el bienestar de la salud de los habitantes de su país, entregándoles una mejor calidad de vida y una atención más digna.

La justificación de este estudio ante semejante crisis es necesario que se construyan más hospitales; adecuados a las normativas sanitarias y de edificaciones actuales, con el único fin de entregar una mejor opción de vida a los pacientes del establecimiento hospitalario.

La justificación teórica del informe de investigación es entregar como base de información para la recopilación de antecedentes futuros, siendo un documento de consulta para estudiantes y profesionales con respecto al diseño estructural en edificaciones.

La justificación tecnológica del presente informe de investigación es entregar una propuesta al desarrollo del centro de salud Villas de Ancón con una nueva Visión Institucional.

La justificación práctica del informe de investigación es alcanzar y consolidar los conocimientos respecto al análisis sísmico y el cálculo de diseño estructural del centro de salud Villas de Ancón, todo lo antes mencionado haciendo énfasis y tomando en cuenta los 5 años de estudio

obtenidos de la etapa universitaria.

Sobre la base de realidad problemática presentada se planteó el problema general y los problemas específicos de la investigación.

El problema general de la investigación fue ¿Cuál es el diseño estructural capaz de equilibrar las fuerzas a las que está sometida y resistir las solicitaciones sin colapso para el análisis sísmico estructural de tres niveles para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020? Los problemas específicos de la investigación fueron los siguientes:

- **PE1:** ¿Cuáles son las características mecánicas del suelo en el análisis sísmico estructural de tres niveles para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020?
- **PE2:** ¿Es el ETABS el software más eficiente para el diseño sismorresistente en la elaboración de proyectos estructurales para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020?
- **PE3:** ¿Cuál es el comportamiento estructural frente a la amenaza sísmica para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020?

El objetivo general fue diseñar un sistema estructural capaz de equilibrar las fuerzas a las que está sometida y resistir las solicitaciones sin colapso en el análisis sísmico estructural de tres niveles para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020. Los objetivos específicos fueron los siguientes:

- **OE1:** Analizar cuáles son las características mecánicas del suelo para el análisis sísmico estructural de tres niveles para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020.
- **OE2:** Evaluar diversas alternativas de configuración estructural mediante el software ETABS para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020.
- **OE3:** Analizar el comportamiento estructural frente a la amenaza sísmica para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020.

II. MARCO TEÓRICO

Este capítulo presenta por separado los contextos nacional e internacional para apoyar la investigación con base en la investigación realizada, enfatizando las dos variables de investigación. También definir teorías relacionadas con el tema para contribuir mejor a los conocimientos ya adquiridos.

Señís (2016) El estudio menciona que construir la infraestructura es un desafío técnico para lograr una estructura de tamaño suficiente. Su propósito es brindar perspectivas para el análisis y diseño de estructuras, así como satisfacer las necesidades de la edificación, y debe ser práctico, compacto y fácil de construir. El marco se utiliza en conjunto con las herramientas BIM y se puede ver que los objetivos principales en este contexto son similares a los de este estudio en términos de los resultados esperados del proyecto.

Natalia (s.f) tiene como objetivo realizar un diseño estructural del hospital Clínica Bíblica. La metodología empleada para el análisis estructural de la estructura fue en base al análisis dinámico, es decir obtener los desplazamientos y velocidades de dicha estructura, se utilizaron como fuente el ACI-318 para el diseño de los elementos estructurales. Concluyeron que los elementos estructurales diseñados cumplen todos los requerimientos establecidos, a su vez el programa AutoCAD y el Etabs fue empleado como ayuda para el proyecto. Recomendaron realizar estudios con respecto a una edificación esencial.

Zanelli y Mercedes (s.f) tienen como objetivo realizar un diseño estructural de un pabellón de cuatro pisos de un hospital con aisladores sísmicos, y como objetivos específicos diseñar las propiedades que consta los dispositivos antisísmicos, para ello se le considera a una edificación de esta índole como esenciales, es decir, aquella estructura no debe fallar al instante del evento sísmico, sino que debe soportar y ser apta de no ser colisionada para así salvar vidas humanas. La estructura fue diseñada de acuerdo a la Norma E-030 y E-031.

Sánchez y Álvarez (2018) tienen como objetivo realizar una comparación de un modelado de 5 pisos, para ello utilizaron de ayuda los softwares Etabs y Robot Structural Analysis. El método utilizado fue una comparación de dos softwares de modelado estructural, considerando el uso de elementos estructurales como losas, losas rígidas, columnas, losas ligeras y vigas. Llegaron a la conclusión de que cada

programa produjo una actividad estructural diferente.

Otazú y Orlando (2018) tienen como objetivo realizar en Arequipa el análisis estructural y diseño de una estructura de concreto armado, esta es un centro comercial de cuatro pisos y un sótano llamado Miraflores. La estructura es dual, formada por elementos estructurales de las columnas, vigas y placas. Asu vez, también cuenta con losas aligeradas, losas macizas en dos sentidos, escaleras, y losas nervadas. Se realizó el modelamiento con el programa Etbas para determinar el análisis sísmico, concluyeron que los elementos estructurales cumplen una función importante para el diseño de una estructura resistente, todo ello fue estipulado con base a la norma del Reglamento Nacional e Edificaciones.

Carcausto (2018) en su tesis menciona como objetivo principal de esta edificación consignada Chupa - Provincia de Azángaro - Objetivo educativo en la Provincia de Puno, consta de aulas, salas de cómputo, laboratorios, almacenes, cabinas de profesores con una superficie de 248.50 metros cuadrados. "El análisis y diseño se realizó de acuerdo con los requisitos de la norma RNE. Para el análisis estructural, se consideró EMS usando el software ETABS 2016 para modelar la estructura, una representación computarizada capa por capa de la estructura real. Se utilizan métodos estáticos y dinámicos para determinar la estructura sísmica. En la cimentación, se crea un sistema de cimentación de zapatas conexión según el tipo de suelo.

Jiménez (2018) indicó que hoy en día existen dos métodos importantes para el diseño de una estructura de concreto armado, ellos son: el diseño elástico y el diseño a la rotura. Las consideraciones adoptadas para el proceso de diseño son las siguientes:

- Revisión del EMS.
- Desarrollo de Modelos Estructurales válidos.
- Diseño estructural.
- Desarrollo del proyecto en el software de diseño.
- Evaluación de riesgos

De La Torre (2009) comentó que la estructuración de Los elementos estructurales del edificio son los más importantes porque debe disponer de manera juiciosa para realizar una adecuada distribución de los mismos, se debe considerar que una estructura debe ser uniforme y sin irregularidades para presentar deformaciones.

Fórmulas para el predimensionamiento de los elementos estructurales:

- **Vigas**

$$h = \frac{L}{10} \geq 0.25m$$

$$h = \frac{L}{12} \geq 0.25m$$

$$b = \frac{h}{2} \geq 0.25m$$

Dónde:

h: peralte

L: longitud más crítica (entre ejes de columnas)

b: base

- **Columnas Centrales**

$$Ac = \frac{Ps}{0.45 \times F'c}$$

$$Ps = At \times P \times n$$

Dónde:

Ac: área de la columna

F'c: Resistencia a la compresión del concreto

Ps: peso

- **Columnas esquinadas**

$$A_c = \frac{P_s}{0.35 \times F'_c}$$

$$P_s = A_t \times P \times n$$

- **Muros estructurales**

De acuerdo con el RNE E.060: El espesor mínimo es de 0.15cm

- **Losas aligeradas**

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

Dónde:

h: peralte

L: longitud crítica

- **Losas macizas**

$$h = \frac{L_n}{40}$$

$$h = \frac{\text{perimetro}}{180}$$

Dónde:

Ln: Longitud crítica

- **Escaleras**

Pasos: 28 y 30 cm Contrapaso: de

16 cm a 17cm

Descanso: 0.90cm mínimo

Los expertos en software de Etabs (2016) explican que, para el modelado estructural, Etabs se usa a menudo como una herramienta para determinar el desplazamiento, la velocidad y la aceleración.

Los especialistas del RNE E.030, comentaron que el período de vibración se determinará de la siguiente manera:

$$T = \frac{hn}{Ct}$$

Dónde:

T: Período fundamental de vibración

Hn: altura total en (m)

Ct: 60

Los especialistas de RNE E.030 expusieron que el factor de amplificación sísmica se obtiene de acuerdo con la siguiente expresión:

Tabla 1: Categoría de las edificaciones y factor U

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
A Edificaciones esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel de Salud.	Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. (1.5)

Fuente: Norma peruana E030

Tabla 2: Factor de amplificación sísmica

Factor de amplificación sísmica (C)
$TP < T < TL ; C = 2.5 x (Tp T)$
$TL < T ; C = (Tp x TL x T2)$

Dónde:
T: Periodo de vibración
Tp: Periodo que define el factor C
TL: Período de inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante

Fuente: Norma peruana E030

Tabla 3: Categoría y sistema estructural de las edificaciones

CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	ZONA	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.

Fuente: Norma peruana E03

<i>Irregularidad estructurales en planta</i>	
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90
Fuente: (RNE) E.030 Diseño sismoresistente	
<i>Irregularidad estructurales en altura</i>	
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0.75
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	0.75
Ilustración 2. Factor de irregularidad en altura (I_a)	
Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)	0.50
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60
Fuente: (RNE E.030) Diseño sismorresistente	

Figura 1: Factor de irregularidad en planta (I_p)

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

3.1.1 Tipo de investigación

Se utiliza un proyecto de tesis. Al respecto, Hernández, Fernández y Baptista(2014) argumentaron que la investigación aplicada conoce desde el principio el principal problema de investigación y brinda soluciones innovadoras a las comunidades que lo requieran.

Los informes de investigación basados en la profundidad son descriptivos. De igual forma, Hernández et al. (2014) comentó que la investigación descriptiva se encarga de describir algún evento presentado, situación presentada sin afectar a ningún sujeto.

El informe de investigación utiliza un enfoque cuantitativo. Por lo tanto, Hernández et al. (2014) comentó que la investigación cuantitativa tiene un orden estricto, no se pueden omitir pasos y utiliza la recopilación de datos para probar medidas estadísticas para probar teorías.

3.1.2. Diseño de investigación

El informe de investigación es no experimental. De igual forma, Hernández et al. (2014) explican que este tipo de diseño no manipula variables de investigación y se basa principalmente en observaciones de fenómenos que ocurren en contextos naturales.

3.2. Variables y operacionalización

Para el informe de investigación consideramos dos variables. La primera es la variable independiente siendo esta el diseño estructural, y la segunda es la variable dependiente siendo la estructura sismo resistente.

3.3. Población, muestra y muestreo

- **Población**

Hernández et al. (2014) indicó que la población es un conjunto de casos que cumplen un mismo fin.

En consecuencia, la población de estudio es el asentamiento humano villas de ancón cuenta con de 25000 pobladores en este sector.

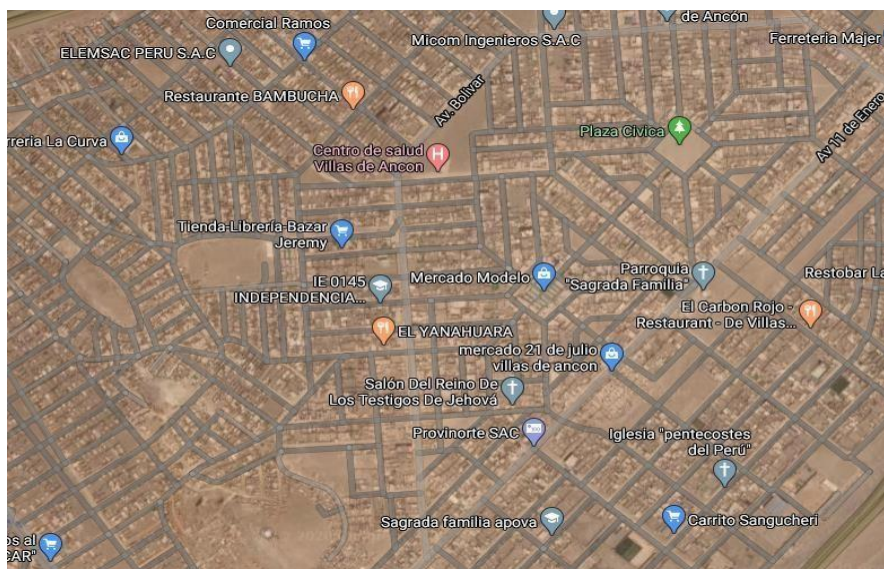


Figura 2: Esquema visual de la población

3.3.1. Muestra

La muestra de estudio es el centro de salud villas de ancón



Figura 3: Esquema visual de la muestra

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.4.1. Técnicas

Carrasco (2016) indicó que la técnica de una investigación es un conjunto de procedimientos que se realizan para cumplir todas las etapas de un trabajo de investigación. En consecuencia, los principales métodos que se utilizarán en este estudio serán la observación directa, el análisis y la revisión de textos y documentos.

3.4.2 Instrumentos

Hernández et al. (2014) afirmaron que las herramientas de recolección de datos son recursos que registran información de forma digital o física, tales como cuestionarios, listas de cotejo, grabadoras de video, guías de entrevista, guías de observación o fichas de investigación, archivos, recolección de datos, etc.

3.4.3. Validez y confiabilidad

Hernández et al. (2014) se refiere al grado en que un instrumento mide realmente la variable y “La confiabilidad es el grado en que un instrumento de medición produce resultados consistentes y coherentes.

- **Procedimientos**

Para recolectar información se realizó mediante estudios de mecánica de suelos además se usó la norma para diseñar cada parte de la estructura en coordinación con los docentes a cargo y expertos en la materia de investigación.

- **Método de análisis de datos**

Se utilizó el programa ETABS V2016, mientras que para el cálculo de la cimentación se tuvo en cuenta estudios de mecánica de suelos.

- La recolección de datos obtenidos a través de pruebas de laboratorio se realizará de la siguiente manera:
- Estadísticas elaboradas para los asentamientos de Villas de Anconasegún datos del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI).
- Recopilación de información: Observaciones de ensayos de mecánica desuelos
- Creación de gráficos y tablas de comparación (Excel)
- Presentación de resultados en cuadros estadísticos (Excel)

3.5. Aspectos éticos

Además de seguir los resultados de las pruebas de laboratorio para este informe de investigación escrito por los estudiantes antes mencionados, nos comprometemos a considerar y seguir las reglas y métodos necesarios para el desarrollo de este informe. Adherirse a los aspectos relevantes del código de ética de la investigación de la escuela y la universidad.

IV. RESULTADOS

4.1. Descripción del Proyecto

El proyecto propuesto está ubicado en el área metropolitana de Lima, en la provincia de Lima, en el distrito de Ancón.

Tabla 4: Limitaciones del proyecto

Altitud:	158 m.s.n.m.
Este:	267,693.84
Norte:	8'693,345.2 9
Superficie:	299.22 km2
Densidad Pob.:	111.51 Hab/Km2

Fuente: Propia

Limita al norte con el distrito de Aucallama (Huaral), al sur con los distritos de Puente Piedras y Ventanillas, al este con el distrito de Carabaillo y al oeste con el Océano Pacífico.



Figura 4: Ubicación política del área de estudio

4.2. Mecánica de suelos

4.2.1. Muestreo de suelos

Tabla 5: Descomposición de la columna estratigráfica

Desde	Hasta	Calicata
0.75 m	1.3 m	Conformado por material de origen aluvial desértico re trabajado por acción marina, arena mal gradada con limos (SP-SM), color gris con cierta tonalidad de amarillo, con algo de precipitaciones calcáreas y grava fina suban gulosa, ligeramente húmeda y Medianamente densa en el sitio.
0.3 m	1.5 m	Conformado por material de origen aluvial desértico re trabajado por acción marina, arena mal gradada con limos (SP-SM), color gris con tonalidades de amarillo y blanco, con presencia de muchas precipitaciones calcáreas, conchuelas y sedimentos Marinos (“caliche”), ligeramente húmedo y denso en el lugar.
1.2 m	7.8 m	Conformado por material de origen aluvial desértico re trabajado por acción marina, arena mal gradada con limos (SP-SM), color gris con cierta tonalidad beige, con algo de grava fina a gruesa, cantos y boleos suban gulosos, ligeramente húmedo y Medianamente densa en el sitio.

Fuente: Propia (Resultados de laboratorio suelos)

- **Ensayos de laboratorio**

Tabla 6: Contenido de humedad natural. ASTM D2487-05

Calicata y muestra	Profundidad (m)	Humedad (%)
C-1/M-1	1.50	3.7
C-1/M-2	3	8.8

Fuente: Propia (Resultados de laboratorio suelos)

Tabla 7: Análisis granulométrico C1

ANALISIS GLANULOMETRICO C-1	
% Grava (N°4 < f < 3°)	42.8
% Arena (N°200 < f < N°4)	49.6
% finos (< N°200)	7.6
ANALISIS GLANULOMETRICO C-2	
% Grava (N°4 < f < 3°)	24.5
% Arena (N°200 < f < N°4)	64.6
% finos (< N°200)	10.9

Fuente: Propia (Resultados de laboratorio suelos)

- **Peso Específico:**

En El Presente Ensayo Arroja Como Resultado 15,9 Kn/M³ Ó 1,62 Ton/M³(Peso Volumétrico Seco).

Tabla 8: Relación de humedad -Proctor Modifica

RELACIÓN DE HUMEDAD -PROCTOR MODIFICADO		
Muestra	Densidad máximaseca (gr/cm ³)	Optimo contenido dehumedad (%)
C-1	2.069 (gr/cm ³)	9.40%

Fuente: Propia (Resultados de laboratorio suelos)

Tabla 9: California de resultados de ensayos (CBR)

Clasificación SUCS	SW -SM
Máxima Densidad Seca (G/Cm3)	2.069
Optimo Contenido De Humedad (%)	9.4
95% Máxima Densidad Seca (Gr/Cm3)	1.966
Resultados:	
C.B.R. al 100% de M.D.S. (%) 0.1"	33.6
C.B.R. al 95% de M.D.S. (%) 0.1"	24

Fuente: Propia (Resultados de laboratorio suelos)

▪ **Análisis químico de suelos:**

Tabla 10: Características de la muestra

Muestra	Profundidad	Contenido Cloruros Soluble	Sulfatos Solubles %	Sales %	PH °c
C-1/M-1	0.60 – 3.00	0.229	0.729	1.933	19.2

Fuente: Propia (Resultados de laboratorio suelos)

▪ **Profundidad de cimentación:**

Se estima 1,20 m respecto del nivel de piso terminado del sótano.

▪ **Parámetros geotécnicos (del estrato de arena):**

$\gamma = 15,9 \text{ kN/m}^3$ ó $1,62 \text{ ton/m}^3$ (peso volumétrico seco)

$c = 0,01 \text{ MPa}$ ó $0,01 \text{ kg/cm}^2$ (cohesión)

$\phi = 28, 5^\circ$ (ángulo de fricción interna)

$N = 16$ (N° golpes por cada 30 cm del ensayo SPT)

▪ **Capacidad portante**

Tabla 11: Capacidad portante

A.- DATOS GENERALES							
Ángulo de Fricción Interna	29.1	grados	Profundidad de Fondo de Cimentación	0.00	m		
Cohesión	0.01	kg/cm ²	Profundidad de Desplante	**	0.00		
Peso Unitario de Sobre Carga	1.620	gr/cm ³	Posición del Nivel Freático	***	14.50	m	
Peso Unitario del Suelo de Cimentación	1.620	gr/cm ³	Factor de Seguridad	3.00			
Relación Ancho / Largo (B/L)	1.0	*	Clasificación SUCS del suelo de cimentación	SP			
Ancho de la base o diámetro de cimentación	1.00	m	Cimentación Analizada	ZAPATAS CONECTADAS			
(*) 1.0 Si es circular ó cuadrada (**) 0.0 Si es indeterminado (***) 50m si no presenta							
B.- FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			C.- FACTORES DE FORMA			D.- FACTORES DE PROFUNDIDAD	
Nc	28.144		Fcs	1.593	Fcd	1.260	
Nq	16.684		Fqs	1.557	Fqd	1.245	
Ny	19.710		Fys	0.600	Fyd	1.000	
E.- CAPACIDAD ADMISIBLE							
DESPLANTE Df (m)	COTA RELATIVA	ANCHO B (m)	FACTORES POR N.F.		qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)	CARGA ADMISIBLE
			q	Caso			
1.0	-1.00	1.20	1.00	III	4.44	1.48	1.50
1.0	-1.00	1.20	1.00	III	4.44	1.48	
1.0	-1.00	1.20	1.00	III	4.44	1.48	

Fuente: Propia (Resultados de laboratorio suelos)

4.2.2. Predimensionamiento de elementos estructurales

4.2.2.1. Predimensionamiento

- **Losas aligeradas:**

$$h \geq 4.70 / 25 = 0.188 \approx 0.20 \text{ m}$$

Se considera una losa aligerada de 0.25 m

- **Losa maciza:**

$$h = 3.75 / 24 = 0.156 \text{ m}$$

Asumiremos una losa maciza de 0.20 m

- **Vigas:**

Para viga principal con luz de 5.20 m

$$h = 4.80 \text{ m} / 10 = 0.48 \text{ m}$$

$$h = 4.80 \text{ m} / 12 = 0.40 \text{ m}$$

$$\text{Promedio} = (0.48 \text{ m} + 0.40 \text{ m}) / 2 = 0.44 \text{ m} \approx h = 0.50 \text{ m}$$

$$b = 0.50 / 2 = 0.25$$

Asumiremos una base de 0.40 m Para la viga secundaria:

$$h = 4.70 \text{ m} / 10 = 0.47 \text{ m}$$

$$h = 4.70 \text{ m} / 12 = 0.39 \text{ m}$$

$$\text{Promedio} = (0.47 \text{ m} + 0.39 \text{ m}) / 2 = 0.43 \text{ m} \approx h = 0.50 \text{ m}$$

$$b = 0.50 / 2 = 0.25$$

Asumiremos una base de 0.30 m

▪ **Columnas:**

Datos: $P = 1.5 \text{ ton/m}^2$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$n=3$$

C-1 = 40cm x 50 cm, tipo rectangular.

C-2= 40cm x 50 cm y 100cm x 30 cm, tipo T.

• **Muros estructurales**

$$\text{Espesor de Alma de Muro} = 4.85 / 25 = 0.194 \text{ m} \approx 0.20 \text{ m}$$

Asumiremos 0.25 m

• **Cisterna:**

Dotación: Al ser un edificio de centro de salud, se organiza de la siguiente manera:

Tabla 12: Dotación diaria de agua CH

N i v e l	Ambiente	Cantidad	Nº de sesiones	Área	Dotación	Sub total
	Estacionamiento	12 autos		150,50 m ²	2 lt/m ² /día	0.301 lt
	Consultorios	8 cons		145,00 m ²	500 lt/cons/día	4.000 lt
	Áreas verdes			60,00 m ²	2 lt/m ² /día	0.120 lt
	Oficinas	2		50,00 m ²	6 lt/m ² /día	0.300 lt
TOTAL						4.72 lt

Fuente: Norma peruana IS. 010

Volumen diario mínimo requerido = 4.72 m³

Entonces consideramos = 5 .00m³

El centro de atención de salud tiene que ser seguro frente a desastres, por lo tanto, se considera una reserva de agua de tres (03) días, siendo el volumen total de 15 .00m³

Para el agua contra incendio se considerará una cisterna adicional del mismo volumen.

• **Escalera:**

Tramo= 2

Espesor de garganta= 20cm

Contrapaso= 18cm

Pasos= 28cm

Descanso de la escalera= 150cm

Ancho= 180cm

4.2.3. Modelamiento

Definición de secciones de elementos estructurales

El software Etabs no considera la masa de tabiquería y acabados y debemos introducir las masas adicionales que representan estas, Entonces obtenemos el factor de calidad (G) y el factor de peso (H) que cubrimos. R.N.E. 0.60 indica que la columna puede variar de 1% a 6% dependiendo de la cantidad mínima.

$$A_g = 0 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_g * \rho = 2000 \text{ cm}^2 * 0.01 = 20 \text{ cm}^2$$

Se utilizará 10 varillas de 5/8"= #6 las cuales equivalen a 19.79 cm² (J).

$$\rho = A_{st} / A_g * 100 = (19.79 / 2000) * 100 = 0.99\% \text{ El recubrimiento} = 4 \text{ cm (K)}$$

A. Definición de secciones de Vigas:

Viga principal de 50x40 cm² (A)

Lo mismo esto se hizo con las columnas antes, repita el mismo proceso para las vigas.

Definición de secciones de muros estructurales:

Muro = espesor de 25cm

B. Definición de secciones de losas:

- **Losas aligeradas:** la altura de la losa aligerada es de 25 cm (F), el espesor de 5 cm (G).

- **Losas macizas en escaleras:**

En el caso de la escalera usaremos placa maciza, es decir que tiene una sola placa sin vigas, sabiendo que el espesor de la escalera es de 20 cm (D) y sabiendo que la garganta es de 17 cm.

4.2.3.1. Dibujo de elementos estructurales

A. Dibujo de columnas:

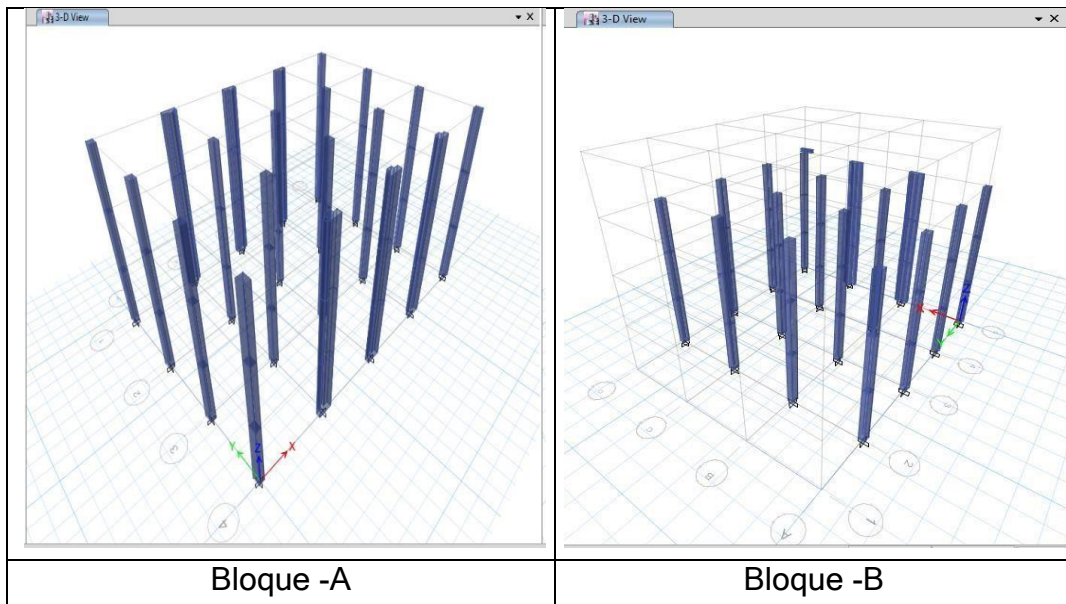


Figura 5: Dibujo De Columnas

B. Dibujo de vigas:

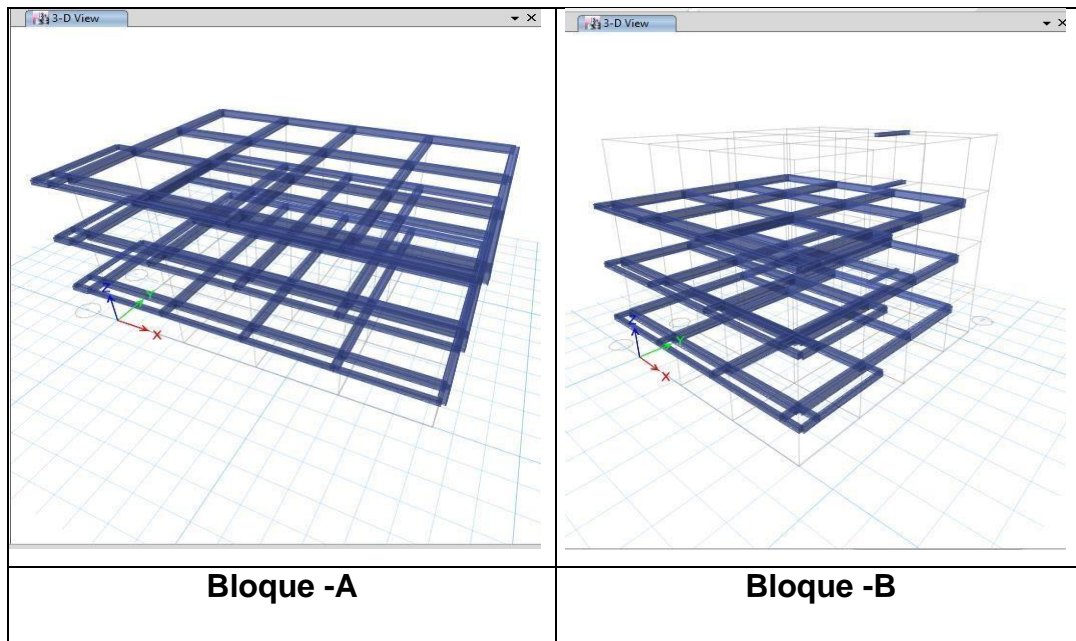


Figura 6: Dibujo De Viga

C. Dibujo de muros estructurales:

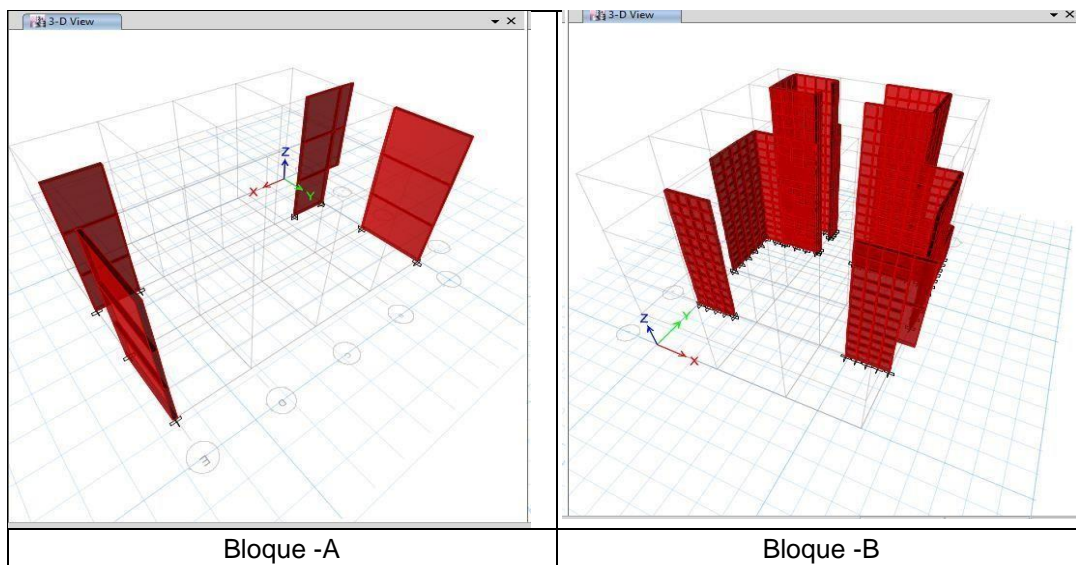


Figura 7: De Muros Estructura

D. Dibujo de losas:

Losas aligeradas Si dibujamos un tablero con un espesor total de 25 cm, tenemos 3 grados de libertad en cada nivel.

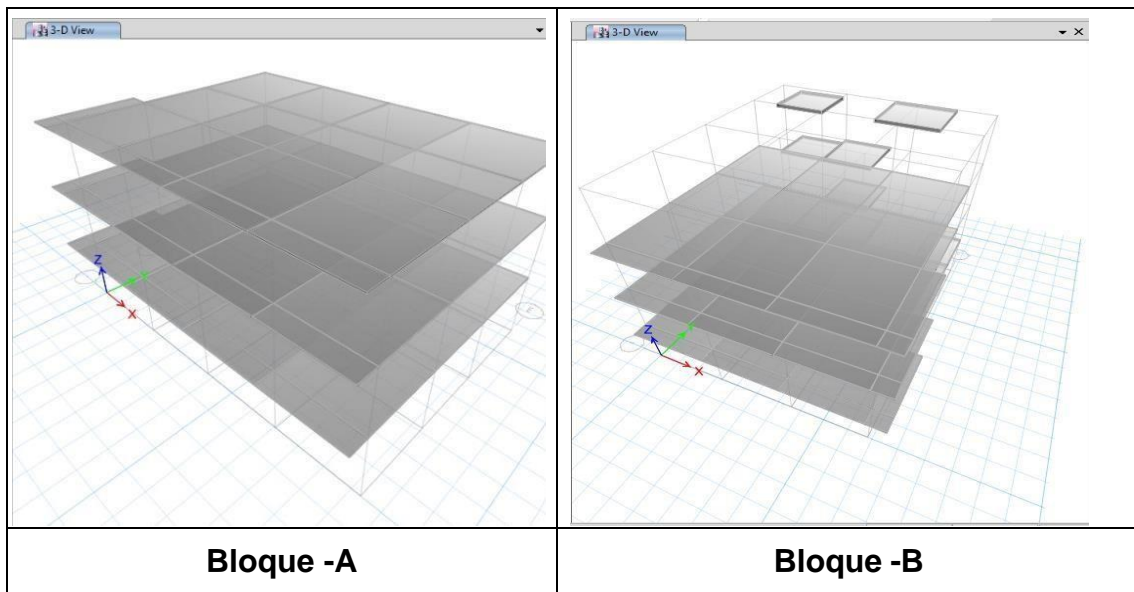


Figura 8: Losas aligeradas

E. Losas macizas y escaleras:

Asignación de apoyos y Diafragmas rígidos:

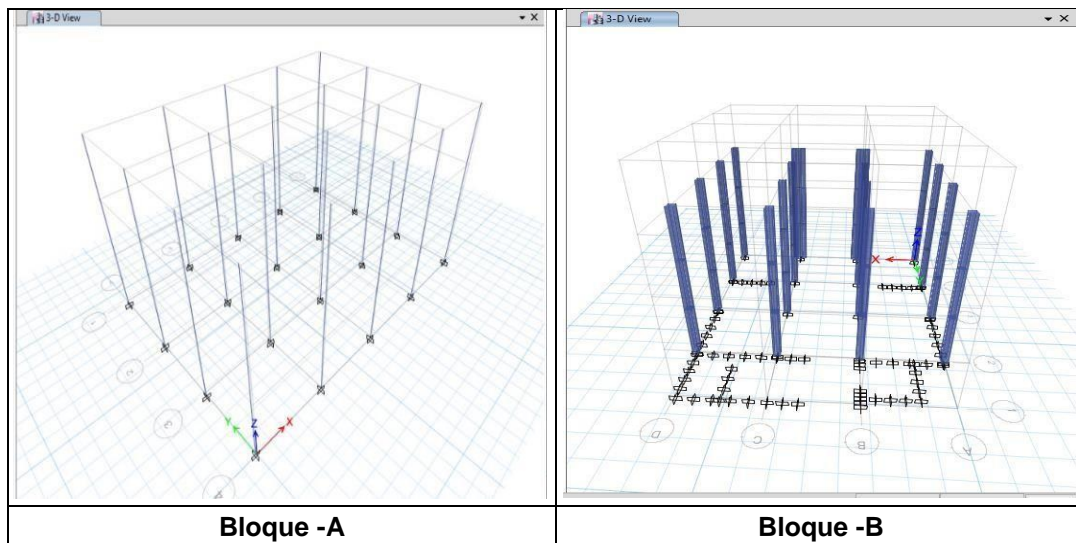
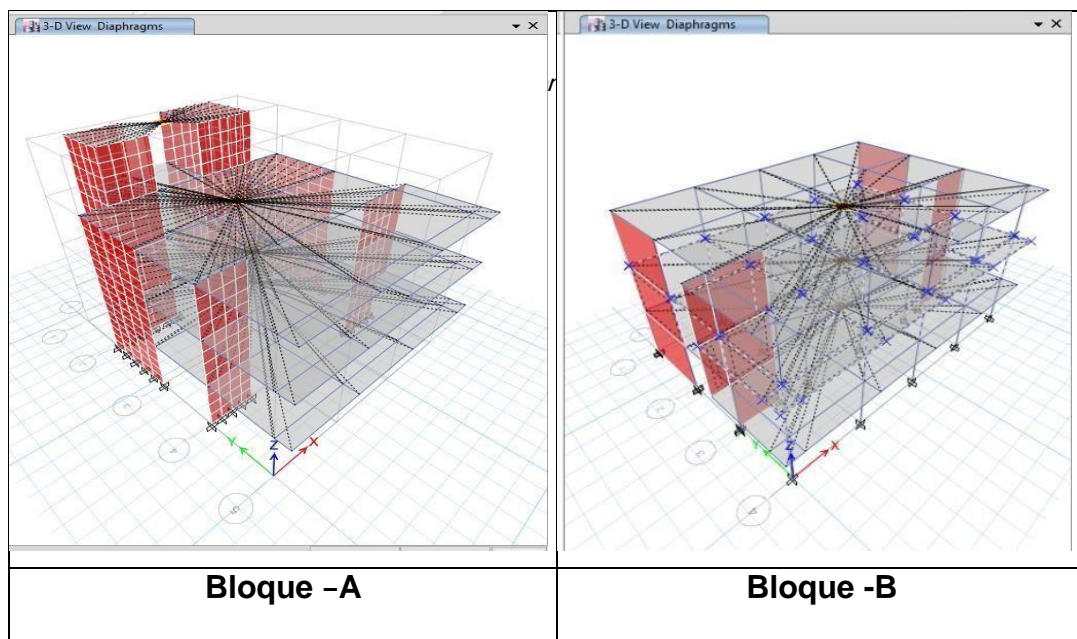


Figura 9: Asignación de Apoyos

4.2.4. Cargas

Carga muerta: El software Etabs calcula la masa de hormigón de los elementos estructurales modelados.



- **Carga viva**

Tabla 13: Descripción de la carga

Ocupación – (HOSPITALES)	Cargas Repetidas por m ²	
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	300	Kg/m ²
Escaleras Y corredores	400	Kg/m ²
Techo	100	Kg/m ²
Cuarto de máquinas	100	Kg/m ²
Cuarto de bombas	250	Kg/m ²

Fuente: Norma peruana E020

4.2.5. Diseño sismorresistente-

Análisis preliminar

Distrito de Ancón, departamento de Lima. Zona: “4”

Factor de zona (Z) = 0.45

4.2.6. Etabs

A. Masa del edificio: 0,5 (50 %) de carga viva y 1 (100 %) de carga muerta.

Tabla 14: Cargas (bloque A-B)

Materiales o elementos	Peso unitario	
Concreto armado (peso específico)	2400	Tn/m ³
Losa aligerada (0.25)	0.35 (350)	Tn/m ³
Tabiquería móvil	0.1	Tn/m ²
Mortero de concreto	2	Tn/m ³
Tabiquería (unidad hueca T)	11.8	kg / (m ² .cm)
Agua de mar	1.03	Tn/m ³
Agua dulce	1	Tn/m ³
Acabados	0.1	Tn/m ³

Fuente: NTE-060

Tabla 15: Centró de masa (bloque B)

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m
Story3 -12	D3	24.56429	24.56429	9.9136	6.878 4	24.56429	24.56429
Story2 -8	D2	45.33302	45.33302	9.9458	6.877 6	45.33302	45.33302
Story1 -4	D1	44.3435	44.3435	10.0106	6.97 3	44.3435	44.3435

Fuente: Propia (Resultados de ETAPS)

Tabla 16: Centró de masa (bloque B)

<u>St</u> <u>or</u> <u>y</u>	<u>Diaph</u> <u>ragm</u>	<u>Mass</u> <u>X</u>	<u>Mass</u> <u>Y</u>	<u>XCM</u>	<u>YCM</u>	<u>Cumul</u> <u>ative</u> <u>X</u>	<u>Cumulat</u> <u>ive</u> <u>Y</u>
		tonf- s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	tonf- s ² /m	tonf-s ² /m
Stor y4- 16	D4	11.06 827	11.06827	7.5735	16.312 4	11.068 27	11.06827
Stor y3- 12	D3	371.8 045	93.31063	7.6744	7.1738	93.310 63	93.31063
Stor y2-8	D2	319.6 842	41.46878	7.5572	8.2804	41.468 78	41.46878
Stor y1-4	D1	43.37 402	43.37402	7.8331	8.7237	43.374 02	43.37402

Fuente: Propia (Resultados de laboratorio suelos)

▪ **Fuerza cortante en la base (V)**

La fuerza cortante en la base que cálculo es para el bloqueBloque

A de 11.2244 tn

Bloque B de 10.97904 tn

- **Distribución de la fuerza cortante en altura:**

Tabla 17: Distribución de la fuerza cortante en altura

BLOQUE A:					
Story	hi(m)	Pi (tn)	Pi x (hi)*k	α_i	Fi
Story3-12	12	24.56429	294.77148	0.3531	3.963338277
Story2-8	8	45.33302	362.66416	0.4344	4.876186621
Story1-4	4	44.3435	177.37400	0.2125	2.384875102
			834.81		11.2244

BLOQUE B:					
Story	hi(m)	Pi (tn)	Pi x (hi)*k	α_i	Fi
Story4-16	16	11.06827	177.09	0.0240	0.263823428
Story3-12	12	371.8045	4,461.65	0.6054	6.646752861
Story2-8	8	319.6842	2,557.47	0.3470	3.809997784
Story1-4	4	43.37402	173.50	0.0235	0.258465927
			7,369.72		10.97904

Fuente: Propia (Resultados de IETAPS)

- **Control de desplazamientos laterales**

Tabla 18: Control de desplazamientos laterales (bloque A)

Story m	Case/Com	Direction	Drift m	R	Deriva Rea m	Norma	Condi ción
Story3 -12	SISMO EN X-	X	0.0010 11	5 .2 5	0.005 308	0.007	BIE N
Story2 -8	SISMO EN X-	X	0.0010 08	5 .2 5	0.005 292	0.007	BIE N
Story1 -4	SISMO EN X-	X	0.0005 49	5 .2 5	0.002 882	0.007	BIE N
Story3 -12	SISMO EN Y-	Y	0.0003 68	5 .2 5	0.001 932	0.007	BIE N
Story2 -8	SISMO EN Y-	Y	0.0003 56	5 .2 5	0.001 869	0.007	BIE N
Story1 -4	SISMO EN Y-	Y	0.0002 09	5 .2 5	0.001 097	0.007	BIE N

Control de desplazamientos laterales (bloque A)

Fuente: Propia (Resultados de IETAPS)

Tabla 19: Control de desplazamientos laterales (bloque B)

Sto. M	Load Case/Combo	Dirección	Draft m	R	Deriva Rea m	Norma	Condi ción
Story 4-16	SISMO EN X-X	X	0.000184	5	0.000966	0.007	BIEN
Story 3-12	SISMO EN X-X	X	0.000447		0.002347	0.007	BIEN
Story 2-8	SISMO EN X-X	X	0.000415		0.002179	0.007	BIEN
Story 1-4	SISMO EN X-X	X	0.000205		0.001076	0.007	BIEN
Story 4-16	SISMO EN Y-Y	Y	0.000113	5	0.000593	0.007	BIEN
Story 3-12	SISMO EN Y-Y	Y	0.000125		0.000656	0.007	BIEN
Story 2-8	SISMO EN Y-Y	Y	0.000132		0.000693	0.007	BIEN
Story 1-4	SISMO EN Y-Y	Y	0.00009		0.000473	0.007	BIEN

Fuente: Propia (Resultados de IETAPS)

▪ **Análisis dinámico modal espectral**

A. Modos de vibración, el caso modal se considerará 3 modos de vibración por piso.

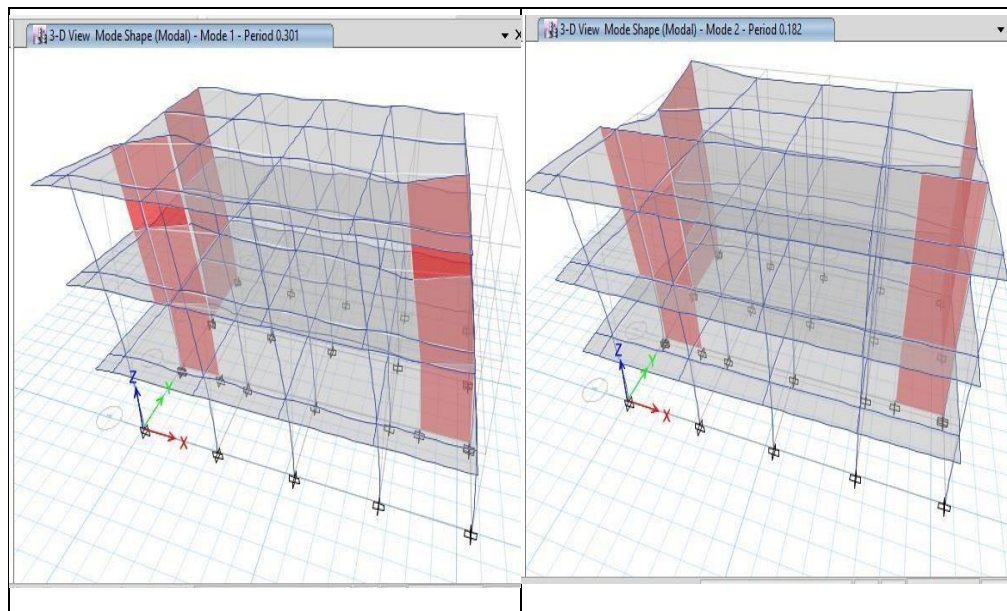


Figura 11: Modos de vibración de la estructura

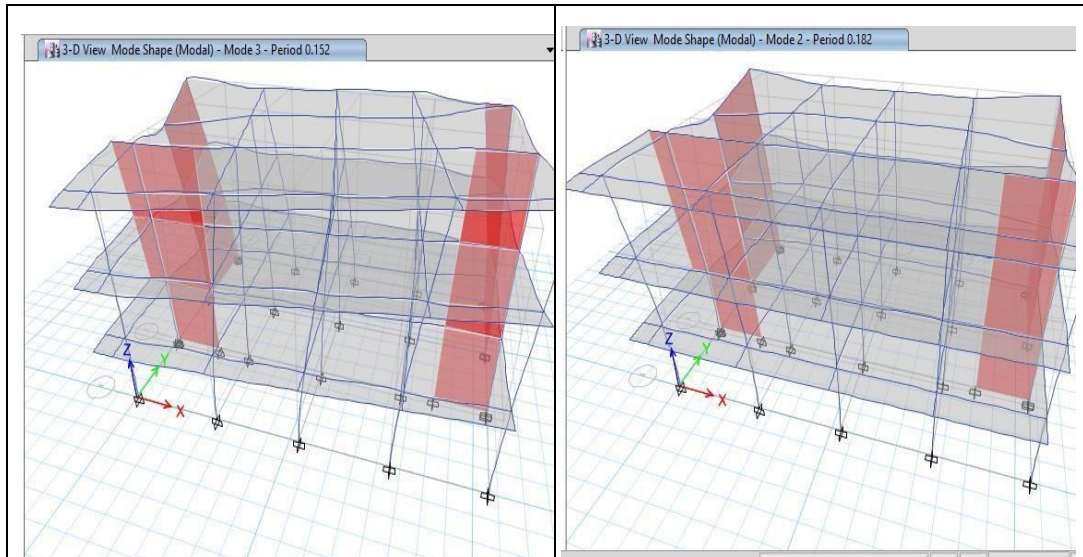


Figura 12: Modos de vibración de la estructura

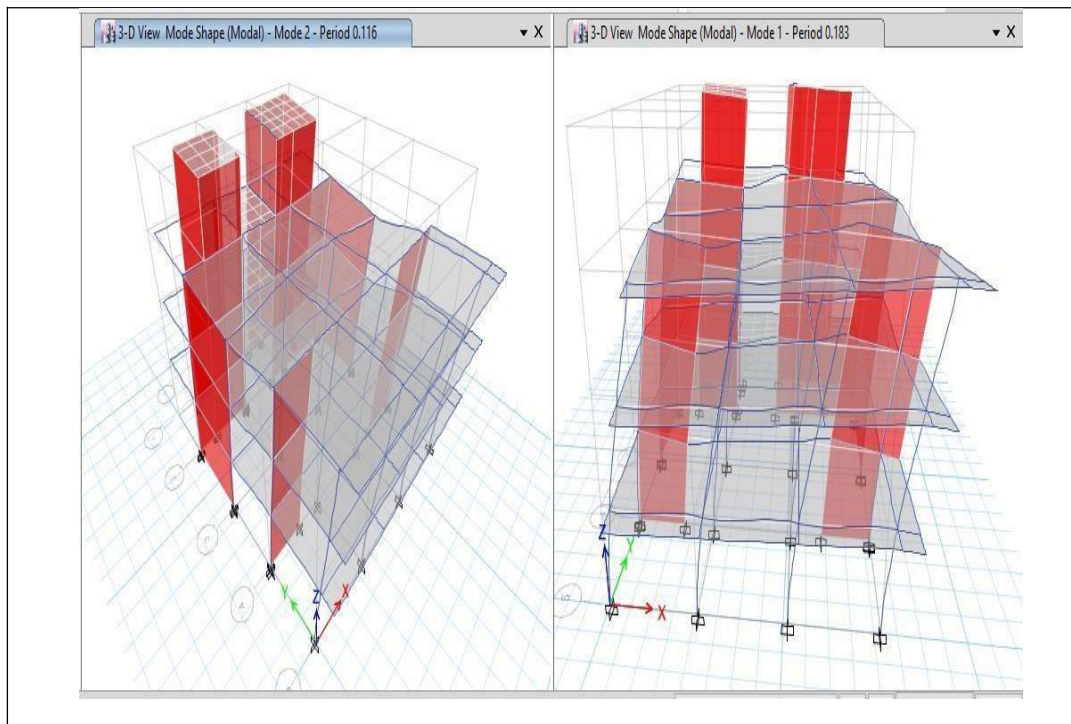


Figura 13: Modos de vibración de la estructura - bloque b 1er modo ($T=0.183$ seg.) y 2do modo ($T=0.116$ seg.) de vibración1

El análisis estático utiliza el 100% de la masa y el análisis dinámico utilizamás del 90 %.

Bloque A:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
		sec					
Modal	1	0.301	76%	0%	0	76%	0%
Modal	2	0.182	0%	77%	0	76%	77%
Modal	3	0.152	0%	0%	0	76%	77%
Modal	4	0.07	20%	0%	0	96%	77%
Modal	5	0.048	0%	20%	0	96%	97%
Modal	6	0.04	0%	0%	0	96%	97%
Modal	7	0.035	4%	0%	0	100%	97%
Modal	8	0.027	0%	3%	0	100%	100%
Modal	9	0.022	0%	0%	0	100%	100%

Figura 16: Periodo de masa participativa

Bloque B:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
		sec					
Modal	1	0.183	56%	1%	0	56%	1%
Modal	2	0.114	0%	77%	0	56%	78%
Modal	3	0.078	16%	0%	0	72%	78%
Modal	4	0.045	17%	0%	0	89%	78%
Modal	5	0.038	0%	17%	0	89%	95%
Modal	6	0.027	5%	0%	0	94%	95%
Modal	7	0.025	0%	3%	0	94%	98%
Modal	8	0.023	3%	0%	0	97%	98%
Modal	9	0.02	0%	2%	0	97%	100%
Modal	10	0.019	0%	0%	0	97%	100%
Modal	11	0.016	2%	0%	0	100%	100%
Modal	12	0.015	0%	0%	0	100%	100%

Figura 17: Periodo de masa participativa

- **Fuerza cortante mínima en la base:**

Desplazamiento dinámico = al menos el 80% del desplazamiento estático.

Comprobaremos este porcentaje:

$$\text{Bloque A \%V. estatico X-Y} = (V.\text{dinámico} / V.\text{estático}) \times 100 = (9,374.3 / 11224.4) \times 100 = 83.52\%$$

$$\text{Bloque B \%V. estatico X-Y} = (V.\text{dinámicoY} / V.\text{estáticoY}) \times 100 = (8,793.1 / 10979.04) \times 100 = 80.09\%$$

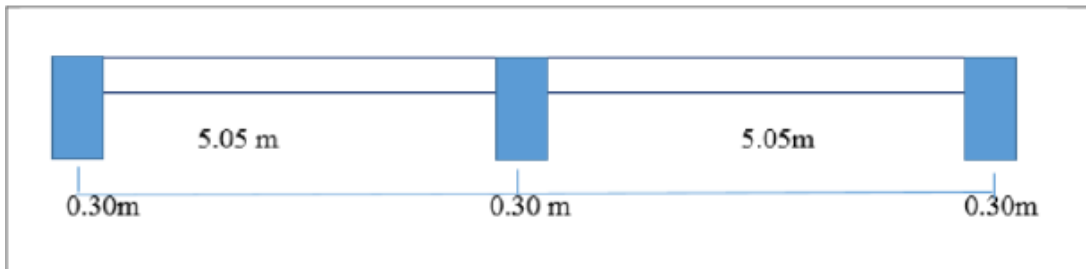
$$\text{Bloque A Factoramplificacion X-Y} = 1.07762286$$

$\text{Bloque B Factoramplificación X-Y} = 1.123733748$

4.2.7. Diseño en concreto armado

- Diseño De Losas Aligeradas

Nota- el diseño y calculo detallado se encuentra en el anexo N°



Diseño final de la losa aligerada

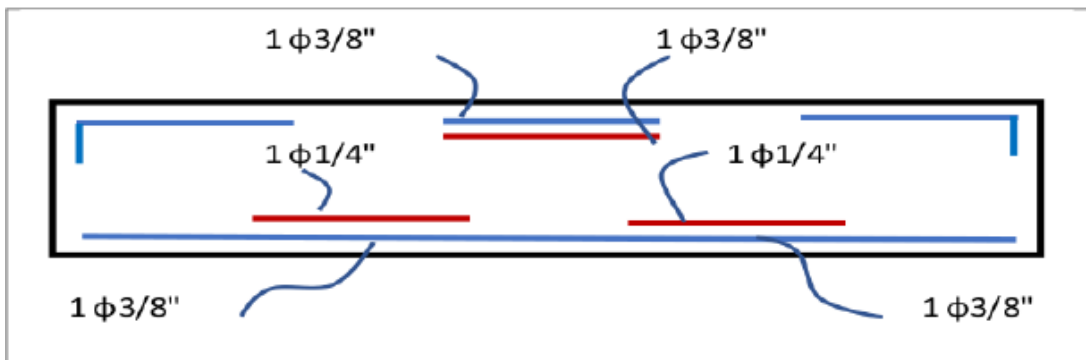


Figura 18: Diseño de losas aligeradas

- **Diseño De Losas Macizas**

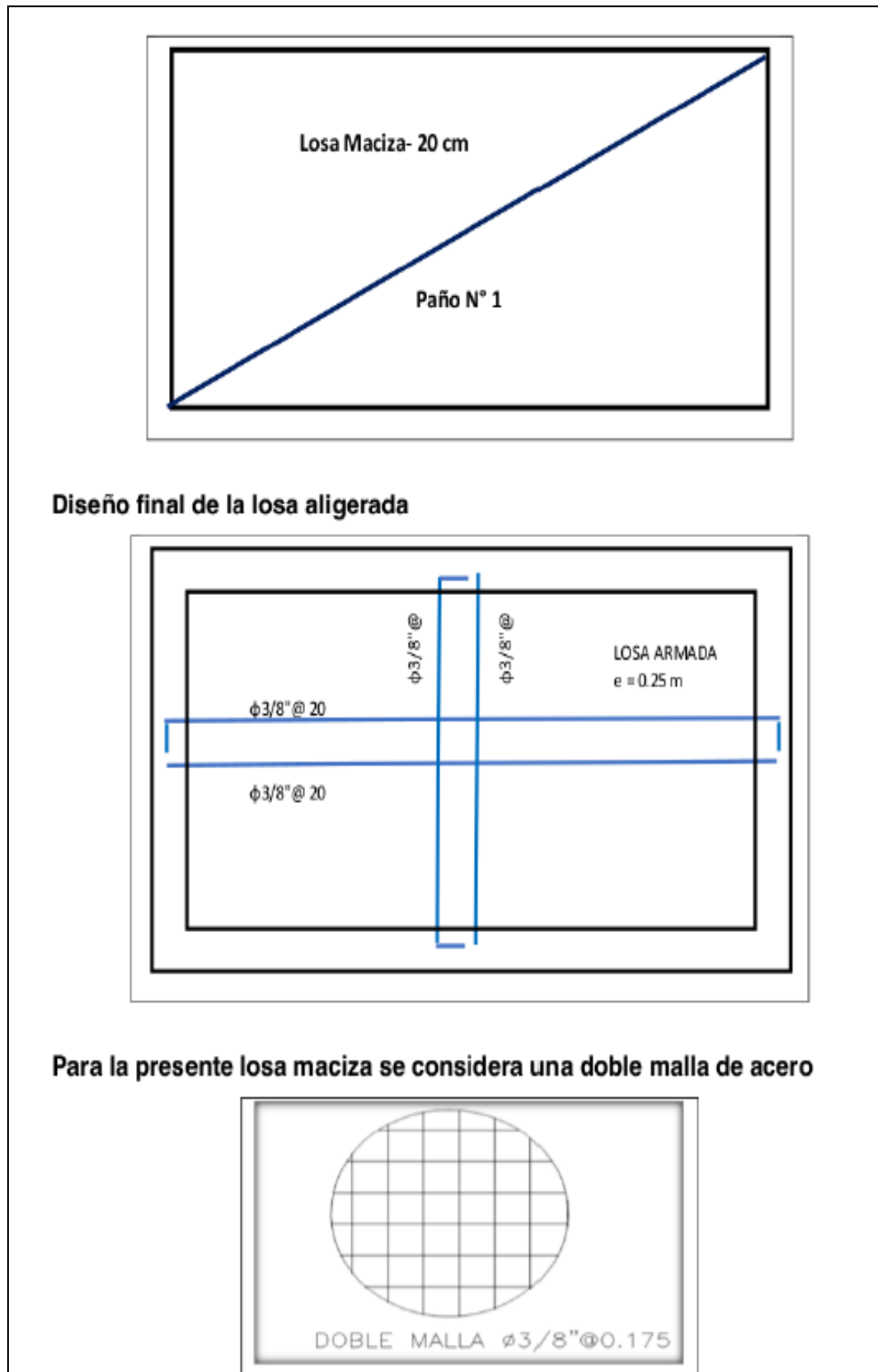


Figura 19: Diseño de losas macizas

- **Diseño de vigas**

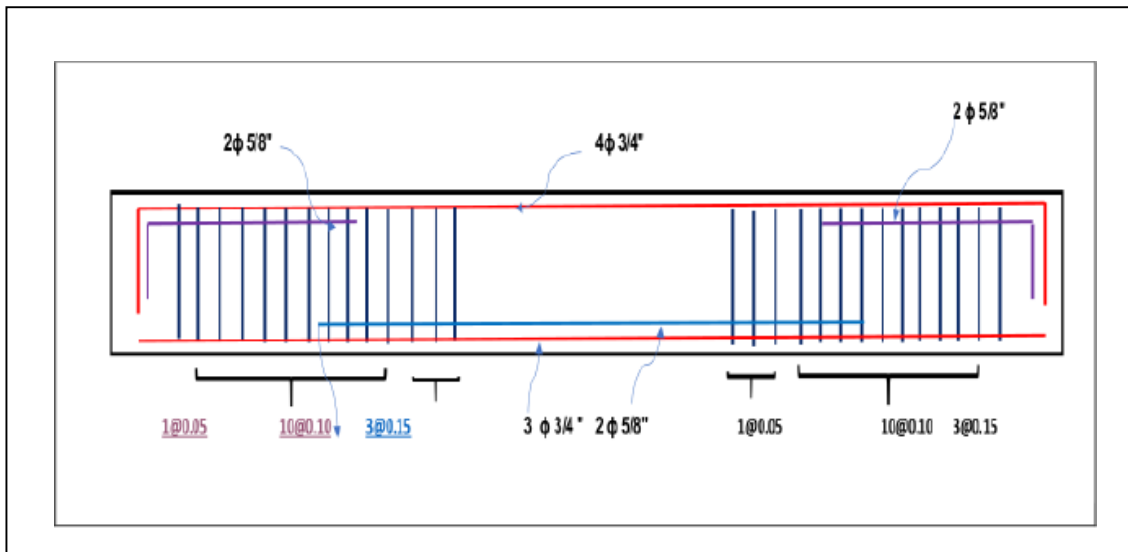


Figura 20: Diseño de vigas

- **Diseño de columnas**

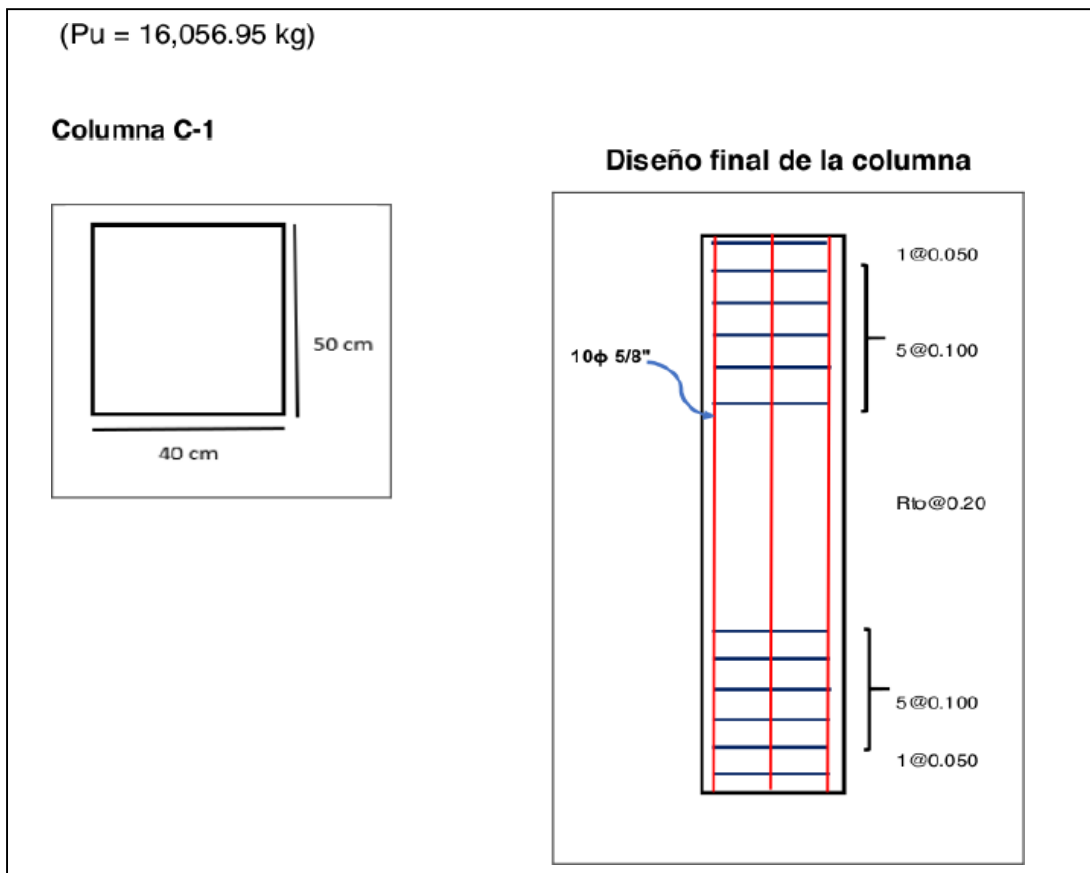
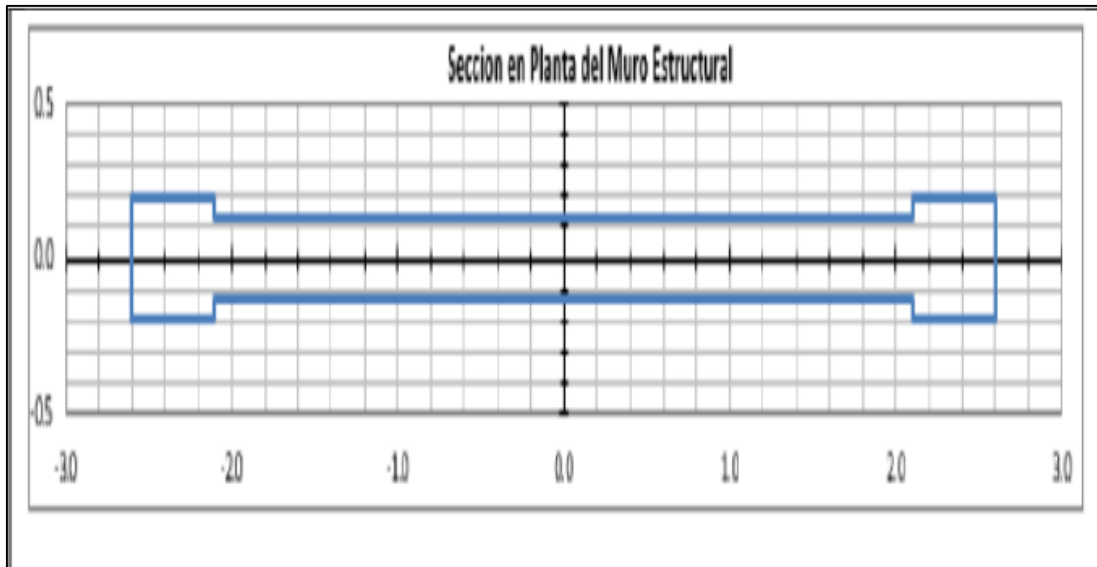


Figura 21: Diseño de columnas

- **Diseño De muros estructurales**



Diseño final de la placa

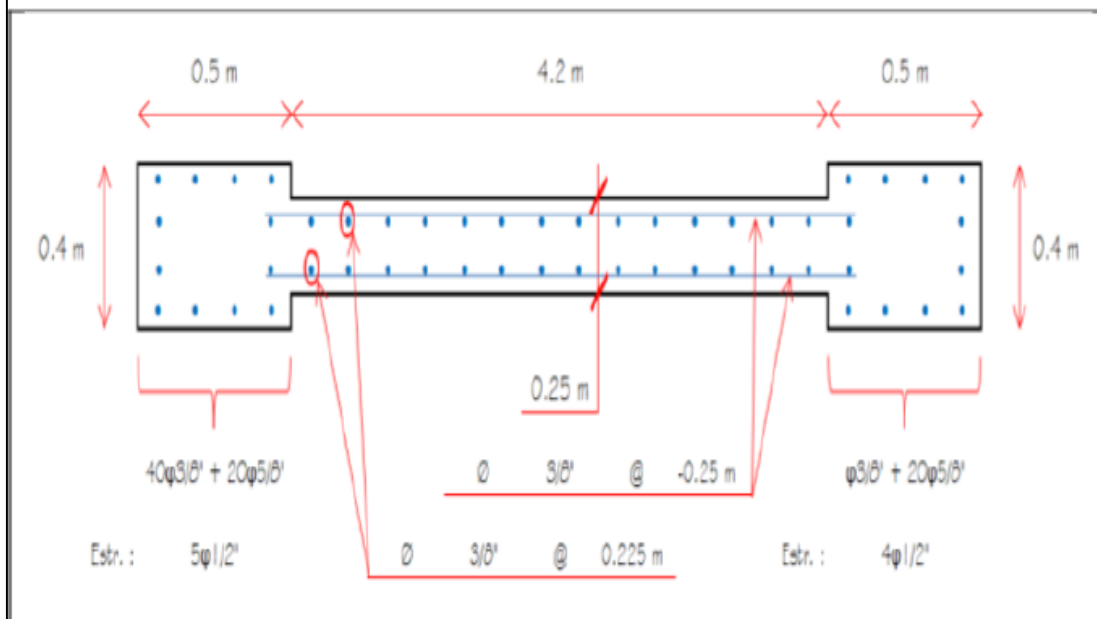
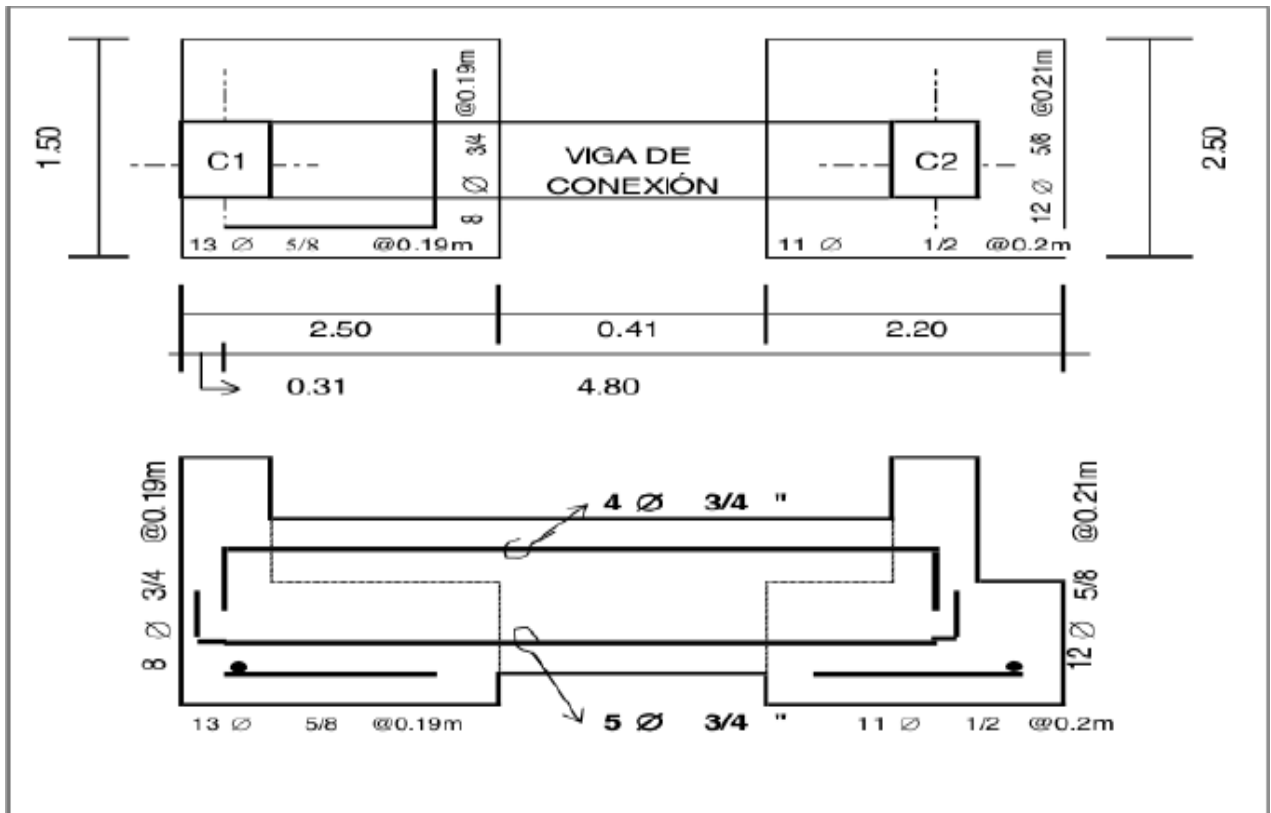
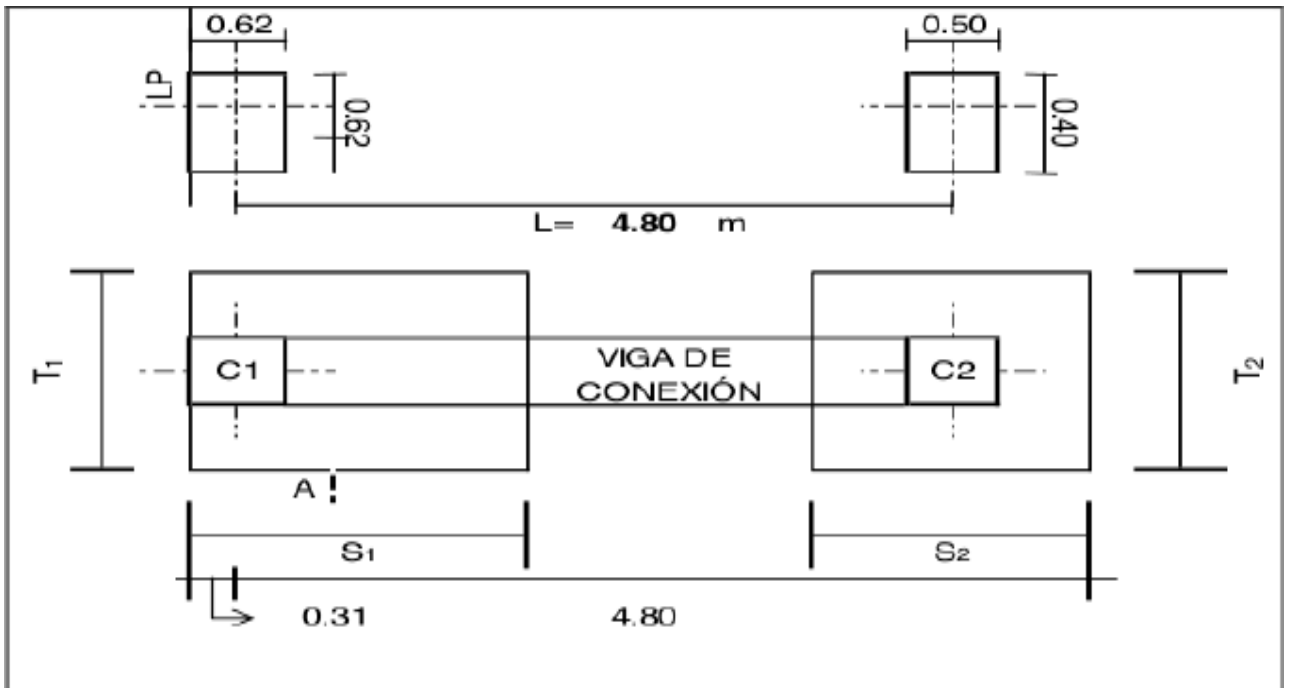


Figura 22: Diseño de muros estructurales

- Diseño de cimentación



- Diseño de escalera del tramo 1 y 2 correspondientemente

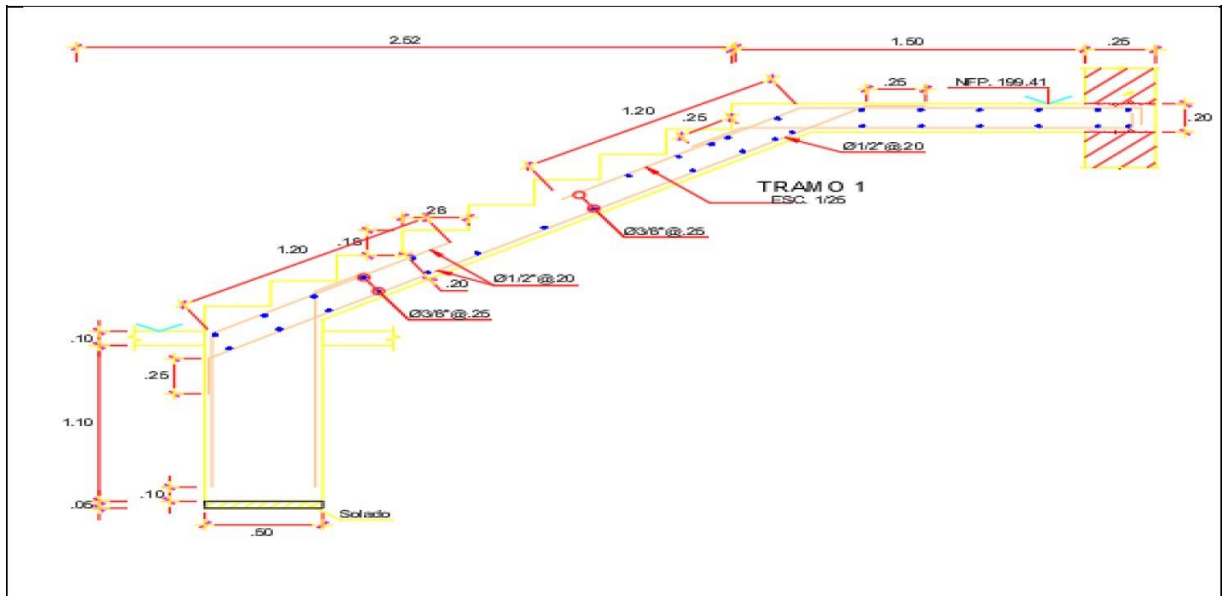


Figura 25: Diseño de la escalera-Tramo 1

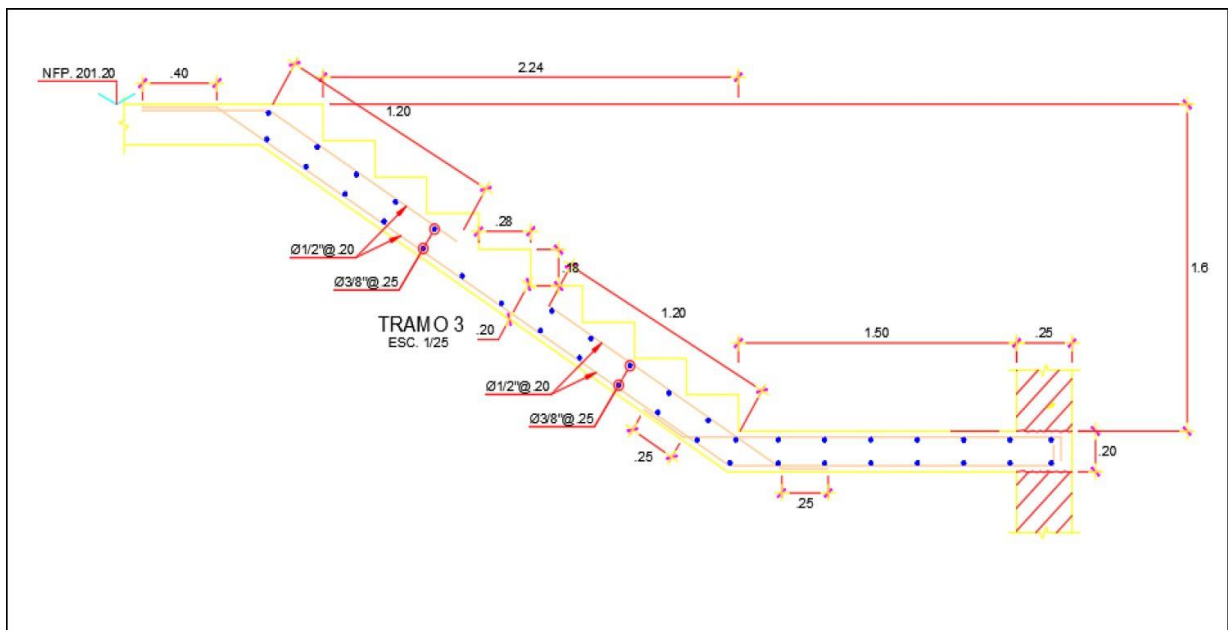


Figura 26: Diseño de la escalera-Tramo 2

Diseño de ascensor

Tabla 16: Cargas

características	Propuesta (TRISQUEL ELEVADORES SAC)
Carga	1000Kg. / 13 personas
Velocidad	1 m/s
Recorrido	12.00 m
Paradas	3 paradas
Cabina	
Dimensiones del interior	1.30m x 1.50 m
Altura	2.20 m
Hueco	
Dimensiones	1.95 m de ancho x 1.90 m de fondo
Foso	1.10m

Fuente: Norma E.020

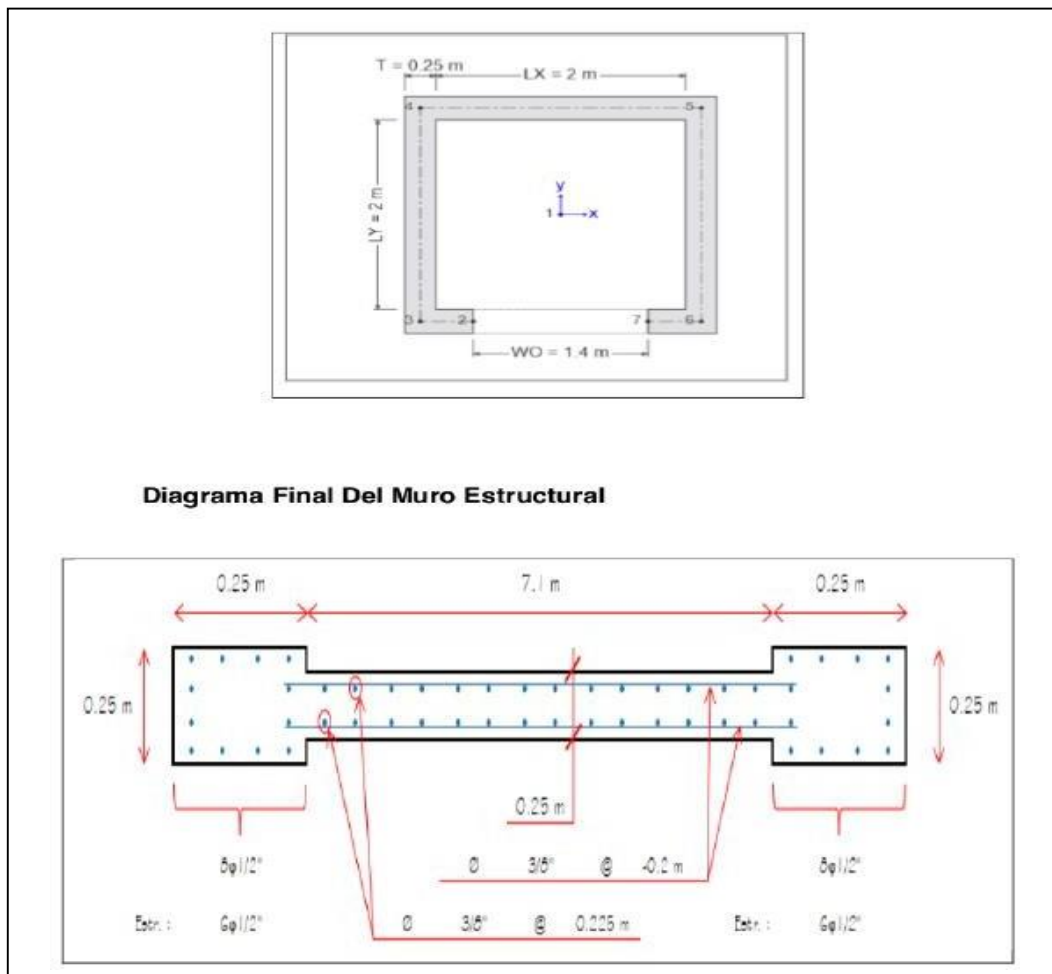


Figura 27: Diseño del ascensor

V. DISCUSIÓN

- Según el objetivo específico, Analizar cuáles son las características mecánicas del suelo para el análisis sísmico estructural de tres niveles para el Centro de Salud en Villas de Ancón - LIMA 2020, en los resultados obtenidos se evidencia la clasificación del perfil de suelo S2: arena gruesa a media o grava arenosa y la capacidad portante para el diseño de la cimentación de 1,20 m respecto del nivel de piso terminado, estos datos son extraídos de un Estudio de Mecánica de Suelos realizados en un laboratorio, por lo que son datos confiables.
- Según el objetivo específico, Evaluar diversas alternativas de configuración estructural mediante el software ETABS para que el Centro de Salud en Villas de Ancón - LIMA 2020 sea sismorresistentes, en los resultados obtenidos del modelamiento estructural evidencia que la estructura cumple con los parámetros de diseño, por lo tanto, la estructura es sismorresistente.
- Según el objetivo específico, analizar el comportamiento estructural frente a la amenaza sísmica para el Centro de Salud en Villas de Ancón - LIMA 2020, se puede ver en los resultados del capítulo anterior que cumple según la norma E 030 con los parámetros además se comprueba una estructura sismorresistente ante los diferentes tipos de carga, evaluando diferentes tipos de configuración estructural.

VI. CONCLUSIONES

- El diseño del centro de gravedad tridimensional en el software ETABS nos dio resultados imparciales, de lo contrario, este programa utiliza el método de elementos finitos.
- Cuando se trabaja en un proyecto de construcción, es simple y transparente, porque proporciona muchas herramientas de modelado y diseño de hormigón armado, dibujo y medición de carga, que pueden completar el trabajo en poco tiempo, reduciendo así el costo del proyecto de construcción.
- Los modos de vibración se determinan mediante procedimientos de análisis de movimiento y rigidez estructural, y la norma peruana de diseño sísmico E030 requiere que se considere el 90% de la masa total involucrada.
- Para el análisis espectral, estará determinado por el espectro simulado de la acción sísmica, que transforma la respuesta y así determina las fuerzas internas de diseño, por otro lado, el espectro inelástico depende de la pseudoaceleración del campo de estudio, parámetros y perfil del suelo.
- El desplazamiento dinámico depende del desplazamiento estático, del cual al menos el 80% depende del factor de escala.
- En el diseño del hueco del ascensor, toda la estructura se considera como una placa, mientras que la carga nominal en este diseño se considera como la carga total del ascensor, y se realiza de acuerdo con A. 120 estándar. considerar.

VII. RECOMENDACIONES

- Al realizar los distintos proyectos de edificaciones, es esencial adjuntar diversas fuentes de información primarias como, normas, reglamentos, artículos, etc. las cuales nos brinden información objetiva de los que se pretende proyectar en dicho proyecto.
- Al elaborara un proyecto estructural con el software ETABS, y al instante de diseñar las cimentaciones de la estructura, es de mucha importancia integrar el software SAFE, ya que este programa nos permite verificar si cumplen o no el aria de las zapatas, por otro lado, el software.
- Los ingenieros estructurales deben estar del mano permanentemente actualizados de las normas técnicas, reglamentos, etc. y con las últimas herramientas tecnológicas lanzadas al mercado, ya que estas pueden originar un trabajo más eficientemente y sencillo de ejecutar.
- Se recomienda para Red de agua fría Desde la sala de máquinas se implementará sistema de bombeo completamente automático una línea principal dealimentación que previamente pasará por un sistema de cloración para su desinfección para luego salir colgada por los corredores principales, para luego llegar a los puntos requeridos en el centro de salud. Por lo tanto, desde la sala de máquinas y por medio de redes proyectadas mediante tuberías colgadas, alimentarán a los consultorios, SSHH´s público y personal. Las tuberías en el interior de la sala de equipos serán correspondientes con el material de las tuberíasde las redes, mencionados anteriormente, es decir, de cobre tipo "L".

REFERENCIAS

- <https://www.gestructurales.com/blog/como-es-el-diseno-estructural-de-nuestros-hospitales>
- [file:///C:/Users/kennedy/Desktop/metodologiadeinvcientificaparaing140519113106-phpapp01%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/kennedy/Desktop/metodologiadeinvcientificaparaing140519113106-phpapp01%20(1).pdf)
- https://www.ecured.cu/Dise%C3%B1o_estructural.
- <http://bvs.minsa.gob.pe/local/MINSA/3365.pdf>.
- Mantilla, J. Apaza, R. (2019). "Análisis y diseño estructural con aislamiento sísmico en la base del hospital en el distrito de Yarabamba". Arequipa - Perú: Universidad Nacional De San Agustín.
- Calderón, V. (2018). "Diseño estructural comparativo entre los sistemas: dual y aporticado con aislamiento sísmico en la base para un hospital de cuatro pisos ubicado en el distrito de Lircay - Angaraes - HVCA". Huancavelica: Universidad Nacional De Huancavelica.
- Calderón, B. (2018). "Análisis y diseño estructural con aisladores sísmicos del pabellón de un hospital tipo II-1, Lima 2018". Lima: Universidad Cesar Vallejo.
- Ruíz, R. (2019). "Análisis y diseño estructural para la ejecución de edificios en el proyecto "Clínica Privada" del Distrito de Los Olivos". LIMA: Universidad Federico Villareal.
- Quenta, A. (2015). "Análisis y diseño estructural con aisladores sísmicos del Hospital Lucio Aldazabal Pauca de la ciudad de Huancané". Puno- (Perú): Universidad Nacional Del Altiplano.
- Yuen, C. (2018). "Lineamientos de diseño arquitectónico para un centro materno infantil basado en tecnología estructural en el distrito de Nuevo Chimbote". Chimbote-(Perú): Universidad Cesar Vallejo.

- Hernández, D. (2017). “Propuesta funcional y de diseño estructural de un servicio de urgencias de un hospital regional para la caja costarricense de seguro social.” San José – (Costa Rica): Universidad Cesar Vallejo.
- Mendoza, W. Yndigoyen, D. Almirón, E. (2019). “Evaluación Estructural y Propuesta de Reforzamiento en el Centro de Salud Leoncio Prado, de la Ciudad de Tacna”. Tacna -(PERU): Universidad Privada de Tacna.
- Flores, A. (2020). “Determinación y evaluación de las patologías en la estructura de albañilería confinada del cerco del centro de salud Conchucos, del distrito de Conchucos, provincia de Pallasca”. Ancash- (Perú): Universidad Católica Los Ángeles Chimbote.
- ARCAYA, P. (2020). “Desempeño sísmico de un centro de salud de tres niveles cono sin aisladores”. Tacna- (Perú): Universidad Privada de Tacna.
- Cubas, H. Rangel, G. (2019). “Vulnerabilidad Sísmica de los Centros de Salud del Distrito de Jaén”. Cajamarca-(Perú): Universidad Nacional De Jaén.
- López, D. (2019). “Diseño geotécnico de cimentaciones superficiales en bases no homogéneas con presencia de estratos débiles”. Cuba: Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas.
- Chalco, P. Olivos, C. (2019). “Estudio geotécnico para el diseño de cimentaciones superficiales en suelo arenoso en el proyecto condominio Oasis, distrito de Paracas - Pisco”. Ica - (Perú). Universidad San Martín De Porres.
- Juiña, B (2020). “Diseño arquitectónico de un centro oncológico para el adulto mayor en Sant Martí de la Ciudad de Barcelona”. España: Universidad UTE..
- Herrera, María. (2020). “Centro de salud tipo B, barrio Voz de los Andes”. Quito- (Ecuador): Universidad de las Américas.
- Caro, J. Escobar, Y. (2020). “Infraestructura hospitalaria mediante la neuro arquitectura: centro de salud nivel II en Funza Cundinamarca”. Colombia: Universidad La Gran Colombia.

- Guzmán, C. (2018). “Diseño de Protocolo para manejos de emergencia para ascensores Orona Edificio Surgimedica”. Ibagué -(Tolima): Universidad Nacional Abierta Y A Distancia.
- Portillo, A. (2019). “Diseño de un hospital con aislamiento sísmico según la normativa peruana”. Lima: Pontificias Universidad Católica Del Perú.
- Solórzano, Erika. (2019). “Influencia de las condiciones del suelo en el comportamiento estructural de un hospital con aislamiento sísmico en la base”. Lima: Pontificias Universidad Católica Del Perú.
- Siesquén, José. Siesquén, Luis. (2020). “Diseño estructural y modelamiento sismo resistente del nuevo pabellón de 10 pisos de la facultad de ingeniería de la universidad César Vallejo Moche”. Trujillo-(Perú). Universidad César Vallejo.
- Berrocal, J. C. (2013). “Métodos analíticos y numéricos aplicados al diseño de cimentaciones superficiales considerando su interacción con el suelo”. Lima: Universidad Nacional De Ingeniería.
- Gil, N. (2018). Diseño estructural de un polideportivo en el municipio de Baracaldo. España: Escuela de Ingeniera de Bilbao.
- González, Z. (2016), en el diario: El Tiempo; Bogotá.
- Señís, R. (2016). Criterios de diseño y análisis estructural del Centro de Atención y Gestión de Llamadas de Urgencia 112 Catalunya en Reus Vol 68. Barcelona (España): No 54 Universitat Politècnica de Catalunya (UPC-BarcelonaTech).
- Pool S. B. Sánchez J. L. Álvarez C. (2018). “Comparación del Modelamiento, Análisis y Diseño Estructural en Concreto Armado utilizando los Software Etabs
- Structural Robot Analysis, para un Edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano)”. Juliaca: Universidad Peruana Unión.

- Otazú H, Orlando V. (2018). “Análisis Estructural y Diseño en Concreto Armado del Centro Comercial Miraflores”. Arequipa: Universidad Católica de Santa María.
- Carcausto Laura, M. (2018). “Análisis y diseño estructural de la IES agropecuaria nº 125 de chupa, distrito de Chupaazángaro. Puno: Universidad Nacional del Altiplano.
- Jinés, C. R. (2017). Interacción sísmica suelo - estructura en edificaciones de sistema dual en la ciudad de Moquegua. Moquegua: Universidad Privada de Tacna.
- Guevara, D. I. y VERA, C.E. (2013). “Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisótano para un hotel-restaurant-ubicado en el distrito de nuevo Chimbote, provincia santa”. Triguillo: Universidad Privada Antenor Orrego.
- Julca, C. R. (2018). “influencia del nivel freático en la capacidad portante de los suelos del sector el cortijo bajo – distrito de Víctor Larco Herrera, ciudad de Trujillo”. Trujillo: Universidad Privada Del Norte, 2018.
- Villacorta; (2014). ¿Nivel freático y nivel piezométrico? [En línea] Recuperado el 18 de mayo de 2016, de <https://es.scribd.com/doc/216010719/Nivel-freatico-y-nivel-piezometrico>.
- Espinoza, J. O. y Pérez, E. I. (2015). Análisis comparativo técnico-económico para 2 tipos de cimentaciones de una edificación de concreto armado de 6 pisos en las ciudades de Trujillo, Chiclayo y Lima. Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego.
- Espinoza, J. O. y Pérez, E. I. (2015). Análisis comparativo técnico-económico para 2 tipos de cimentaciones de una edificación de concreto armado de 6 pisos en las ciudades de Trujillo, Chiclayo y Lima. Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego.
- Meza, G. J. (2014). “Análisis y diseño estructural de la IES AGROPECUARIA Nº 125 de chupa, distrito de chupaazángaro-puno. Puno (Perú): Universidad Nacional del Altiplano.

- [2:52, 9/8/2020] Gonzales: American Concrete Institute (2015). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)- Comentario a Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI)
- Berrocal, J. C. (2013). “Métodos analíticos y numéricos aplicados al diseño de cimentaciones superficiales considerando su interacción con el suelo”. Lima: Universidad Nacional De Ingeniería.
- Blas, P, C. y Huaranga, V. H. (2019). “Diseño estructural en concreto armado del colegio inicial n° 935 de acos”. Huacho - Perú: Universidad Nacional José Austino Sánchez Carrión.
- Carrasco, D.S. (2006). Metodología de la investigación científica: Pautas para diseñar y elaborar un Proyecto de Investigación. Lima: San Marcos.
- Chang, D. A. (2015). “Diseño estructural de un edificio de aulas de concreto armado de cuatro pisos en el distrito de san miguel”. Lima: Pontificia Universidad Católica Del Perú, 2015.
- Meza G. J. (2014). Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y un semisótano ubicado en la ciudad de Arequipa. Arequipa (Perú): Pontificia Universidad Católica Del Perú.
- Rivas, V. E y Salazar, L. E. (2015). “Diseño estructural de un edificio de concreto armado de 5 niveles con sótano y semisótano”. Lima: Pontificia Universidad Católica Del Perú.
- Soto, V. L. (2018). Aplicación del concreto pos tensado en vigas para mejorar la resistencia estructural de una edificación de 5 niveles en el distrito de Carabayllo. Lima (Perú): Universidad Cesar Vallejo.
- Yavas, A. (2006). Displacement profile for displacement based design of dual frame systems. 4th International conference on earthquake engineering, Taipei, Taiwan.

ANEXOS

Anexo 2: Matriz de consistencia

Anexo 3: Operacionalización de variables Anexo 4: Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVO	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	MÉTODOS	TÉCNICAS	INSTRUMENTOS			
Problema general:	Objetivo general:	Variable independiente:		Clasificación del suelo	Enfoque: Cuantitativo. Propósito: Aplicada Profundidad: Descriptivo Diseño de la investigación: No experimental.	Observación directa, análisis y revisión de textos y documentos.	Ficha de recolección de datos			
¿Cuál es el diseño estructural capaz de equilibrar las fuerzas a las que está sometida y resistir las solicitaciones sin colapso para el análisis sísmico estructural de tres niveles para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020?	Diseñar un sistema estructural capaz de equilibrar las fuerzas a las que está sometida y resistir las solicitaciones sin colapso en el análisis sísmico estructural de tres niveles para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020	Diseño estructural	estudio de mecánica de suelo	Capacidad portante						
			Etabs	Sulfatos						
				Modelamiento						
				Definición de materiales						
			Análisis sísmico estructural	Diseño de los elementos estructurales						
				Análisis estático						
				Análisis dinámico						
			Problemas específicos:	Objetivos específicos:				Variable dependiente:		
			PE.1 ¿Cuáles son las características mecánicas del suelo en el análisis sísmico estructural de tres niveles para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020?	OE.1 Analizar cuáles son las características mecánicas del suelo para el análisis sísmico estructural de tres niveles para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020.				Estructuras sismorresistentes	Factores de carga	Carga viva
PE.2 ¿Es el ETABS el software más eficiente para el diseño sismorresistente en la elaboración de proyectos estructurales para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020?	OE.2 Evaluar diversas alternativas de configuración estructural mediante el software ETABS para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020.	Estructuración	Sistema dual							
			Diseño arquitectónico	Unidad de administración						
Unidad de consulta externa										
Unidad de internamiento										
Unidad de centro obstétrico y/o quirúrgico										
Unidad de ayuda al diagnóstico y tratamiento										
PE.3 ¿Cuál es el comportamiento estructural frente a la amenaza sísmica para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020?	OE.3 Analizar el comportamiento estructural frente a la amenaza sísmica para el Centro de Salud en Villas de Ancón - Lima 2020.		Otros							

Anexo 5: Operacionalización de variables

"Análisis sísmico y diseño estructural de tres niveles para el centro de Salud en Villas de Ancón-Lima 2020"					
VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
Variable independiente	Meza (2014) comentó que crear o inventar una estructura capaz de resistir sollicitaciones o mal comportamiento (deformaciones). La bondad del diseño depende esencialmente del acierto que se haya tenido en componer un sistema estructural, o mecanismo resistente, que resulte el más idóneo.	Se obtendrán datos de las fuentes primarias, mediante los ensayos, Se recomienda en el diseño de elementos estructurales muy complejos de analizar por medio de los modelos matemáticos usuales acuerdo al RNE.	Estudio de mecánica de suelo	Clasificación del suelo	Kpa
Diseño estructural				Capacidad portante	kg/cm ²
				Sulfatos	%
			Etabs	Modelamiento	m ²
				Definición de materiales	m ³
Análisis sísmico estructural			Diseño de los elementos estructurales	m ²	
			Análisis estático	-	
Análisis dinámico	-				
Variable dependiente:	Julca (2018) indicó que una edificación es sismorresistente cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de las fuerzas causadas por sismos frecuentes.	Se evaluará el sistema adecuado para este tipo de edificación mediante un software de diseño, teniendo en cuenta cada uno de los elementos estructurales y analizando su probabilidad de riesgo.	Factores de carga	Carga viva	kg/m ²
Estructuras sismorresistente				Carga muerta	kg/m ²
				Carga sísmica	kg/m ²
			Estructuración	Sistema dual	m ²
			Diseño arquitectónico	Unidad de administración	m ²
				Unidad de consulta externa	m ²
				Unidad de internamiento	m ²
				Unidad de centro obstétrico y/o quirúrgico	m ²
Unidad de ayuda al diagnóstico y tratamiento			m ²		
Otros			m ²		

Anexo 8: Ensayo estándar de clasificación C-1



FORMULARIO
INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS

Código : D-06
Revisión : 1
Fecha : 2020
Página : 1 de 1

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN

ASTM D422 - D2216 - D4318 - D2487 - D3282
MTC E 107 - E 108 - E 110 - E 111

Informe : JCH 19-094
Solicitante : GONZALES SANTA CRUZ MARCO ANTONIO
Proyecto : "Análisis sísmico y diseño estructural de tres niveles para el centro de Salud en Villas de Ancón-Lima 2020"
Ubicación : Villas de Ancón
Fecha : Enero -2020

Calleata : C-1
Muestra : M-1
Prof.(m.) : -
Fecha de Recepción : 28/12/2019
Fecha de Ejecución : 15/01/2020

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial Retenido	(%) Acumulado Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-	100.0
2"	50.300	19.1	19.1	80.9
1 1/2"	38.100	4.0	23.2	76.8
1"	25.400	14.2	37.4	62.6
3/4"	19.050	1.1	38.5	61.5
1/2"	12.700	1.4	39.9	60.1
3/8"	9.525	0.8	40.7	59.3
1/4"	6.350	1.2	41.9	58.1
Nº4	4.750	0.9	42.8	57.2
Nº10	2.000	6.2	49.0	51.0
Nº20	0.840	13.4	62.4	37.6
Nº30	0.590	7.1	69.5	30.5
Nº40	0.425	6.1	75.6	24.4
Nº60	0.250	7.5	83.0	17.0
Nº100	0.149	6.3	89.3	10.7
Nº200	0.074	3.0	92.4	7.6
- Nº200		7.6		

% Grava [Nº 4 < f < 3"]	: 42.8
% Arena [Nº 200 < f < Nº 4]	: 49.6
% Finos [< Nº 200]	: 7.6

LÍMITES DE CONSISTENCIA

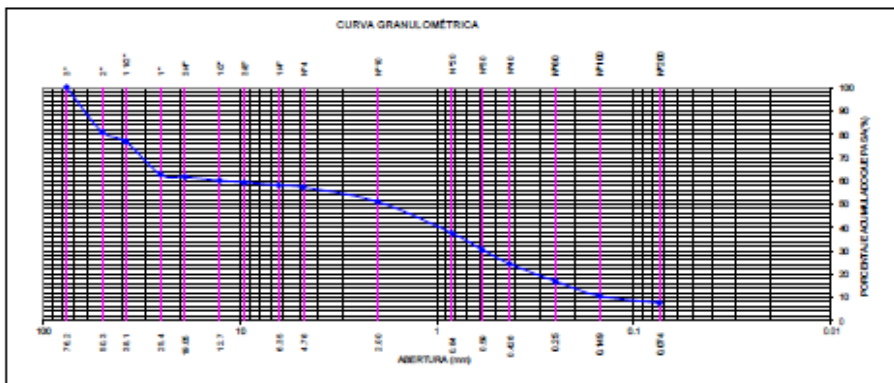
Límite Líquido (%) ASTM D-4318-05	: NP
Límite plástico (%) ASTM D-4318-05	: NP
Índice Plástico (%) ASTM D-4318-05	: NP

Contenido de Humedad ASTM D-2216-05

Humedad (%)	: 3.7
-------------	-------

Clasificación


Clasificación SUCS (ASTM D2487-05)	: SP-SM
Clasificación AASHTO (ASTM-D3282)	: A-1-b(D)



Observación: Muestra remitida e identificada por el Solicitante
Ejecutado por: Téc. J.Ch.

- Equipos Usados
- Bal-TAJ4001-Nº1
 - Hor-D1-jch
 - Equipo de Casagrande ELE
 - Bal-SE402F-Nº2
 - Bandejas de acero inoxidable
 - Taras de aluminio
 - Vidrio esmerilado
 - Juego de tamices ELE

Anexo 11: Ensayo estándar de clasificación C-2

	FORMULARIO	Código : D-06
	INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS	Revisión : 1
		Fecha : 2020
		Página : 1 de 1

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN
ASTM D422 - D2216 - D4318 - D2487 - D3282
MTC E 107 - E 108 - E 110 - E 111

Informe : JCH 19-094

Solicitante : GONZALES SANTA CRUZ MARCO ANTONIO

Proyecto : "Análisis sísmico y diseño estructural de tres niveles para el centro de Salud en Villas de Ancón-Lima 2020"

Ubicación : Villas de Ancón

Fecha : Enero -2020

Calleata : C-2 **Fecha de Recepción** : 28/12/2019

Muestra : M-1 **Fecha de Ejecución** : 15/01/2020

Prof.(m.) : -

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

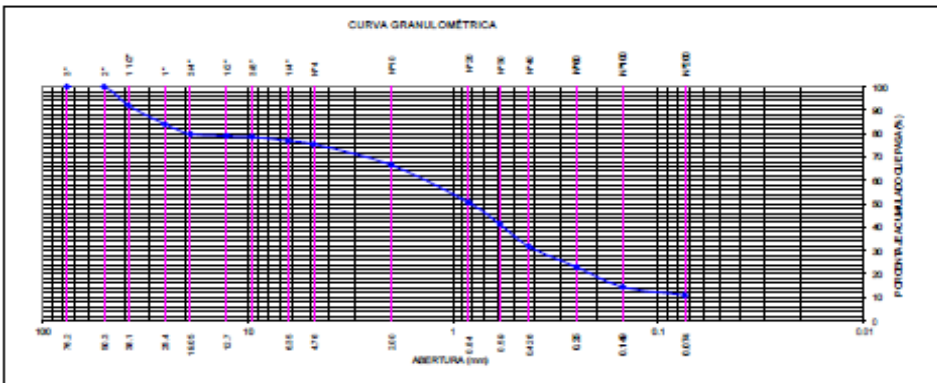
Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial Retenido	(%) Acumulado	
			Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-	100.0
2"	50.300	-	-	100.0
1 1/2"	38.100	8.0	8.0	92.0
1"	25.400	8.0	15.9	84.1
3/4"	19.050	4.3	20.2	79.8
1/2"	12.700	0.8	21.0	79.0
3/8"	9.525	0.5	21.4	78.6
1/4"	6.350	1.7	23.1	76.9
Nº4	4.750	1.4	24.5	75.5
Nº10	2.000	9.0	33.4	66.6
Nº20	0.840	16.0	49.4	50.6
Nº30	0.590	9.3	58.8	41.2
Nº40	0.425	9.6	68.3	31.7
Nº60	0.250	8.7	77.0	23.0
Nº100	0.149	8.6	85.6	14.4
Nº200	0.074	3.5	89.1	10.9
- N*200				10.9

% Grava [Nº 4 < f < 3"]	: 24.5
% Arena [Nº 200 < f < Nº 4]	: 64.6
% Finos [< Nº 200]	: 10.9

LÍMITES DE CONSISTENCIA	
Límite Líquido (%) ASTM D-4318-05	: NP
Límite plástico (%) ASTM D-4318-05	: NP
Índice Plástico (%) ASTM D-4318-05	: NP

Contenido de Humedad ASTM D-2216-05	
Humedad (%)	: 8.8

Clasificación	
Clasificación SUCS (ASTM D2487-05)	: SW-SM
Clasificación AASHTO (ASTM-D3282)	: A-1-b(0)




Observación: Muestra remitida e identificada por el Solicitante
Ejecutado por: Téc. J.Ch.

Equipos Usados

- Bal-TAJ4001-Nº1	- Bandejas de acero inoxidable
- Hor-D1-jch	- Taras de aluminio
- Equipo de Casagrande ELE	- Vidrio esmerilado
- Bal-GE402F-Nº2	- Juego de tamices ELE

LABORATORIO DE SUELOS JCH S.A.C RUC 20602256872 Av. Proceres de la Independencia 2236 - S.J.L - Lima - Perú E-
 mail: lab.suelosjch@gmail.com Tel. 978331849 RPC

Anexo 14: Ensayo de Proctor modificado C-2

	FORMULARIO	Código : D-12
	INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS	Revisión : 1
		Fecha : 2020
		Página : 1 de 3

PRÓCTOR MODIFICADO
NTP 339.141 / ASTM D-1557

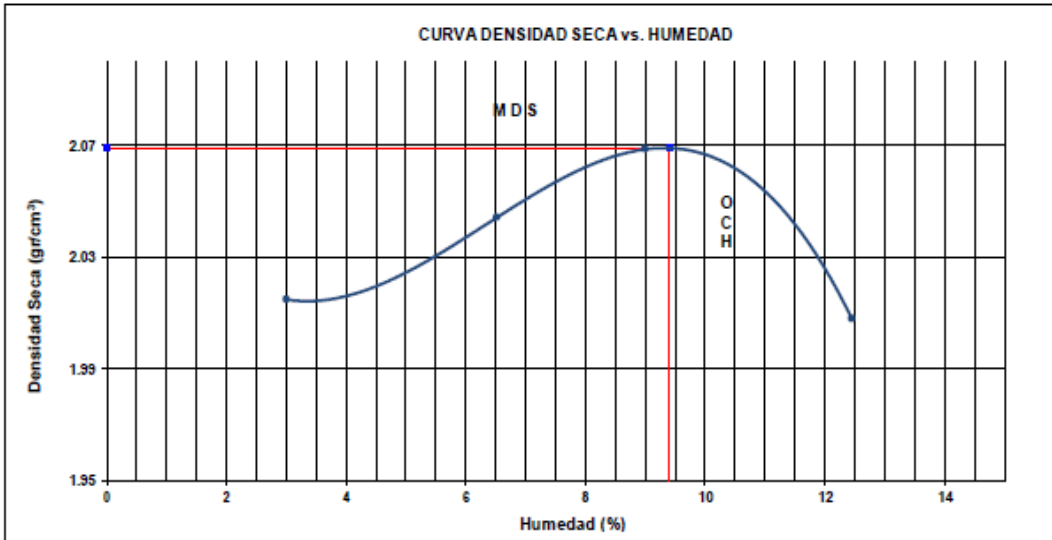
N° Informe : JCH 19-094	Fecha de Recepción : 28/12/19
SOLICITANTE : GONZALES SANTA CRUZ MARCO ANTONIO	Fecha de Ejecución : 15/01/20
PROYECTO : "Análisis sísmico y diseño estructural de tres niveles para el centro de Salud en Villas de Ancón-Lima 2020"	Fecha de Emisión : 19/01/20
UBICACIÓN : Villas de Ancón	

Calicata : C-2	Clasificación SUCS : SW-SM
Muestra : M-1	
Prof.(m) : -	


Peso específico : 2.812	COMPACTACIÓN			
Método : A				
Prueba N°	1	2	3	4
Peso del molde + Suelo compacto (gr)	3652	3747	3819	3822
Peso del Molde (gr)	1721	1721	1721	1721
Peso suelo compacto (gr)	1931	2026	2098	2101
Volumen del Molde (cm ³)	930.6	930.6	930.6	930.6
Densidad Húmeda (gr/cm ³)	2.075	2.177	2.255	2.258
Densidad seca (gr/cm ³)	2.015	2.044	2.069	2.008

HUMEDAD				
Tara N°	1	2	3	4
Tara + suelo húmedo (gr)	356.0	329.6	363.6	363.0
Tara + suelo seco (gr)	348.0	312.5	339.8	332.6
Peso del agua (gr)	8.0	17.1	23.8	30.4
Peso de tara (gr)	81.4	50.1	75.3	88.4
Peso suelo seco (gr)	266.6	262.4	264.5	244.2
Contenido de humedad (%)	3.0	6.5	9.0	12.4

Máxima Densidad Seca (gr/cm ³)	2.069	(gr/cm ³)
Óptimo Contenido Humedad (%)	9.4	(%)



Observaciones : La muestra fue remitida e identificada por el Solicitante.	Equipos usados	Fecha Calibración
Ejecutado por : Téc. J. Ch	Ba-R31P30-Nº3	Dic.-2019
	Ba-TAJ4001-Nº1	Dic.-2019
	Hor-01-JCH	Dic.-2019

	FORMULARIO	Código : D-12
	INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS	Revisión : 1
		Fecha : 2020
		Página : 1 de 3

**CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)
NTP 339.145 / ASTM D-1883**

N° Informe : JCH 19-094 Fecha de Recepción : 28/12/19
 SOLICITANTE : GONZALES SANTA CRUZ MARCO ANTONIO Fecha de Ejecución : 15/01/20
 PROYECTO : "Análisis sísmico y diseño estructural de tres niveles para el centro de Salud en Villas de Ancoón-Lima 2020" Fecha de Emisión : 19/01/20
 UBICACIÓN : Villas de Ancoón

Calicata : C-2 Clasificación SUCS : SW-SM
 Muestra : M-1
 Prof.(m) : -

MDS (gr/cm3) : 2.069
 OCH (%) : 9.4

COMPACTACIÓN

N° molde	A-2		B-5		C-3	
	56		25		10	
N° de golpes por capa						
Condición de la muestra	No saturado	Saturado	No saturado	Saturado	No saturado	Saturado
Peso del molde + Suelo compacto (gr)	12726	12744	12394	12434	12840	12901
Peso del Molde (gr)	7910	7910	7698	7698	8390	8390
Peso suelo compacto (gr)	4816	4834	4696	4736	4450	4511
Volumen del Molde (cm3)	2129	2129	2144	2144	2118	2118
Densidad Humeda (gr/cm3)	2.262	2.271	2.191	2.209	2.101	2.130
Densidad seca (gr/cm3)	2.069	2.066	2.001	2.002	1.920	1.924

HUMEDAD

Tara N°	1	2	3	4	5	6
Tara + suelo humedo (gr)	301.6	545.0	502.3	545.0	565.6	541.0
Tara + suelo seco (gr)	260.0	502.3	465.4	500.1	522.0	496.2
Peso del agua (gr)	21.5	42.7	36.9	44.9	43.6	44.8
Peso de tara (gr)	50.6	72.2	76.6	66.6	60.2	78.5
Peso suelo seco (gr)	229.4	430.1	388.8	433.5	461.8	417.7
Contenido de humedad(%)	9.4	9.9	9.5	10.4	9.4	10.7

EXPANSIÓN

FECHA	T	HORA	DIAL	EXPANSIÓN		DIAL	EXPANSIÓN		DIAL	EXPANSIÓN	
				mm	%		mm	%		mm	%
04.09.2019	0	8:06:00 a. m.	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
05.09.2019	24	8:07:00 a. m.	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
06.09.2019	48	8:05:00 a. m.	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
07.09.2019	72	8:06:00 a. m.	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
08.09.2019	96	8:04:00 a. m.	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00

PENETRACIÓN

PENETRACIÓN (pulg)	CARGA ESTÁNDAR Lb/pulg2	MOLDE N° CARGA Lb/pulg2	A-2		MOLDE N° CARGA Lb/pulg2	B-5		MOLDE N° CARGA Lb/pulg2	C-3	
			CORRECCIÓN			CORRECCIÓN			CORRECCIÓN	
			Lb pulg2	CBR (%)		Lb pulg2	CBR (%)		Lb pulg2	CBR (%)
0.000		0			0			0		
0.025		12.5			9.3			6.9		
0.050		49.9			32.5			27.5		
0.075		102.8			63.6			56.5		
0.100	1000	166.0	336.2	33.6	130.6	282.6	28.3	91.3	184.9	18.5
0.125		246.0			181.6			135.3		
0.150		318.7			263.8			175.3		
0.175		397.3			338.7			218.5		
0.200		470.0			397.0			258.5		
0.300		840.1			636.2			462.0		
0.400		1150.7			829.1			632.9		
0.500		1338.0			942.4			735.9		

Observaciones : La muestra fue remitida e identificada por el Solicitante. Equipos usados : Bal-R31P30-NP3 Dic.-2019
 Tec. J. Ch. Bal-TAJ4001-NP1 Dic.-2019
 Ejecutado por : Hor-DI-JCH Dic.-2019

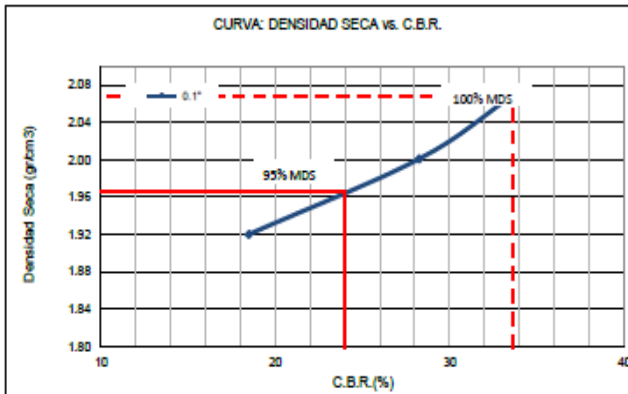
LABORATORIO DE SUELOS JCH S.A.C RUC 20602256872 Av. Próceres de la Independencia 2236 - S.J.L - Lima - Perú E-mail:
 lab.suelosjch@gmail.com Tel. 976331849 RPC

**CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)|
NTP 339.145 / ASTM D-1883**

N° Informe : JCH 19-094
SOLICITANTE : GONZALES SANTA CRUZ MARCO ANTONIO
PROYECTO : "Análisis sísmico y diseño estructural de tres niveles para el centro de Salud en Villas de Ancón-Lima 2020"
UBICACIÓN : Villas de Ancón

Fecha de Recepción : 28/12/19
Fecha de Ejecución : 15/01/20
Fecha de Emisión : 19/01/20

Calicata : C-2
Muestra : M-1
Prof.(m) : -



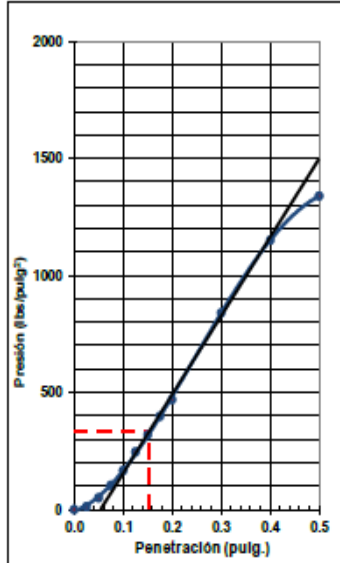
Clasificación SUCS : SW-SM

MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cm³) : 2.069
OPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%) : 9.4
95% MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cm³) : 1.966

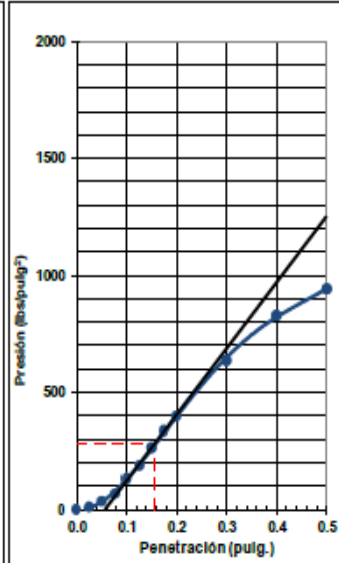
RESULTADOS:

C.B.R. al 100% de M.D.S. (%) 0.1"	: 33.6
C.B.R. al 95% de M.D.S. (%) 0.1"	: 24.0

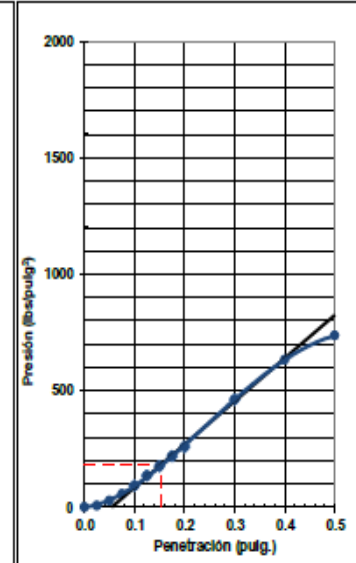
EC = 56 GOLPES



EC = 25 GOLPES




EC = 10 GOLPES



Observaciones : La muestra fue remitida e identificada por el Solicitante.

Ejecutado por : Téc. J. Ch

Equipos usados	Fecha Calibración
Bal-R31P30-NP3	Dic.-2019
Bal-TAJ4001-NP1	Dic.-2019
Hor-01-JCH	Dic.-2019
Maq. Ensayo 50Kn	Dic.-2019

	FORMULARIO	Código : D-09
	INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS	Revisión : 1
		Fecha : 2020
		Página : 1 de 3

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
Norma ASTM D-3080 - NTP 339.171 - MTC E 123-2000

Nº INFORME : JCH 19-094		Fecha de Recepción : 28/12/19
SOLICITANTE : GONZALES SANTA CRUZ MARCOANTONIO		Fecha de Ejecución : 15/01/20
PROYECTO : "Análisis sísmico y diseño estructural de tres niveles para el centro de Salud en Villas de Ancón-Lima 2020"		Fecha de Emisión : 19/01/20
UBICACIÓN : Villas de Ancón		

Calleata : C-1		Clasificación SUCS muestra global : SP-SM
Muestra : M-1		
Prot.(m) : -		

ESFUERZO NORMAL = 1 kg/cm2

Deformación Tangencial %	Esfuerzo Corte (kg/cm2)
0	0
0.25	0.1188
0.50	0.1742
0.75	0.2204
1.00	0.2573
1.25	0.2758
1.50	0.3035
1.75	0.3127
2.00	0.3312
2.25	0.3496
2.50	0.3589
2.75	0.3681
3.00	0.3865
3.25	0.3865
3.50	0.4050
3.75	0.4142
4.00	0.4142
4.25	0.4327
4.50	0.4327
4.75	0.4512
5.00	0.4604
5.25	0.4604
5.50	0.4696
5.75	0.4696
6.00	0.4789
6.25	0.4881
6.50	0.4881
6.75	0.4973
7.00	0.4973
7.25	0.5066
7.50	0.5066
7.75	0.5158
8.00	0.5158
8.25	0.5250
8.50	0.5250
8.75	0.5250
9.00	0.5343
9.25	0.5343
9.50	0.5343
9.75	0.5343
10.00	0.5343

ESFUERZO NORMAL = 2 kg/cm2

Deformación Tangencial %	Esfuerzo Corte (kg/cm2)
0	0
0.25	0.2111
0.50	0.3219
0.75	0.4327
1.00	0.5343
1.25	0.5804
1.50	0.6266
1.75	0.6635
2.00	0.7004
2.25	0.7466
2.50	0.7651
2.75	0.7928
3.00	0.8205
3.25	0.8482
3.50	0.8759
3.75	0.8943
4.00	0.9128
4.25	0.9405
4.50	0.9590
4.75	0.9894
5.00	0.9959
5.25	1.0143
5.50	1.0328
5.75	1.0328
6.00	1.0420
6.25	1.0605
6.50	1.0790
6.75	1.0882
7.00	1.0882
7.25	1.1067
7.50	1.1067
7.75	1.1344
8.00	1.1344
8.25	1.1528
8.50	1.1528
8.75	1.1528
9.00	1.1621
9.25	1.1621
9.50	1.1621
9.75	1.1621
10.00	1.1805

ESFUERZO NORMAL = 4 kg/cm2

Deformación Tangencial %	Esfuerzo Corte (kg/cm2)
0	0
0.25	0.4696
0.50	0.7004
0.75	0.8943
1.00	1.0420
1.25	1.1251
1.50	1.2359
1.75	1.3005
2.00	1.3559
2.25	1.4390
2.50	1.4667
2.75	1.5221
3.00	1.5775
3.25	1.6144
3.50	1.6698
3.75	1.6975
4.00	1.7252
4.25	1.7806
4.50	1.8083
4.75	1.8637
5.00	1.8914
5.25	1.9283
5.50	1.9560
5.75	1.9560
6.00	1.9837
6.25	2.0114
6.50	2.0391
6.75	2.0668
7.00	2.0668
7.25	2.0945
7.50	2.0945
7.75	2.1499
8.00	2.1499
8.25	2.1776
8.50	2.1776
8.75	2.1776
9.00	2.1961
9.25	2.1961
9.50	2.2053
9.75	2.2145
10.00	2.2238

Observaciones : Se sumergió el material para la condición más crítica. Deformación máxima de corte: 10%

Realizado : Téc. JCH

Equipos usados	Fecha Calibración
Bal-R31P30-Nº3	Dic.-2018
Bal-TAJ4001-Nº1	Dic.-2018
Hor-01-JCH	Dic.-2018
Maq. C.D. ELE (10kN)	Abril.-2020

LABORATORIO DE SUELO JCH S.A.C RUC 20602256872 Av. Próceres de la Independencia 2236 - S.J.L. - Lima - Perú
 E-mail: lab.suelojch@gmail.com Tel. 976331849 RPC



FORMULARIO

Código : D-09
 Revisión : 1
 Fecha : 2020
 Página : 2 de 3

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
 Norma ASTM D-3080 - NTP 339.171 - MTC E 123-2000

N° Informe : JCH 19-094
 SOLICITANTE : GONZALES SANTA CRUZ MARCO ANTONIO
 PROYECTO : "Análisis sísmico y diseño estructural de tres niveles para el centro de Salud en Villas de Ancón-Lima 2020"
 UBICACIÓN : Villas de Ancón
 Fecha de Emisión : 19/01/20

Calicata : C-1
 Muestra : M-1
 Prof.(m) : -

	DATOS INICIAL DEL ESPECIMEN 1	DATOS INICIAL DEL ESPECIMEN 2	DATOS INICIAL DEL ESPECIMEN 3
Lado	100.00 mm	100.00 mm	100.00 mm
Area	10000 mm ²	10000 mm ²	10000 mm ²
Altura	20.00 mm	20.00 mm	20.00 mm
Densidad húmeda	1.700 gr/cm ³	1.700 gr/cm ³	1.700 gr/cm ³
Densidad seca	1.644 gr/cm ³	1.643 gr/cm ³	1.642 gr/cm ³
Humedad	3.41 %	3.47 %	3.53 %
Estado	Remoldeado (Matricial N°4)	Remoldeado (Matricial N°4)	Remoldeado (Matricial N°4)
Condición	Sumergido	Sumergido	Sumergido
	ESFUERZO NORMAL	ESFUERZO NORMAL	ESFUERZO NORMAL
Carga total	10 kg	20 kg	40 kg
Esfuerzo de corte normal	1 kg/cm ²	2 kg/cm ²	4 kg/cm ²
	ETAPA DE CONSOLIDACIÓN	ETAPA DE CONSOLIDACIÓN	ETAPA DE CONSOLIDACIÓN
Altura final de consolidación	18.800 mm	18.320 mm	17.540 mm
	ETAPA DE CORTE	ETAPA DE CORTE	ETAPA DE CORTE
Velocidad de corte	0.41 mm/min	0.42 mm/min	0.43 mm/min
Altura final	18.272 mm	17.814 mm	16.956 mm
Humedad final	15.39 %	14.91 %	14.37 %
Densidad húmeda final	2.076 gr/cm ³	2.120 gr/cm ³	2.215 gr/cm ³
Densidad seca final	1.799 gr/cm ³	1.845 gr/cm ³	1.937 gr/cm ³
Esfuerzo de corte máximo	0.5343 kg/cm ²	1.1805 kg/cm ²	2.2236 kg/cm ²
Clasificación SUCS de muestra global	SP-SM		

Observaciones : Se sumergió el material para la condición más crítica. Deformación máxima de corte: 10%
 Realizado : Técn. JCH

Equipos usados	Fecha Calibración
Bal-R31P30-Nº3	Dic.-2019
Bal-TAJ4001-Nº1	Dic.-2019
Hor-01-JCH	Dic.-2019
Meq. C.D. ELE (10kN)	Abril.-2020

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
Norma ASTM D-3080 - NTP 339.171 - MTC E 123-2000

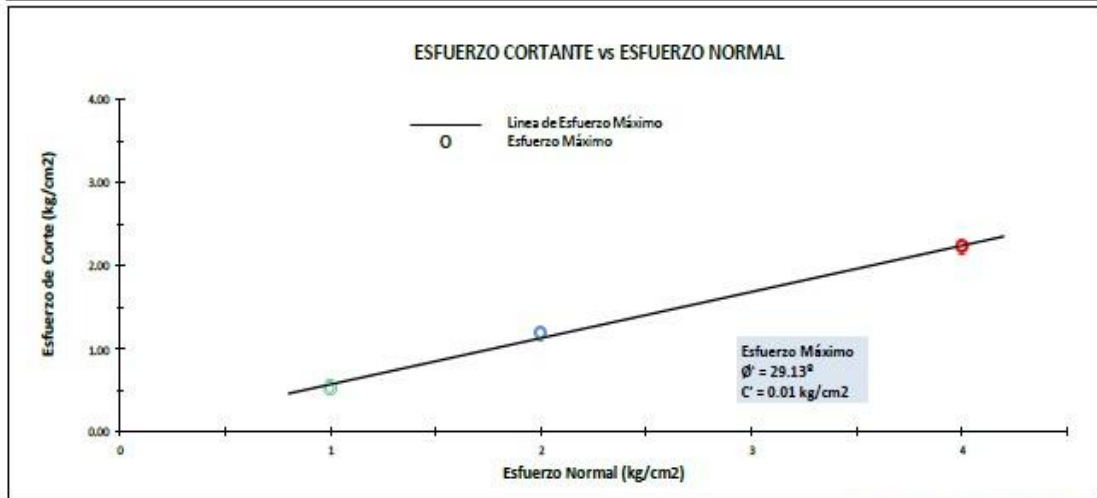
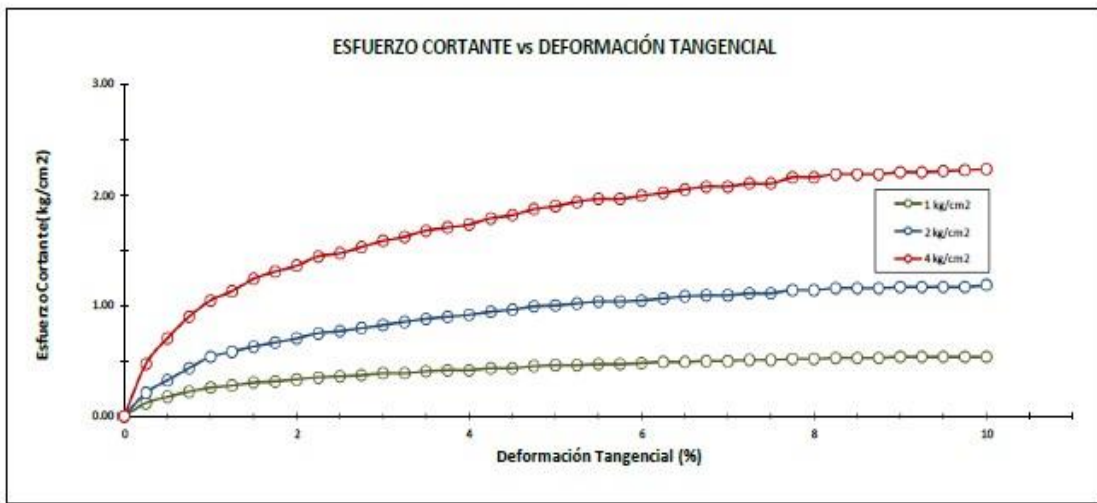
N° Informe : JCH 19-094
SOLICITANTE : GONZALES SANTA CRUZ MARCO ANTONIO
PROYECTO : "Análisis sísmico y diseño estructural de tres niveles para el centro de Salud en Villas de Ancón-Lima 2020"

Fecha de Emisión : 19/01/20

UBICACIÓN : Villas de Ancón

Calicata : C-1
Muestra : M-1
Prof.(m) : -

Clasificación SUCS muestra global : SP-SM



Realizado : Téc. JCH

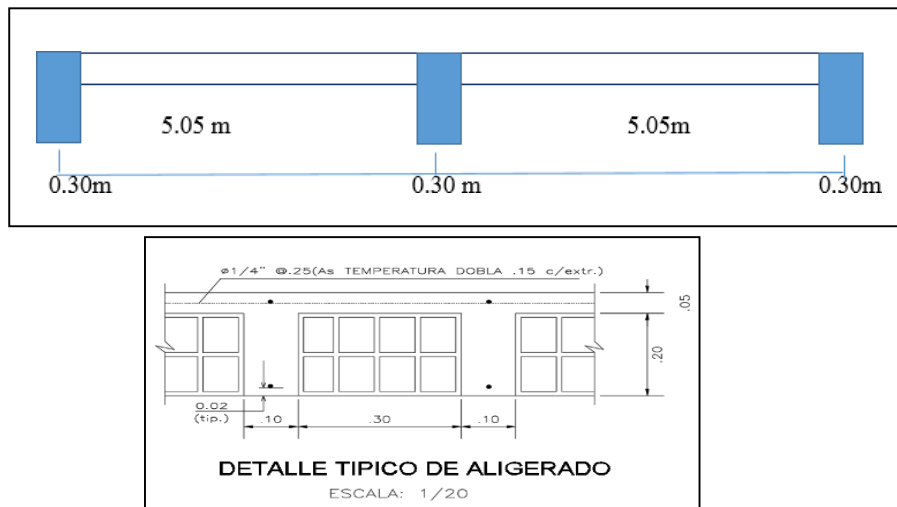
Equipos usados	Fecha Calibración
Bal-R31P30-Nº3	Dic.-2019
Bal-TAJ4001-Nº1	Dic.-2019
Mor-01-JCH	Dic.-2019
Mag. C.D. ELE (10kN)	Abril.-2020

Generalidades

Para el presente proyecto se diseñará una

en una dirección, y el cual el diseño se efectúa por cargas de gravedad que actúan directamente sobre ellas, posteriormente se considerara una vigueta con ancho inferior a 10 cm y ancho superior a 40 cm, por otro lado, el peralte según nuestro pre dimensionamiento inicial, se generalizo una altura total a 20 cm, considerando una altura de ala de 5cm.

Diseñar el refuerzo para la losa aligerada que se muestra en la figura adjunta, redistribuyendo los momentos para reducir el acero total requerido.



Datos.

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

PP aligerado = 350 kg/m^2

S/C = 300 kg/m^2

Acabados = 100 kg/m^2

Factores de Reducción de Capacidad

Para flexión: $\Phi = 0.90$

Para cortante: $\Phi = 0.85$

Para flexo-compresión: $\Phi = 0.75$ (columnas zunchadas)

$\Phi = 0.70$ (columnas estribadas)

a) Cuantía Balanceada:

$$f_c = 6000$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left\langle \frac{6000}{6000 + 4200} \right\rangle$$
$$280 \quad 6000$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \times \frac{6000}{4200} \times \left\langle \frac{6000}{6000 + 4200} \right\rangle = 0.0283$$

$0.5 \cdot \rho_b = 0.0142$ - cuantía máxima para la retribución de momentos.

b) Carga de diseño por vigueta

$$W_{DU} = 1.4 \times 450 \times 0.40 = 252 \text{ Kg/m}$$

$$W_{DU} = 1.7 \times 300 \times 0.40 = 204 \text{ Kg/m}$$

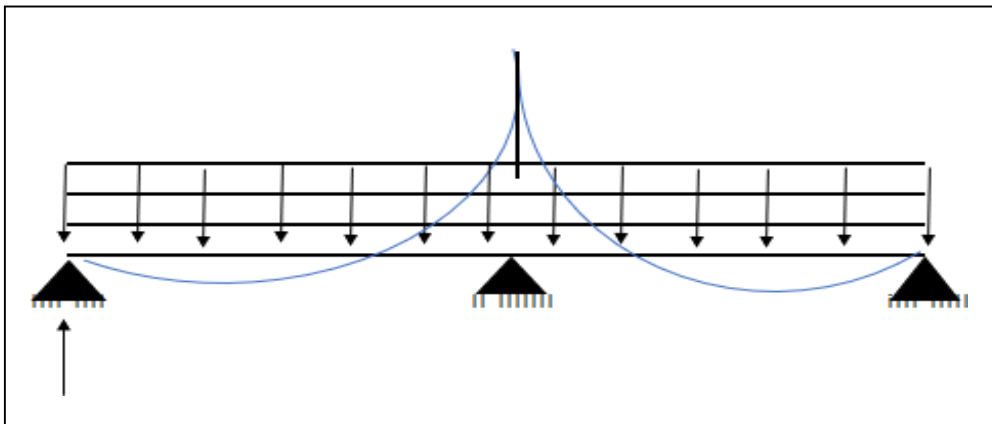
$$W_U = 456 \text{ Kg/m}$$

$$W_U = 0.456 \text{ t/m}$$

Momentos estáticos.

c) Momento negativo máximo:

-M



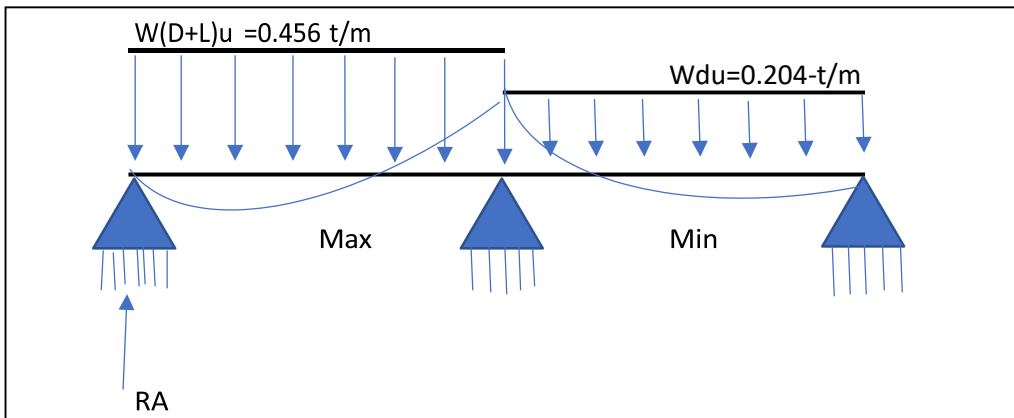
$$R_A = \frac{0.456 \times 5.05}{2} - \frac{1.453}{5.05} = 0.873 \text{ T}$$

$$W_U = 0.456 \text{ t/m}$$

$$W_{\max} = W_U \times L^2 / 8 = 0.456 \times 5.05^2 / 8$$

$$W_{\max} = 1.453 \text{ t/m}$$

$$W_{\max} = 0.873 \times (5.05 - 0.15) - \frac{0.456 \times 4.90^2}{2} = -1.196 \text{ t - m}$$



$$M_{BA} = W_u x L^2 / 8 = 0.456 x 5.05^2 / 8$$

$$M_{BA} = 1.453 t - m$$

$$M_{BC} = W_{DU} x L^2 / 8 = 0.252 x 5.05^2 / 8$$

$$M_{BC} = 0.803 t - m$$

$$R_A = W_{D+L} x L / 2 - M_B / L$$

$$R_A = 0.456 x 5.05 / 2 - 1.11 / 5.05$$

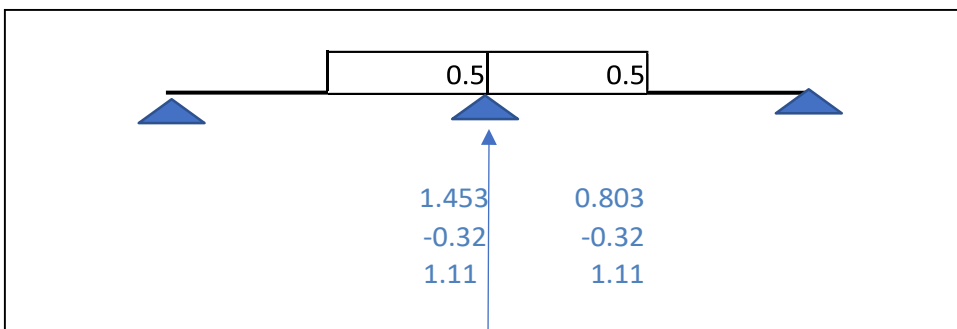
$$R_A = 0.929 t$$

$$M_B = 1.11 t - m$$

$$V = 0.929 - 0.456 X_0 = 0 \Rightarrow X_0 = 2.019 m$$

$$+M_{max} = 0.929 x 2.019 - 0.456 x 2.019^2 / 2 = 0.946 t - m$$

d) Refuerzo para Momentos Elásticos.



$$\frac{\Phi 1}{2} \Rightarrow d = 25 - (2 + \Phi / 2) = 25 - (2 + 1.27 / 2) = 22.36 \text{ cm}$$

$$a = 0.72 \text{ cm} \Rightarrow d - \frac{a}{2} = 22 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi f_y d} = \frac{0.946 x 10^5}{0.90 x 4200 x 22} = 1.137 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{1.137 \times 4.2}{0.85 \times 0.28 \times 10} = 1.66 \text{ cm} \quad \text{conforme}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{1.58 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 10} = 4.55 \text{ cm}$$

Usar $1\phi 1/2" + 1\phi 3/8"$

e) Determinación del acero:

la cuantía se referente al área total de la sección, es decir, $\text{cuantía} = A_s / bd$, o se refiere a la sección efectiva de la misma, es decir, descontando el recubrimiento, o sea, cuantía .

Cuantía mínima para losa aligerada: 0.0012

$$\delta_{\min} = 0 - 0012 \times 100 \times 25$$

$$\delta_{\min} = 3 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/8" @ 20 = 6.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.35 \times 4200 \times 0.9 \times 22.36 = 5.9 \text{ cm}^2$$

f) Redistribución de momentos.

Momento máximo negativo.

$$\text{Probar } 2\phi 3/8" \Rightarrow (1.42 \text{ cm}^2)$$

$$D = 25 - (2 + 0.95/2) = 22.525 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{1.42}{10 \times 22.525} = \frac{A_s}{bd} = 0.0063 < 0.5P_b = 0.0142 \Rightarrow \text{ok}$$

Si ignoramos p' , su porcentaje de redistribución permisible es:

$$20 \left(1 - \frac{P - P'}{P_b}\right) \% = 20 \left(1 - \frac{0.0063}{0.0214}\right) = 14.11\%$$

Momento negativo redistribuido

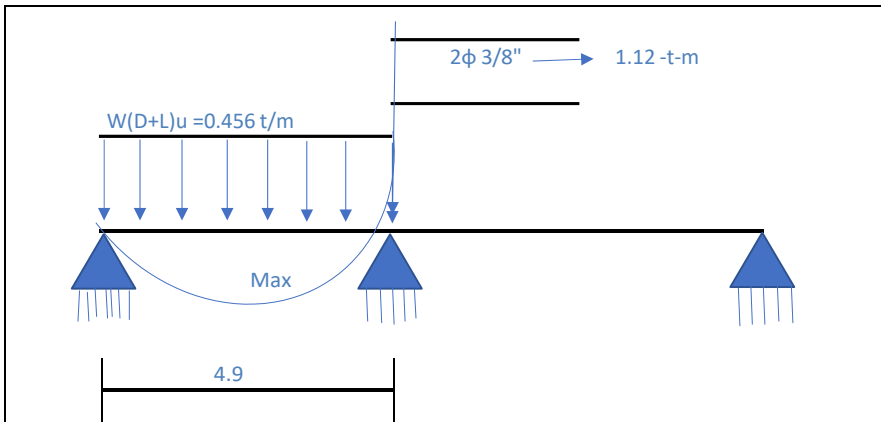
$$2\phi 3/8" \Rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{1.42 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 10} = 2.50 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 1.27 \times 4.2 \left(0.2236 - \frac{2.50}{2}\right) = 1.12 \text{ t-m}$$

$$\% R_e \text{ distribuido} = \frac{-R_x - M_R}{-M} \times 100 \Rightarrow \frac{1.196 - 1.12}{1.196} \times 100$$

$\Rightarrow 6.35 \% < 14.11 \%$ esta conforme ok

Momentos Positivos Máximo Redistribuido.



$$R_A = W_{D+L}X_L/2 - M_B/L$$

$$R_A = 0.456 \times 4.9 / 2 - 1.12 / 4.90$$

$$R_A = 0.888t$$

$$V = 0.888 - 0.456 X_0 = 0 \Rightarrow X_0 = 1.947m$$

$$+M_{\max} = 0.888 \times 1.947 - 0.456 \frac{1.947^2}{2} = 0.86 t - m \leq 0.86 t - m \quad \text{ok}$$

Redistribución de Momento Positivo Máximo:

$$\text{Probar } A_s \rightarrow 1 \phi 1/2'' \Rightarrow (1.27 \text{ cm}^2)$$

$$\rho = \frac{1.27}{40 \times 22.525} = 0.0014 < 0.5P_b = 0.0142 \Rightarrow \text{ok}$$

Momento positivo redistribuido:

$$20 \left(1 - \frac{P - P'}{P_b}\right) \% = 20 \left(1 - \frac{0.0014}{0.0214}\right) = 18.7\%$$

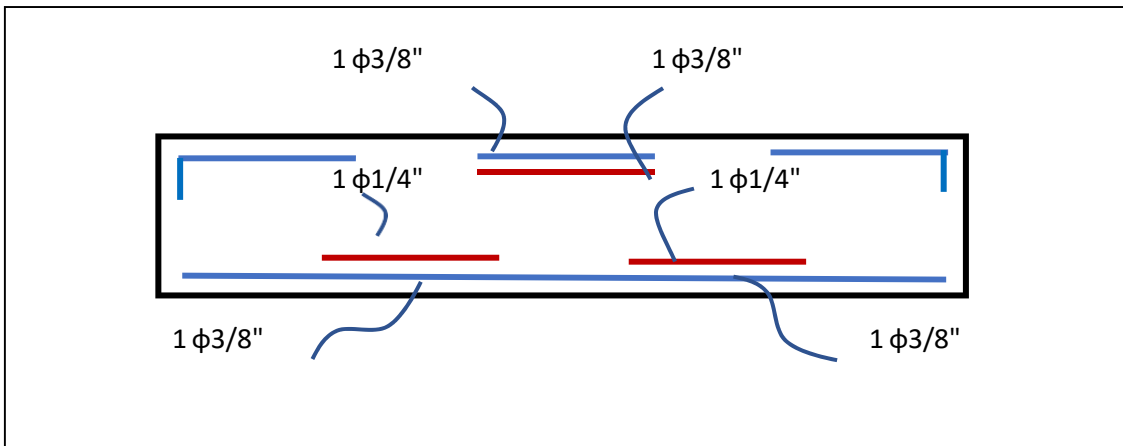
$$1 \phi 3/8'' + 1 \phi 1/4'' \Rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1.27 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 40} = 0.56 \text{ cm}$$

$$+M_R = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 1.02 \times 4.2 \times \left(0.2252 - \frac{0.0056}{2}\right) = 0.86 t - m$$

$$M_R \Rightarrow 0.86 t - m \geq 0.86 t - m \text{ esta conforme ... ok}$$

$$\% \text{ Re distribuido} = \frac{+M - +M_R}{+M} \times 100 \Rightarrow \frac{0.86 - 0.8575}{0.86} \times 100$$

$$\Rightarrow 0.29\% < 18.7\% \text{ esta conforme ... ok}$$



Anexo 23: Diseño de losa maciza

Se considera para el diseño de losas macizas un espesor de 20cm, de este modo se diseñarán por flexión y por Cortante considerando solamente cargas de gravedad con un ancho al igual a 1m.

Para el diseño debemos tener consideración la existencia de losas macizas en una y dos direcciones dependiendo de la relación entre la luz mayor y la luz menor, en el presente proyecto se ha considerado solo losas bidireccionales ya que estas son luces cortas ubicadas en las escaleras y el hall.

Para este proyecto se ha utilizado el cálculo de momentos, de las tablas del método de coeficientes, las cuales se encuentran en nuestra norma peruana de concreto armado E060, de este modo dicho método considera paños con distintas condiciones de borde y asigna coeficientes para los distintos casos.

Datos

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

SIC = 400 kg/m²

Acabados = 100 kg/m²

Factores de Reducción de Capacidad

Para flexión: $\Phi = 0.90$

Para cortante: $\Phi = 0.85$

Para flexo-compresión: $\Phi = 0.75$ (columnas zunchadas)

$\Phi = 0.70$ (columnas estribadas)

A. Cuantía Balanceada:

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c}{f_y}$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \times \frac{6000}{4200} \times \left\langle \frac{6000 + 4200}{6000 + 4200} \right\rangle = 0.0283$$

O.5.pb = 0.0142 - cuantía máxima para la retribución de momentos.

B. Refuerzo transversal

Atemp = 0.0020 bt bt para fy = 2800, 3500 kg/cm²

Cmin = 0.0018 bt bt para fy = 4200

$$A_{st} = 0.0018 \cdot B_t \cdot \left\langle \frac{4200}{f_y} \right\rangle \geq 0.0014 B_t$$

$$s \leq 5t.45 \text{ cm}$$

$$\epsilon_y \leq 35\% \text{ cm}$$

C. Cargas de la losa maciza M2

$$PP = 0.20 \times 1 \times 2.4 \times 1.4 = 0.672 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 0.10 \times 1.4 = 0.14 \text{ T/m}^2$$

$$S/C = 0.40 \times 1.7 = 0.68 \text{ T/m}^2$$

$$W_U = 1.492 \text{ t/m}$$

D. Momento

$$W_{\max} = W_U \times L^2 / 8 = 1.492 \times 4.15^2 / 8$$

$$W_{\max} = 3.21 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_U = \Phi f_c B d^2 w (1 - 0.59 w)$$

$$W = \rho \frac{f_y}{f_c} = 0.004 \times \frac{4200}{280} = 0.060$$

$$A_s = \frac{3.21 \times 10^5}{0.90 \times 280 \times 100 \times d^2 \times 0.060 \times (1 - 0.59 \times 0.060)} = 220.09 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{220.09} = 14.84 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

$$h = d + \rho \frac{\phi}{f_y} = 17.53 + 2 + \frac{0.95}{4200} \times = 20.1$$

▪ Usar

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$D = 20 - (2 + 0.71/2) = 17.53 \text{ cm}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \cdot \rho_b \Rightarrow 0.75 \times 0.0283 = 0.0212 > 0.004 \text{ conforme}$$

$$\rho_{\max} = \rho_{\min} = 0.0018 < 0.004 \text{ conforme}$$

D. Diseñamos

$$a = 2 \text{ cm}$$

$$d = 17.53$$

$$d - \frac{a}{2} = 17.53 - \frac{2}{2} = 16.53 \text{ cm}$$

E. Cálculo del Acero

Una vez dimensionada la sección, el cálculo del acero se efectuará simplemente haciendo una iteración entre las siguientes dos expresiones.

$$A_s = \frac{M_U}{\left(\frac{a}{\phi f_y d - 2} \right)} = \frac{3.21 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (16.53)} = 5.137 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f_c \times b} = \frac{5.137 \times 4.2}{0.85 \times 0.28 \times 100} = 0.907 \text{ cm}^2$$

$$d - \frac{a}{2} = 17.53 - \frac{0.907}{2} = 17.077 \text{ cm} \dots \text{ conforme}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\left(\frac{a}{\phi f_y d - 2} \right)} = \frac{3.21 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (17.077)} = 4.973 \text{ cm}^2 \dots \text{ conforme}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f_c \times b} = \frac{4.973 \times 4.2}{0.85 \times 0.28 \times 100} = 0.878 \text{ cm}^2 \dots \text{ conforme}$$

F. Cuantía del Acero en Tracción

✓ Definimos como cuantía del acero en tracción (ρ).

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4.973}{100 \times 17.53} = 0.00284$$

✓ Espaciamiento de acero ϕ 3/4"

$$b \quad I \quad A\phi \quad 0.95$$

$$A_s = nA\phi \Rightarrow S = \frac{A_s}{n} = \frac{A_s}{\frac{I}{A\phi}} = \frac{A_s \times A\phi}{I} = \frac{4.973}{0.95} = 0.19 \text{ m}$$

$$\phi \text{ 3/4" @ } = 0.20 \text{ separacion de acero}$$

H. Refuerzo transversal

Cuantía min = 0.0018 bt

$$A_{st} = 0.0018 b t = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar: ϕ 3/8" @

$$s = \frac{0.71}{3.60} = 0.197 \text{ cm} \Rightarrow \cong 0.20$$

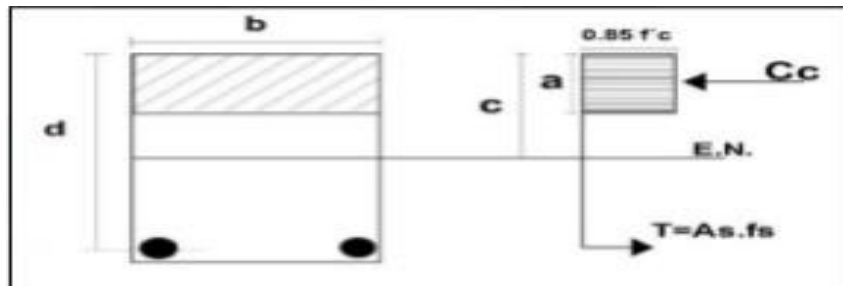
Diseño por flexión

Para el presente diseño de un elemento sometido en flexión como es el caso de las vigas se tomarán en cuenta las consideraciones específicas según la NTP E.060 de concreto armado.

En el caso del concreto se conoce que tiene una resistencia a la tracción muy pequeña, de este modo se toman los cálculos de análisis y diseño, y finalmente se asume que el acero toma la fuerza total en tracción.

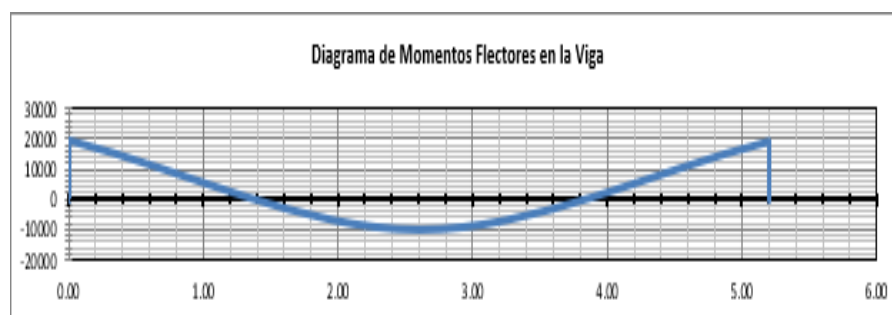
En el análisis del concreto se conoce que falla al alcanzar una deformación unitaria ultima de 0.003

Para una sección sometida a flexión, se tiene una distribución de esfuerzos de compresión de forma rectangular



1) Datos de Diseño VP-111

H= 0.50 m	B=0.40 m	rec =0.04 m
Ln=5.20 m	f'c =280.00 kg/cm ²	fy =4200.00 kg/cm ²
M(-)izq =19342.54 kg-m	M(+)cen=10309.35 kg-m	M(-)der =18959.40 kg-m



2) Cálculos previos

Peralte efectivo de la viga

$$D = 0.46 \text{ m}$$

Área de acero mínima 01:

$$A_{s \text{ min}} = 14.10 \left(b_w \cdot \frac{d}{f_y} \right) = 6.18 \text{ cm}^2$$

Factor de eje neutro y profundidad

$$\beta_1 = 0.85$$

Área de acero mínima 02:

$$A_{s \text{ min}} = 0.80 \cdot \frac{\sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d}{f_y} = 5.86$$

Cuantía Balanceada

$$\rho_b = 0.85 \cdot \frac{f_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{6117}{(f_y + 6117)} = 0.028558$$

Cuantía Máxima

$$0.75 \cdot \rho_b = 0.02141869$$

Cuantía Recomendada

$$0.50 \cdot \rho_b = 0.02142279$$

Cuantía para deflexión

$$0.19 \cdot \rho_b = 0.00542607$$

3) Cálculo de las áreas de acero requeridas

Apoyo Izquierdo de la viga

As	
min=	6.18 cm ²
ρ_{min} =	0.00335714
ρ_{max} =	0.02141869
Mu =	1934254 kg-cm
w1 =	1.59877672
w2 =	0.09613853
ρ =	0.00640924

Cumple la ρ
As = 7.72 cm²

Parte central de la viga

As	
min=	6.18 cm ²
ρ_{min} =	0.00335714
ρ_{max} =	0.02141869
Mu =	1030935 kg-cm
w1 =	1.64511793
w2 =	0.04979733
ρ =	0.00331952

Cumple la ρ
As = 6.18 cm²

Apoyo derecho de la viga

As min=	6.18 cm ²
ρ_{min} =	0.00335714
ρ_{max} =	0.02141869
Mu =	1898940 kg-cm
w1 =	1.60064192
w2 =	0.09427333
ρ =	0.00628459

Cumple la ρ
As = 6.25 cm²

Distribución del acero continuo apoyo derecho	
4	ϕ 3/4"
Distribución de los bastones	
1	ϕ 5/8"

As = 13.35 cm²OK

Distribución del acero continuo apoyo izquierdo	
4	ϕ 3/4"
Distribución de los bastones	
1	ϕ 5/8"

As = 13.35 cm² ok

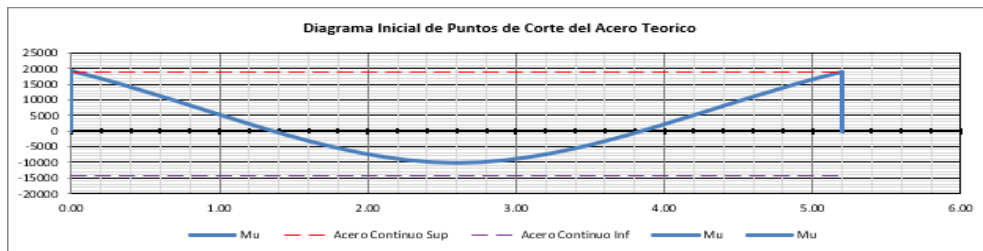
Distribución del acero continuo parte central	
3	ϕ 3/4"
Distribución de los bastones	
2	ϕ 5/8"

As = 12.51cm² ok

4) Análisis del momento resistente por el acero distribuido

Barillas de Acero	Acero Continuo sup.	Acero Continuo inf.	ϕ	ϕ	ϕ
	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"
As =	11.40 cm ²	8.55 cm ²	13.55 cm ²	12.51 cm ²	13.35 cm ²
As mim=	5.86 cm ²	5.86 cm ²	5.86 cm ²	5.86 cm ²	5.86 cm ²
Condición:	No se verifica	No se verifica	Cumple	Cumple	Cumple
ρ =	0.00619565	0.00464674	0.00727174	0.00679891	0.00727174
ρ_{max} =	0.02141869	0.02141869	0.02141869	0.02141869	0.02141869
Condición:	No se verifica	No se verifica	Cumple la ρ	Cumple la ρ	Cumple la ρ
a =	4.37 cm	3.25 cm	5.13 cm	4.80 cm	5.13 cm
Mn =	20977.81 kg-m	15929.67 kg-m	24407.89 kg-m	22905.51 kg-m	24407.89 kg-m
Mu= ϕ Mn=	18880.03 kg-m	14336.70 kg-m	21967.10 kg-m	20617.66 kg-m	21967.10 kg-m

5) Análisis de los puntos teóricos para el corte de acero



Distribución acero en los lados izquierdo, central y derecho de la viga

Longitud de desarrollo del acero

$$L_d \text{ 3/4"} = 72.00 \text{ cm}$$

$$L_d \text{ 5/8"} = 60.00 \text{ cm}$$

$$d \text{ max} = 72.00 \text{ cm}$$

12 veces diámetro del barilla

$$12\phi \text{ 3/4"} = 22.92 \text{ cm}$$

$$12\phi \text{ 5/8"} = 19.05 \text{ cm}$$

$$12\phi \text{ max} = 22.92 \text{ cm}$$

Elegimos el mayor de "12 ϕ " y "d"

$$L_c' = 46.00 \text{ cm}$$

Punto de corte teórico izquierdo

$$P_{izq} = 0.60 \text{ m}$$

Distribución de acero central

Punto de corte teórico central izq.

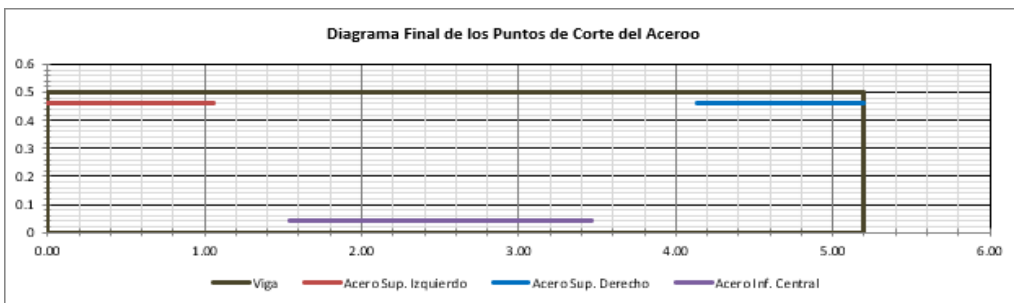
$$P_{cizq} = 2.00 \text{ m}$$

$$P_{cder} = 3.00 \text{ m}$$

Distribución acero derecho

Punto de corte teórico derecho

$$P_{der} = 4.60 \text{ m}$$



Longitud del bastón izquierdo

Verificación de la longitud de corte

$$L_{corte} = 1.06 \text{ m}$$

$$L_{d \text{ max}} = 0.72 \text{ m}$$

Cumple

$$L_{baston} = 1.06 \text{ m}$$

Longitud del bastón central

Verificación de la longitud de corte

$$L_{corte} = 0.96 \text{ m}$$

$$L_{d \text{ max}} = 0.72 \text{ m}$$

Cumple

$$L_{baston} = 31.92 \text{ m}$$

Longitud del bastón derecho

Verificación de la longitud de corte

$$L_{corte} = 1.06 \text{ m}$$

$$Ld \text{ max} = 0.72 \text{ m}$$

Cumple

$$L_{\text{baston}} = 1.06 \text{ m}$$

6) análisis de los puntos de intersección y los apoyos

- longitud de columnas H- 0.50 m
- peralte de la viga d- 0.46 m

Punto De Apoyo Análisis	Punto De Intersección #1	Punto De Intersección #1	Apoyo Derecho Empotrado
$\Phi As =$	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4"
$Mu=\phi Mn$	9675.59kg-m	9675.59kg-m	18550.03kg-m
Vu	5156.72kg	4564.81kg	105240.30kg
La	0.46 m	0.46 m	0.5
Ld''	2.34 m	2.58 m	0.73
Ld	0.72 m	0.72 m	0.72
Condición	cumple	cumple	-

Diseño por cortante

a. Datos de Diseño

$$Vu = 26304.91 \text{ kg}$$

$$Vcm = 7515.99 \text{ kg}$$

$$Vcv = 26027.04 \text{ kg}$$

b. Área de acero y momentos nominales

Lado Izquierdo

$$As \text{ sup} = 13.35 \text{ cm}^2$$

$$Mn \text{ sup} = 21967.10 \text{ kg} - \text{m}$$

$$As \text{ Inf} = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$Mn \text{ Inf} = 14336.70 \text{ kg} - \text{m}$$

Lado Derecho

$$As \text{ sup} = 13.35 \text{ cm}^2$$

$$Mn \text{ sup} = 21967.10 \text{ kg} - \text{m}$$

$$As \text{ Inf} = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$Mn \text{ Inf} = 14336.70 \text{ kg} - \text{m}$$

c. Diagrama de cortantes hiperestáticos e isostáticos de la viga

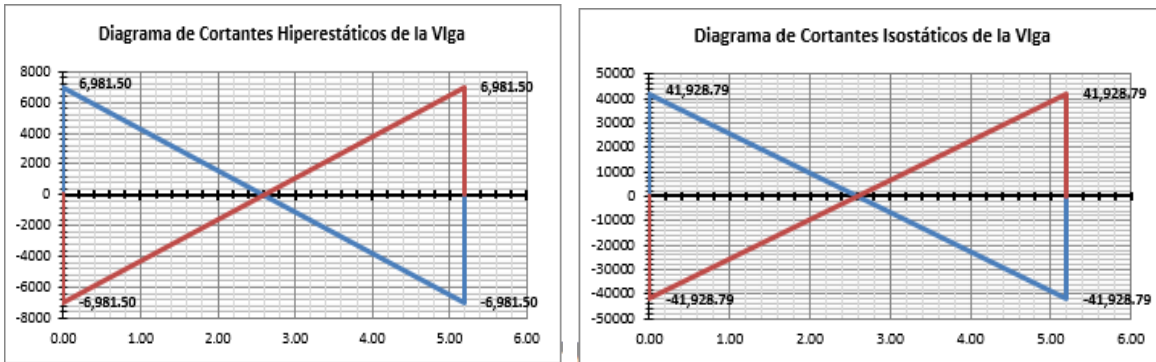


Diagrama de la resultante por ductilidad en la viga

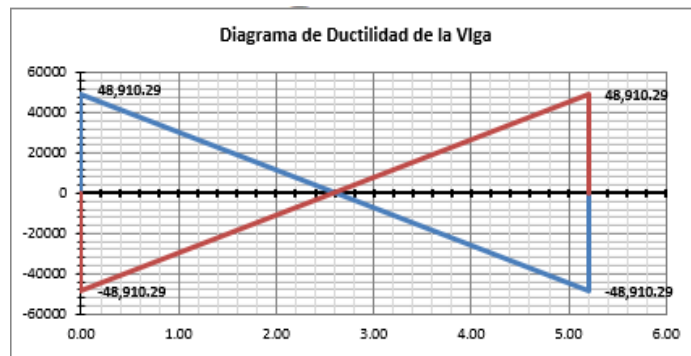


Diagrama de fuerzas cortantes para el diseño de la viga

Cortante máximo por requisitos de ductilidad

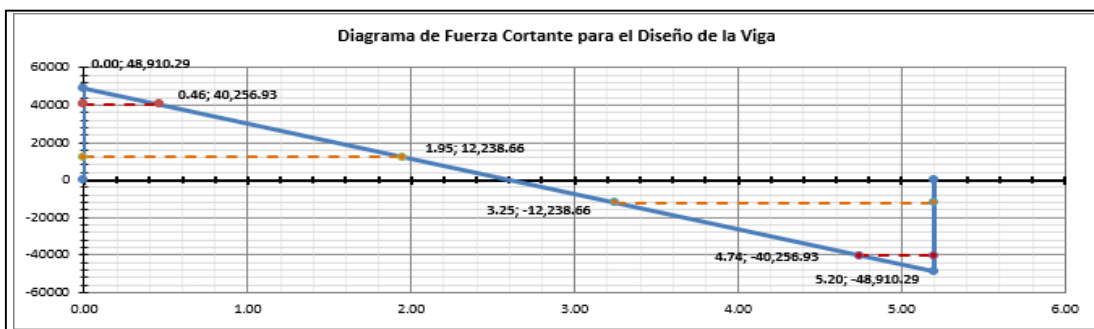
$$V_u = 48910.29 \text{ kg}$$

Cortante máximo obtenido del análisis estructural

$$V_u = 26304.91 \text{ kg}$$

Cortante máximo de diseño

$$V_u = 48910.29 \text{ kg}$$



Resistencia del concreto al cortante

$$\phi V_c = (0.75) \cdot (0.53) \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} = 12238.66 \text{ kg}$$

Cortante a la distancia "d" de la cara del apoyo

$$V_{ud} = 40256.93 \text{ kg}$$

El corte que debe ser resistido por el acero es:

$$V_s = (V_{ud} / \phi) - V_c = 37357.69 \text{ kg}$$

Distancia de la cara del apoyo hasta la resistencia del concreto

$$L_{vc} = 1.95 \text{ m}$$

Distancia de la cara del apoyo

$$L_{dc} = 0.46 \text{ m}$$

Resistencia al córtate máxima del acero

$$V_{smax} = (2.12) \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} = 65272.87 \text{ kg}$$

Cumple

La separación para estribos verticales, será:

$$\phi A_v = \phi 3/8''$$

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_y \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 7.34 \text{ cm} \dots \dots (1)$$

Se debe de verificar la separación máxima de los estribos de acuerdo a las siguientes condiciones

$$\text{Si: } \frac{V_u}{\phi} < \frac{V_c}{2}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = 53675.91 \text{ kg}$$

$$\frac{V_c}{2} = 8159.11 \text{ kg}$$

$$\text{Si: } \frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} \dots \dots y, \quad \frac{V_u}{\phi} < V_c \rightarrow S < \frac{d}{2} \Rightarrow 60 \text{ cm}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = 53675.91 \text{ kg}$$

$$\frac{V_c}{2} = 16318.22 \text{ kg}$$

$$\text{Si: } \frac{V_u}{\phi} > V_c$$

$$\text{Si: } \frac{V_u}{\phi} < 1.06 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}: \quad S < d/2, S < 60 \text{ cm}$$

$$1.06 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} = 32636.43 \text{ kg}$$

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

$$\text{Si: } V_u \frac{V_u}{\phi} > 1.06 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}, \quad \text{y,} \quad \frac{V_u}{\phi} < 2.12 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$S < d/4, S < 30 \text{ cm}$$

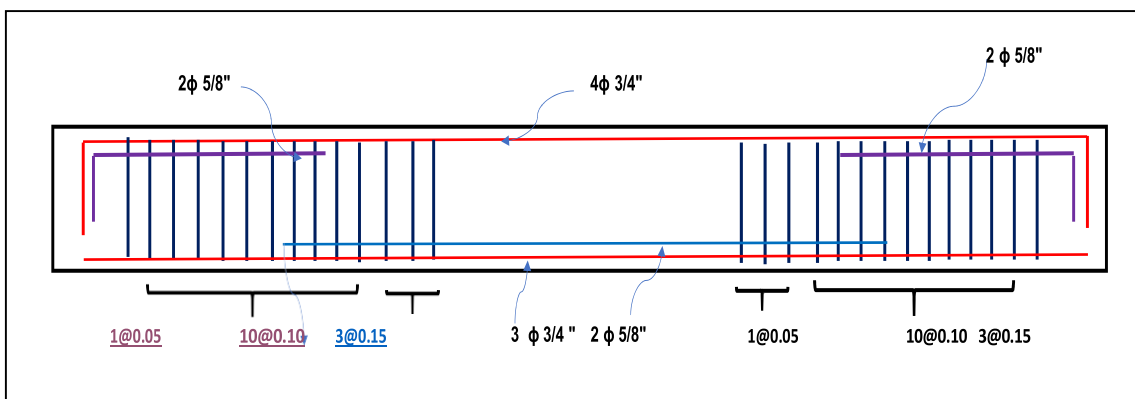
$$2.12 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} = 65272.87 \text{ kg}$$

La separación máxima que tendrán nuestros estribos será de: $S=7.34\text{cm}$

Distribución final de los estribos en la viga

Estrib. $\phi 3/8$: 1@0.05 m; 10@0.1 m; 3@0.15 m; Rto. @ 0.25 m

Diseño final de la viga



Evaluación del ancho de grietas

a. Verificación del agrietamiento en la viga

Peralte efectivo de la viga

$$d = 46.00 \text{ cm}$$

El momento crítico "Mcr" de la viga será:

$$M_{cr} = I_g \cdot f_r / y_t = 5577.73 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento de inercia bruta:

$$I_g = 416666.67 \text{ cm}^4$$

Módulo de ruptura del concreto

$$f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c} = 33.47 \text{ kg/cm}^2$$

El momento ultimo actuante en el centro de la viga es:

$$M_u = 10309.35 \text{ kg} - \text{m}$$

Sección agrietada

b. Cálculo de la inercia agrietada

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{15000 \cdot \sqrt{f'_c}} = 8.31$$

$$A_s = 12.51 \text{ cm}^2$$

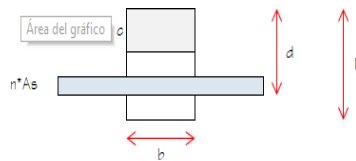
$$d = 46.00 \text{ cm}$$

$$b = 40.00 \text{ cm}$$

$$c = 13.08 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2$$

$$= 142515.77 \text{ cm}^4$$



c. Verificamos el esfuerzo en el acero "fs"

$$f_s = \frac{n \cdot M_u \cdot (d - c)}{I_{cr}} = 1979.11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s \text{ max} = (0.6) \cdot f_y = 2520.00 \text{ Kg/cm}^2$$

d. Determinamos el ancho de la grieta mediante la siguiente ecuación formulada por Gergely Lutz:

$$W_{\max} = 0.1086 \cdot 10^{-4} \cdot \beta \cdot f_s \cdot 3\sqrt{(d_c \cdot A)}$$

$$\beta = \frac{h - c}{d - c} = 1.12$$

$$A = \frac{b \cdot t}{\gamma_{bc}}$$

$d_c = d_c =$ recubrimiento de concreto

$t = .800 \text{ cm} \rightarrow$ concreto en tensión = $2 * d_c$

$\gamma_{bc} = 5 \rightarrow$ Número de barras de refuerzo

$$A = 64.00 \text{ cm}^2$$

$$W_{\max} = 0.1531 \text{ mm}$$

e. Verificamos los anchos de grieta permisibles:

Exposición: Aire seco o con membrana de protección

$$W_{\text{permi}} = 0.1531 \text{ mm}$$

f. Determinación del factor z recordando el ACI

$$Z = s \cdot 3 \sqrt{d_c \cdot A} = 12566.54 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$Z_{\max} = 31000.00 \rightarrow \text{cumple}$$

Anexo 25: Diseño de columnas

Verificaremos los requisitos de sismo resistencia para sistemas estructurales de Pórticos y Duales tipo II.

Etabs nos da el P_u al que estará sometida la columna, que será el mayor obtenido de todas las combinaciones ($P_u = 16,056.95 \text{ kg}$), el cual es menor a lo exigido por el reglamento

Diseño por flexo compresión

➤ **Datos De Diseño**

Columna C-1

$B = 50.00 \text{ cm}$

$D = 30.00 \text{ cm}$

Factor = 1.00

$H = 4.00 \text{ m}$

Rec = 4.00cm

$A_g = 2000.00 \text{ cm}^2$

$A_s = 19.80 \text{ cm}^2$

$A_s(f) = 9.9 \text{ cm}$

$f'c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

Cargas actuantes en la columna

DIRECCION X-X		
Pcm =	41.63	tn
Pcv =	11.38	tn
Pcs =	11.48	tn
Mcm =	0.20	tn-m
Mcv =	1.16	tn-m
Mcs =	1.27	tn-m
Vcm =	0.04	tn
Vcv =	0.22	tn
Vcs =	0.63	tn

DIRECCION Y-Y		
Pcm =	41.63	tn
Pcv =	11.38	tn
Pcs =	7.67	tn
Mcm =	0.11	tn-m
Mcv =	1.13	tn-m
Mcs =	1.39	tn-m
Vcm =	0.04	tn
Vcv =	0.44	tn
Vcs =	0.65	tn

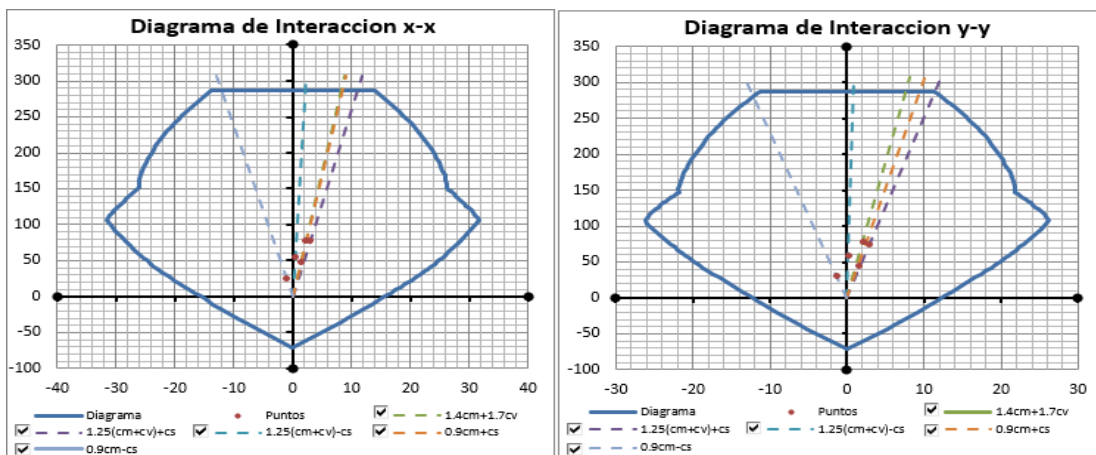
DIRECCION X-X		
Pcm =	41.63	tn
Pcv =	11.38	tn
Pcs =	11.48	tn
Mcm =	0.20	tn-m
Mcv =	1.16	tn-m
Mcs =	1.27	tn-m

DIRECCION Y-Y		
Pcm =	41.63	tn
Pcv =	11.38	tn
Pcs =	7.67	tn
Mcm =	0.11	tn-m
Mcv =	1.13	tn-m
Mcs =	1.39	tn-m

Combinaciones de diseño

Combinaciones de Diseño	DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y		
	Pux (tn)	Mux (tn-m)	Vux (tn)	Puy (tn)	Muy (tn-m)	Vuy (tn)
1.4cm+1.7cv	77.63	2.25	0.43	77.63	2.08	0.80
1.25(cm+cv)+cs	77.74	2.97	0.96	73.93	2.94	1.25
1.25(cm+cv)-cs	54.79	0.43	-0.31	58.60	0.16	-0.05
0.9cm+cs	48.94	1.45	0.67	45.14	1.49	0.69
0.9cm-cs	25.99	-1.09	-0.60	29.80	-1.29	-0.61

Diagrama de Interacción de la columna dirección X-Y



Diseño por flexo compresión biaxial

De acuerdo a las recomendaciones del Capítulo 10.18. Flexión Biaxial - E060 - RNE. Alternativamente se podrá usar la siguiente ecuación aproximada, aplicable a columnas cuadradas o rectangulares con armadura longitudinal simétrica.

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{no}}$$

Combinaciones de Diseño	DIRECCION X-X				DIRECCION Y-Y			
	Pux (tn)	Mux (tn-m)	(m)	ϕP_{nx} (tn)	Puy (tn)	Muy (tn-m)	ey (m)	ϕP_{ny} (tn)
1.4cm+1.7cv	77.63	2.25	0.0290	286.45	77.63	2.08	0.0268	286.45
1.25(cm+cv)+cs	77.63	2.97	0.0382	286.45	73.93	2.94	0.0398	282.72
1.25(cm+cv)-cs	54.79	0.43	0.0078	286.45	58.60	0.16	0.0028	286.45
0.9cm+cs	48.94	1.45	0.0297	48.94	45.14	1.49	0.0330	286.45
0.9cm-cs	25.99	-1.09	-0.0421	286.45	29.80	-1.29	-0.0433	282.72

Combinaciones de Diseño	ϕP_u (tn)	ϕP_{nx} (tn)	ϕP_{ny} (tn)	ϕP_{no} (tn)	1 / ϕP_u (1/tn)	\Leftrightarrow	Suma (1/tn)	Condición
1.4cm+1.7cv	54.34	286.45	286.45	286.45	0.0184	>	0.0035	ok
1.25(cm+cv)+cs	54,42	286.45	282.72	286.45	0.0184	>	0.0035	ok
1.25(cm+cv)-cs	38.35	286.45	286.45	286.45	0.0261	>	0.0035	ok
0.9cm+cs	34.26	286.45	286.45	286.45	0.0292	>	0.0035	ok
0.9cm-cs	18.20	286.45	286.45	286.45	0.0550	>	0.0035	ok

Diseño por fuerza cortante

a. Verificación de diseño por fuerza cortante en la dirección x-x

Combinaciones de Diseño	Pu (tn)	Nu/Ag (kg/cm ²)	<>	f'c / 20 (kg/cm ²)	Vc (tn)	Vu max (tn)	<>	Vux (tn)	Condición
1.4cm+1.7cv	77.63	38.82	>	14.00	22.65	35.35	>	0.43	ok
1.25(cm+cv)+cs	77.63	38.78	>	14.00	22.66	35.35	>	0.96	ok
1.25(cm+cv)-cs	54.79	27.40	>	14.00	21.21	35.35	>	0.31	ok
0.9cm+cs	48.94	24.47	>	14.00	20.84	35.35	>	0.67	ok
0.9cm-cs	25.99	13.00	>	14.00	19.38	35.35	>	0.60	ok

Combinaciones de Diseño	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm ²)	Separac. (cm)
1.4cm+1.7cv	6.35	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	67.64
1.25(cm+cv)+cs	6.35	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	67.68
1.25(cm+cv)-cs	7.07	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	60.72
0.9cm+cs	7.26	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	59.17
0.9cm-cs	7.98	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	53.78

b. Verificación de diseño por fuerza cortante en la dirección y-y

Combinaciones de Diseño	Pu (tn)	Nu/Ag (kg/cm ²)	<>	f'c / 20 (kg/cm ²)	Vc (tn)	Vu max (tn)	<>	Vuy (tn)	Condición
1.4cm+1.7cv	77.63	38.82	>	14.00	22.65	35.35	>	0.80	ok
1.25(cm+cv)+cs	73.93	36.97	>	14.00	22.42	35.35	>	1.25	ok
1.25(cm+cv)-cs	58.60	29.30	>	14.00	21.45	35.35	>	0.05	ok
0.9cm+cs	45.14	22.57	>	14.00	20.60	35.35	>	0.69	ok
0.9cm-cs	29.80	14.90	>	14.00	19.63	35.35	>	0.61	ok

Combinaciones de Diseño	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm ²)	Separación. (cm)
1.4cm+1.7cv	6.35	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	67.64
1.25(cm+cv)+cs	6.47	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	66.41
1.25(cm+cv)-cs	6.95	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	61.77
0.9cm+cs	7.38	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	58.20
0.9cm-cs	7.86	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	54.61

Diseño por capacidad

a. Verificación de diseño por capacidad en la dirección x-x

Combinaciones de Diseño	Pu (tn)	ϕM_n (tn-m)	Mn (tn-m)	Mpr (tn-m)	Vpr (tn)	Nu/Ag (kg/cm ²)	\lessgtr	f'c / 20 (kg/cm ²)	Vc (tn)
1.4cm+1.7cv	77.63	29.09	41.56	51.95	25.98	38.82	>	14.00	22.65
1.25(cm+cv)+cs	77.74	29.09	41.56	51.95	25.98	38.87	>	14.00	22.66
1.25(cm+cv)-cs	54.79	25.88	36.98	46.22	23.11	27.40	>	14.00	21.21
0.9cm+cs	48.94	24.69	35.27	44.09	22.05	24.47	>	14.00	20.44
0.9cm-cs	25.99	19.26	27.51	34.39	17.19	13.00	>	14.00	19.35

Combinaciones de Diseño	Vu max (tn)	\lessgtr	Vpr (tn)	Condicion	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm ²)	Separac. (m)
1.4cm+1.7cv	35.35	>	25.98	ok	6.35	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 3/8"	2.84	67.64
1.25(cm+cv)+cs	35.35	>	25.98	ok	6.35	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 3/8"	2.84	67.68
1.25(cm+cv)-cs	35.35	>	23.11	ok	7.07	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 3/8"	2.84	60.72
0.9cm+cs	35.35	>	22.05	ok	7.26	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 3/8"	2.84	59.17
0.9cm-cs	35.35	>	17.19	ok	7.8	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 3/8"	2.84	53.78

Ubicación de los Estribos	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm ²)	Separación. (cm)
Parte superior	7.98	1φ3/8 + 1φ3/8" "	2.84	1@0.050
Parte sup-cent	7.98	1φ3/8 + 1φ3/8" "	2.84	5@0.100
Parte central	7.98	1φ3/8 + 1φ3/8" "	2.84	Rto@0.20
Parte Inf-cent	7.98	1φ3/8 + 1φ3/8" "	2.84	5@0.100
Parte inferior	7.98	1φ3/8 + 1φ3/8" "	2.84	1@0.050

b. Verificación de diseño por capacidad en la dirección y-y

Combinaciones de Diseño	Pu (tn)	φMn (tn-m)	Mn (tn-m)	Mpr (tn-m)	Vpr (tn)	Nu/Ag (kg/cm ²)	<>	f'c / 20 (kg/cm ²)	Vc (tn)
1.4cm+1.7cv	77.63	23.76	33.95	42.44	21.22	38.82	>	14.00	22.65
1.25(cm+cv)+cs	73.93	22.89	32.71	40.88	20.44	36.97	>	14.00	22.42
1.25(cm+cv)-cs	58.60	21.47	30.67	38.34	19.17	29.30	>	14.00	21.45
0.9cm+cs	45.14	19.88	28.39	35.49	17.75	22.57	>	14.00	20.60
0.9cm-cs	29.80	16.69	23.84	29.80	14.90	14.90	>	14.00	19.63

Combinaciones de Diseño	Vu max (tn)	<>	Vpr (tn)	Condicion	Vs (tn)	N° de Estribos		Av (cm2)	Separac. (m)
1.4cm+1.7cv	35.35	>	21.22	ok	6.35	1φ3/8"	+ 1φ3/8"	2.84	67.64
1.25(cm+cv)+cs	35.35	>	20.44	ok	6.47	1φ3/8"	+ 1φ3/8"	2.84	66.41
1.25(cm+cv)-cs	35.35	>	19.17	ok	6.95	1φ3/8"	+ 1φ3/8"	2.84	61.77
0.9cm+cs	35.35	>	17.75	ok	7.38	1φ3/8"	+ 1φ3/8"	2.84	58.2
0.9cm-cs	35.35	>	14.9	ok	7.86	1φ3/8"	+ 1φ3/8"	2.84	54.61

Confinamiento

Ubicación de los Estribos	Vs (tn)	N° de Estribos	Av (cm2)	Separac. (cm)
Parte superior	7.98	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	1@0.050
Parte sup-cent	7.98	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	5@0.100
Parte central	7.98	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	Rto@0.20
Parte Inf-cent	7.98	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	5@0.100
Parte inferior	7.98	1φ3/8" + 1φ3/8"	2.84	1@0.050

Discretización de muros:

La discretización de muros es un emallado de elementos finitos que se hace en los elementos Shell, lo aplicaremos en los muros estructurales para tener resultados más exactos. Este proceso se puede realizar en el modelamiento, pero como provoca un mayor proceso de cálculo volviendo más pesado al programa se recomienda dejarlo para el final.

Datos de diseño

PLACA PL 1

Columnas a cada extremo

$$L_{ci} = 0.50 \text{ m}$$

$$H_{ci} = 0.40 \text{ m}$$

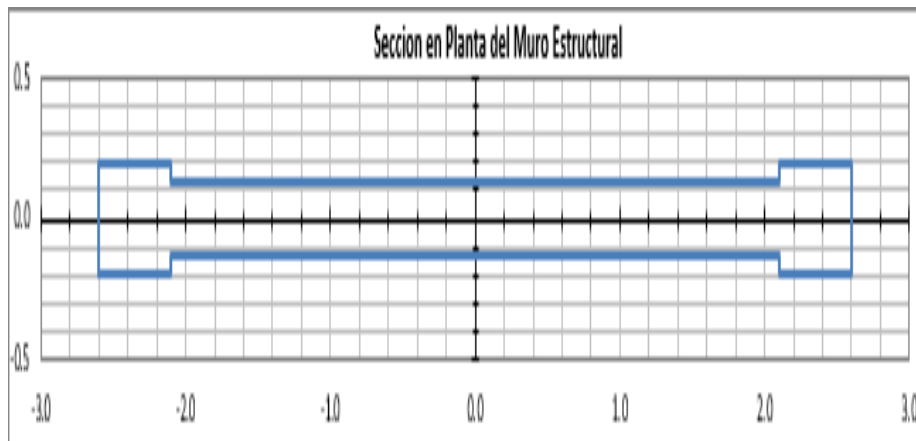
$$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_m = 5.20 \text{ m}$$

$$\text{Anch} = 0.25 \text{ m}$$

$$h_m = 12$$



Cargas y combinaciones de diseño

Direccion x-x	Direccion y-y
Pcm = 71.87 tn	Pcm = 71.87 tn
Pcv = 11.67 tn	Pcv = 11.67 tn
Pcs = 12.92 tn	Pcs = 5.65 tn
Mcm = 25.59 tn-m	Mcm = 0.31 tn-m
Mcv = 10.21 tn-m	Mcv = 0.04 tn-m
Mcs = 21.65 tn-m	Mcs = 0.05 tn-m
Vcm = 0.27 tn	Vcm = 0.19 tn
Vcv = 0.05 tn	Vcv = 0.05 tn
Vcs = 18.72 tn	Vcs = 0.02 tn

Combinaciones de Diseño	Direccion X-X			Direccion Y-Y		
	Pux(tn)	Mux(tn-m)	Vux(tn)	Puy(tn)	Muy(tn-m)	Vuy(tn)
1.4cm+1.7cv	120.5	53.2	0.5	120.5	0.5	0.3
1.25(cm+cv)+cs	117.3	66.4	19.1	110.1	0.5	0.3
1.25(cm+cv)-cs	91.5	23.1	-18.3	38.7	0.4	0.3
0.9cm+cs	77.6	44.7	19	70.4	0.3	0.2
0.9cm-cs	51.8	1.4	.18.5	50	0.2	0.2
Envolvente	120	66	19	120	1	0

Verificación de necesidad de elementos de confinamiento

El muro estructural necesitara elementos de confinamiento si el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema es mayor de:

$$0.2f'c = 56.00 \text{ kg/cm}^2$$

Área neta del muro estructural:

$$A_g = 14500.00 \text{ cm}^2$$

Momento de inercia respecto al eje y-y:

$$I_{y-y} = 376053333.33 \text{ cm}^4$$

Carga axial último en el muro estructural:

$$P_u = 1.4 P_{cm} + 1.5 P_{cv} = 118124.54 \text{ kg}$$

Momento último en el muro estructural

$$M_u = 1.4 M_b = 9295310.50 \text{ kg} - \text{cm}$$

Esfuerzo de compresión en la fibra extrema:

$$f'_c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \left(\frac{L_m}{2}\right)}{I_{y-y}} = 14.573 \text{ kg/cm}^2 < 0.2f'_c = 56.00 \text{ kg/cm}^2$$

No Necesita de Elementos de Confinamiento

Determinación de los refuerzos de acero en el muro estructural

a. Verificación del Requerimiento de Refuerzo de Acero en Dos Capas

$$\text{Si: } t_m = 0.25 \text{ m} > 0.25 \text{ m}$$

Refuerzo en dos capas

$$\text{Si: } V_u = 19.12 \text{ tn} > 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot A_{cv} = 115.29 \text{ tn}$$

Refuerzo en una capa

Determinación de los requerimientos de refuerzo mínimo longitudinal en el muro estructural

Cuantía de acero vertical en el muro:

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} > 0.0025$$

Espaciamiento máximo del

refuerzo:

$$s = 0.45 \text{ m} = 0.45 \text{ m}$$

$$3t_m = 0.75 \text{ m}$$

Área resistente al corte por unidad de metro:

$$A_{cv}/m = 2500.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área de acero vertical por unidad de metro:

$$\rho_v \cdot A_{cv} = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La distribución de acero vertical en el muro será de:

Ø	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"
Área	1.42	2.54	3.96	5.70	7.76	10.14
s (cm)	22.72	40.64	63.36	91.20	124.16	162.24

Numero de capas del refuerzo vertical:

$$N^\circ = 2$$

Distribución de acero en:

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

Ø 3/8" @ 0.225 m

Determinación de los requerimientos de refuerzo por corte en el muro estructural

Calculamos el factor α_c :

$$h_m/L_m = 2.31 \dots\dots\dots > \alpha_c = 0.53$$

Resistencia al cortante del área A_{cv} del muro:

$$V_c = \alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cv} = 120.752 \text{ tn}$$

Resistencia al cortante nominal del área A_{cv} del muro:

$$V_n = (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \rho_v \cdot f_y) \cdot A_{cv} = 115.292 \text{ tn}$$

Cortante desarrollado de la resistencia a flexión nominal

$$V_{fn} = \left(\frac{M_u}{\phi} \right) \cdot \frac{2}{h_m} = 12.295 \text{ tn}$$

El valor de ϕ para el cortante es de $\phi=0.85$, sin embargo, deberá tomarse $\phi=0.60$, si la resistencia al cortante nominal V_n es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia a flexión nominal V_{fn} . En forma conservadora se tomará $\phi=0.60$

Resistencia al cortante del acero de refuerzo:

$$V_s = \frac{V_u - V_c}{\phi} = \frac{19.1 - 115.3}{0.85} = -92.797 \text{ tn}$$

La separación del refuerzo horizontal estará dada por:

$$S = (A_v \cdot f_y \cdot d) / V_s$$

Ø	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"
A_v (cm ²)	1.42	2.54	3.96	5.70	7.76	10.14
s (cm)	-14.72	-26.33	-41.06	-59.10	-80.46	-105.13

Número de capas del refuerzo vertical:

$$N^{\circ} = 2$$

Distribución de acero en:

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 3/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Determinación de los refuerzos de acero en las columnas de Confinamiento

A. Verificación de los elementos de confinamiento actuando como columnas cortas

En esta condición las columnas toman las cargas verticales debidas a las cargas de gravedad y de sismo.

Fuerza axial máxima sobre el elemento de confinamiento "Pu Max":

$$P_u(\text{muro}) = 1.4(P_{cm} + P_{cv} + P_{cs}) = 116.958 \text{ tn}$$

$$P_{u\text{max}} = \frac{P_u(\text{muro})}{2} + \frac{M_u}{L'm} = 78.256 \text{ tn}$$

$$M_u = 1.4 \cdot M_b = 92.953 \text{ tn} - \text{m}$$

$$L'm = L_m - L_{col}(\text{max}) = 4.70 \text{ m}$$

Determinación del acero longitudinal en la columna derecha e izquierda

$$A_{colisq} = 2000.00 \text{ cm}$$

$$P_u \text{ col} = 78.256 \text{ tn}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.01 \cdot A_{col} = 20.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.06 \cdot A_{col} = 120.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ coli}} = 40 \varnothing 3/8" + 20 \varnothing 5/8"$$

$$A_{s \text{ col}} = 65 \text{ cm}^2$$

Cumple los límites de cuantía

Determinamos la resistencia axial máxima de la columna izquierda y Derecha

$$P_{n \text{ imax}} = 0.80(f'_c \cdot (A_g - A_{st}) \cdot 0.85 + A_{st} \cdot f_y)$$

$$P_{n \text{ imax}} = 596.33$$

Determinamos la resistencia ultima axial máxima de la columna derecha E izquierda

$$P_{u\max} = 0.70 \cdot P_{n\max} = 471.433 \text{ tn}$$

$$P_{u\text{ coli}} = 78.256 \text{ tn}$$

La columna es conforme

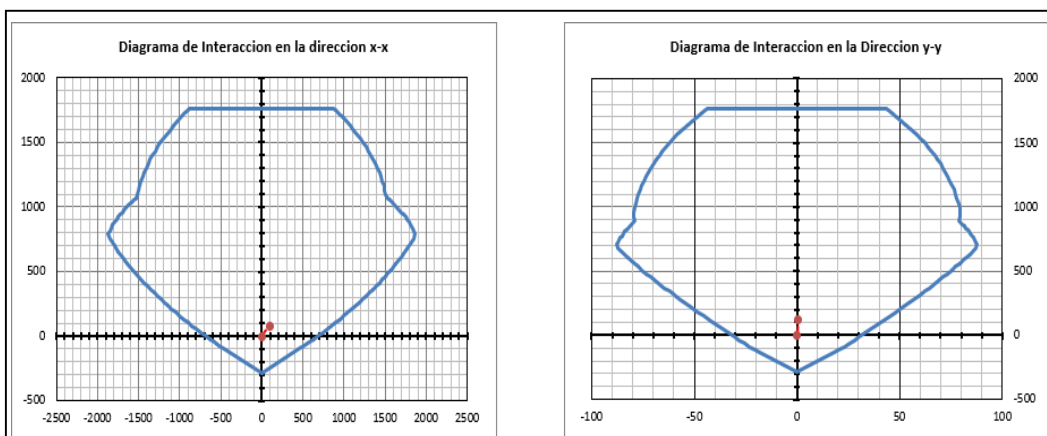
Verificación por flexo compresión de los elementos de confinamiento

Determinamos la carga axial ultima actuante en el muro

$$P_u = 78.26 \text{ tn}$$

Determinamos el momento ultimo actuante en el muro

$$M_u = 92.95 \text{ tm}$$



Determinamos los requerimientos de refuerzo transversal por confinamiento en la dirección de la longitud menor de la columna

Determinación de la separación en la columna Izquierda

$$S = \frac{L_{\text{menor}}}{4} = 0.100 \text{ m}$$

Determinación de altura del núcleo de concreto en columna derecha E izquierda

$$rec = 4 \text{ cm}$$

$$hc = 0.407 \text{ m}$$

$$bc = 0.327 \text{ m}$$

Calculamos el área de acero horizontal en la columna izquierda - 01

$$A_{sh} = 0.3 \cdot s \cdot hc \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right) \cdot f_c / f_y$$

$$s = 0.15 \text{ m}$$

$$A_{sh} = 6.11 \text{ cm}^2$$

Calculamos el área de acero horizontal en la columna izquierda - 02

$$A_{sh}' = 0.09 \cdot h_c \cdot f_c / f_y$$

$$A_{sh}' = 3.67 \text{ cm}^2$$

Elegimos la siguiente distribución de aceros, en la columna izquierda

$$5 \Phi 1/2''$$

$$A_{sh} = 6.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh \text{ min}} = 6.11 \text{ cm}^2$$

Cumple

Determinamos los requerimientos de refuerzo transversal por confinamiento en la dirección de la longitud mayor de la columna

Determinación de la separación en la columna derecha E izquierda

$$S = \frac{L \text{ menor}}{4} = 0.125 \text{ m}$$

Determinación de altura del núcleo de concreto en columna

$$r_{ec} = 4 \text{ cm}$$

$$h_c = 0.307 \text{ m}$$

$$b_c = 0.427 \text{ m}$$

Calculamos el área de acero horizontal en la columna

$$A_{sh} = 0.3 \cdot s \cdot h_c \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right) \cdot f_c / f_y$$

$$s = 0.15 \text{ m}$$

$$A_{sh} = 4.82 \text{ cm}^2$$

Calculamos el área de acero horizontal en la columna

$$A_{sh}' = 0.09 \cdot h_c \cdot f_c / f_y$$

$$A_{sh}' = 2.77 \text{ cm}^2$$

Elegimos la siguiente distribución de aceros, en la columna izquierda

$$4 \Phi 1/2''$$

$$A_{sh} = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh \text{ min}} = 4.82 \text{ cm}^2$$

Cumple

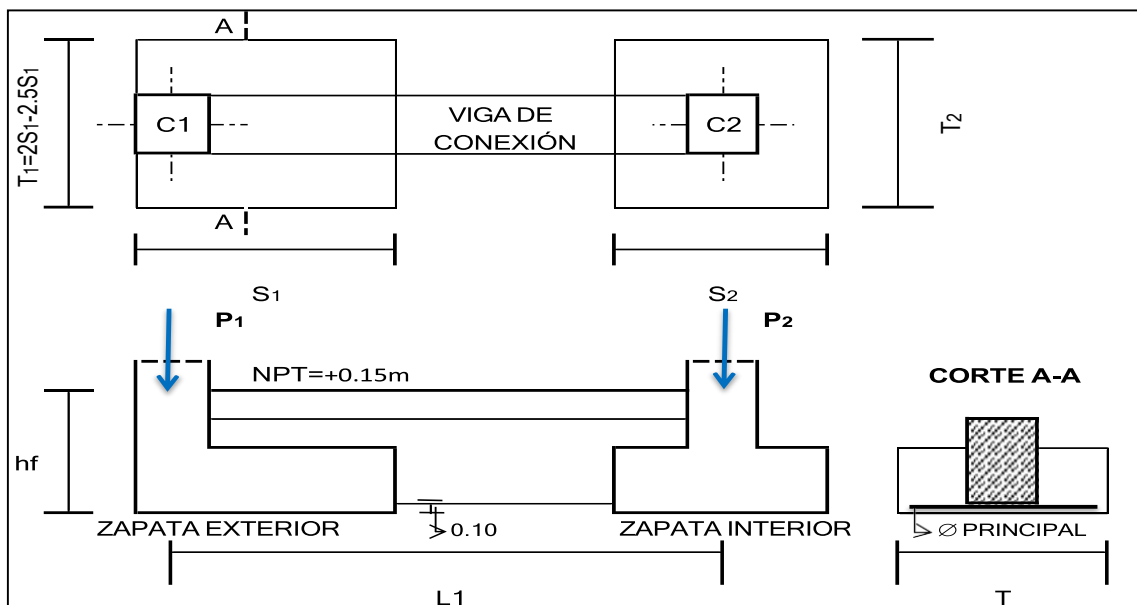
Análisis-Tipo de Cimentación

A través del estudio de mecánica de suelos, el ingeniero geotécnico determina el análisis de una cimentación y de esta manera se adopta una solución eficiente para el presente proyecto, para mejorar el comportamiento estructural de la edificación frente a las características del terreno de fundación del proyecto.

Zapatas conectadas; Se toman en cuenta como primera opción ya que estas permitirían controlar los momentos de desplazamiento y volteo originados por la aplicación de cargas excéntricas en columnas esquineras y medianeras y así tener un adecuado comportamiento y distribución de las mismas.

Análisis y diseño de vigas de conexión

En el presente proyecto se empleará vigas de cimentación debido a la presión admisible que sufre el terreno en diversos puntos de su área de cimentación y verificados con el programa safe.



Datos

Zapata exterior

$$P1 = PD1 + PL1$$

$$PD1 = 40.5242 Tn$$

$$PL1 = 4.3 Tn$$

$$st = 1.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$hf = 1.20 \text{ m}$$

$$\gamma_m = 1.59 \text{ tn/m}^3$$

Zapata interior

$$P1 = PD1 + PL1$$

$$PD1 = 35.81 \text{ Tn}$$

$$PL1 = 6.1881 \text{ Tn}$$

$$S/C \text{ piso} = 0.25 \text{ Tn/m}^2$$

$$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensión De Columnas C-1

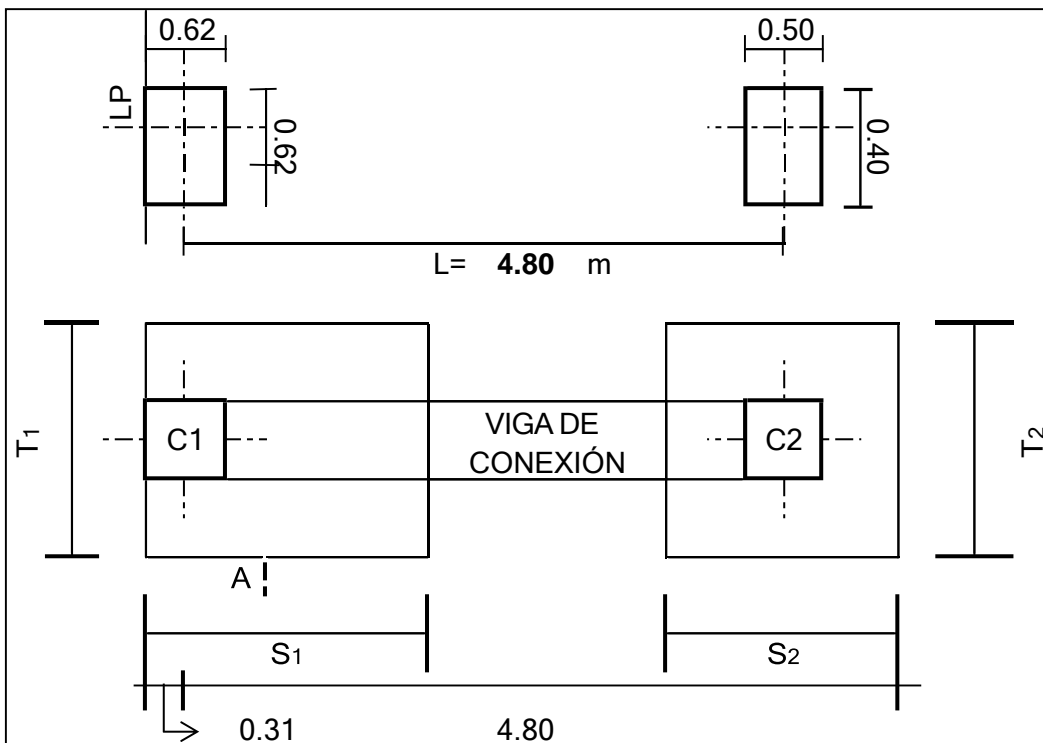
$$t1 = 0.62 \text{ m}$$

$$t2 = 0.62 \text{ m}$$

Dimensión De Columnas C-2

$$t1 = 0.50 \text{ m}$$

$$t2 = 0.40 \text{ m}$$



Dimensionando Zapatas

$$A_z = \frac{1.20 P_1}{\sigma_n}$$

$$P_1 = 44.8 \text{ Tn}$$

$$\sigma_n = 12.84 \text{ Tn/m}^2$$

$$A_z = 4.185 \text{ m}^2$$

$$S = 1.45 \text{ m}$$

Viga De Conexión

$$h = \frac{L}{7} = 0.0686 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = 0.3429$$

$$b = \frac{P_1}{31 \cdot L} = 0.301 \text{ m}$$

usar $b \cdot h = 0.30 \times 0.55 \text{ m}^2$

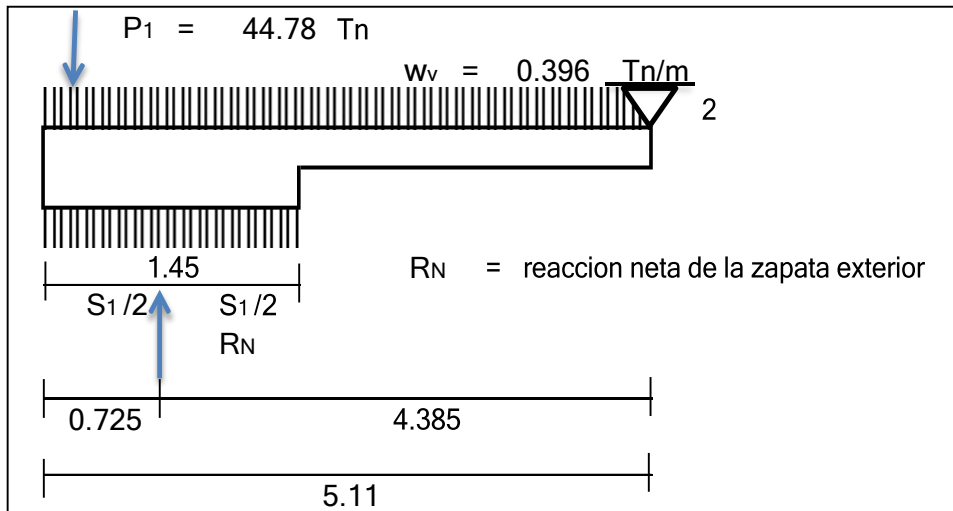
Dimensión De Zapata Exterior

$$W_v = 0.30 \times 0.55 \times 2.4 = 0.3396 \text{ Tn/m}$$

$$\Sigma M_2 = 0$$

$$R_N \cdot (4.385) = P_1 \cdot (4.8) + (0.396) \cdot 5.11^2/2$$

$$R_N = 50.20 \text{ Tn}$$



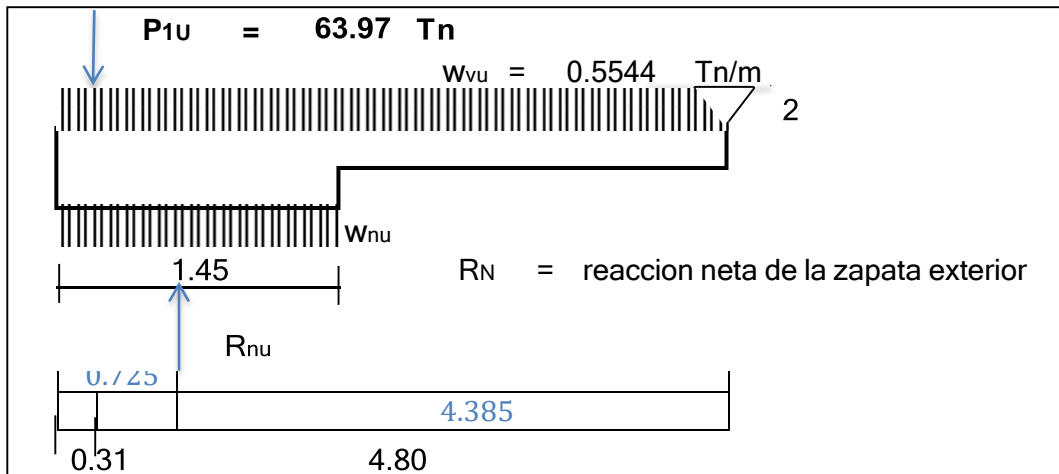
$$Az = \frac{R_n}{s_n} = 3.91 \text{ m}^2$$

$$S_1 = 1.45$$

$$3.999 = T_2 \times 1.45 = 2.696 \text{ m}$$

$$\text{Usar: } T_1 \cdot S_1 = 2.50 \times 1.50 \text{ m}^2$$

Diseño de la viga de conexión



$$P_{1U} = 63.97 \text{ Tn}$$

$$W_{vu} = 0.5544 \text{ Tn/m}$$

$$\Sigma M_2 = 0$$

$$R_{NU} \cdot 4.385 = P_{1U} (4.8) + 0.5544 (5.11^2/2)$$

$$R_{NU} = 71.678 \text{ Tn}$$

$$W_{NU} = \frac{R_{NU}}{S_1} = 49.433 \text{ Tn/m}$$

Sección De Momento Máximo $X_0 \leq S$

$$V_x = (W_{nu} - W_{vu}) X_0 - P1U = 0$$

$$X_0 = 1.309 \text{ m} < S = 1.45 \text{ m} \quad \text{conforme}$$

$$M_{u\max} = (W_{nu} - W_{vu}) \frac{X_0^2}{2} - P1U \left(X_0 - \frac{t1}{2} \right)$$

$$M_{u\max} = -22.03 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$A_s = 13.55 \text{ mc}^2 \qquad A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - 2)}$$

$$a = 7.97 \text{ cm}$$

$$A_s = 11.426 \text{ cm}^2 \rightarrow a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c * b}$$

$$A_s = 11.287 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 6.639 \text{ cm}$$

$$A_s = 11.278 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 6.634 \text{ cm}$$

$$A_s = 11.278 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 6.634 \text{ cm} \dots \dots \text{conforme}$$

$$\text{USAR.} = 3.96 \phi 4 \frac{3}{4}"$$

$$r = 0.00691$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$r_{\min} = 0.003333$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

$$r > r_{\min} \quad \text{conforme}$$

Refuerzo En La Carga Inferior

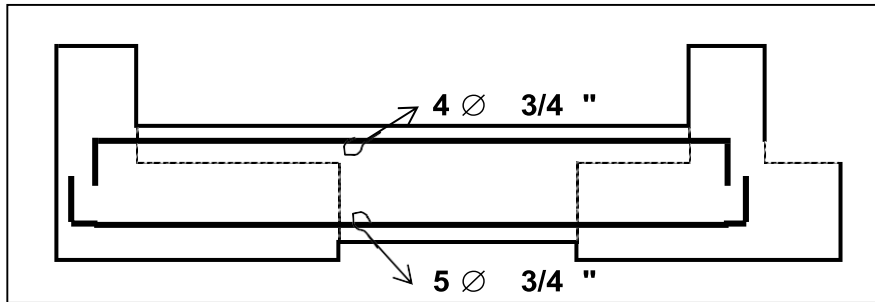
$$A_s^+ = \left[\frac{A_s^-}{3}, \frac{A_s^-}{2} \right] \geq A_{s\min}$$

$$A_s = 5.7005 \text{ cm}^2$$

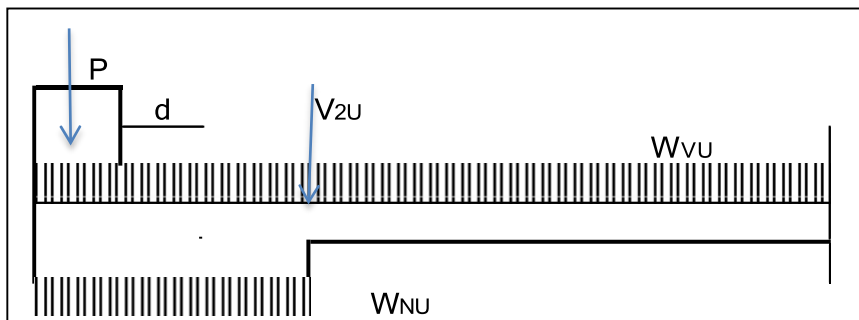
$$A_{s\min} = 4.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s\min} \quad \rightarrow \quad \text{USAR: } 4 \rightarrow 5 @ 3/4"$$

Esquema de distribución de acero



Diseño por corte



$$V1U = (WNU - WVU)(t1 + d) - P1U$$

$$V1U = -10.314 \text{ Tn}$$

$$V2U = (WNU - WVU) \times S - P1U$$

$$V2U = 6.90 \text{ Tn}$$

$$\frac{Vu}{\phi} = \frac{6.90}{0.75} = 9.20 \text{ Tn}$$

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$Vc = 12.71 \text{ Tn} \quad \text{p } Vc < Vn \dots \text{ conforme}$$

USAR : Estribo de montaje

Estribo: 3/8" @ 0.65 m

Diseño de la zapata exterior

$$WNU = \frac{RNU}{T1} \quad \rightarrow \quad WNU = 28.671 \text{ Tn/m}$$

$$M_{u_{\max}} = \frac{W_{nu} * l_v^2}{2} \rightarrow M_{U_{\max}} = 12.667 \text{ Tn/m}$$

$$MU = \phi * f'_c * b * d^2 * \omega(1 - 0.59\omega)$$

$$\rho = 0.004 \rightarrow \omega = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$$\text{Si: } W = 0.06$$

$$b = 145$$

Despejando

$$d = \sqrt{\frac{MU}{\phi * f'_c * b * \omega(1 - 0.59\omega)}} \rightarrow d = 24.47 \text{ cm}$$

$$\text{USAR: } h = 55 \text{ cm} \rightarrow d = 46.55 \text{ cm}$$

Diseño por corte

$$V_{ud} = W_{Nu}(l_v - d)$$

$$V_{ud} = 18.19 \text{ Tn}$$

$$V_n = \frac{V_{ud}}{\phi} = 24.258 \text{ Tn}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 61.92 \text{ Tn} \rightarrow P \Rightarrow V_c < V_n \text{ conforme}$$

Diseño por flexión

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - 2)} \rightarrow A_s = 7.9996 \text{ cm}^2$$

$$A_s * f_y$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * S} \rightarrow a = 0.94 \text{ cm}$$

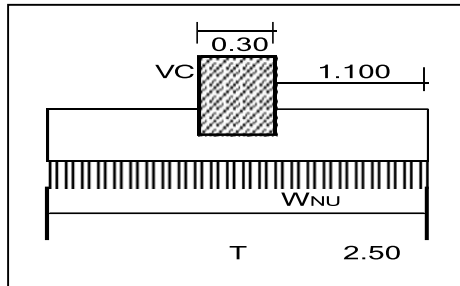
$$A_s = 7.2731 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 0.856 \text{ cm}$$

$$A_s = 7.2664 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 0.856 \text{ cm}$$

$$A_s = 7.266 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 0.856 \text{ cm}$$

$$A_s = 7.266 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 0.856 \text{ cm} \dots \dots \text{ conforme}$$

$$\text{USAR: } 2.55 \text{ } 8 \phi 3/4" @ 0.19 \text{ m}$$

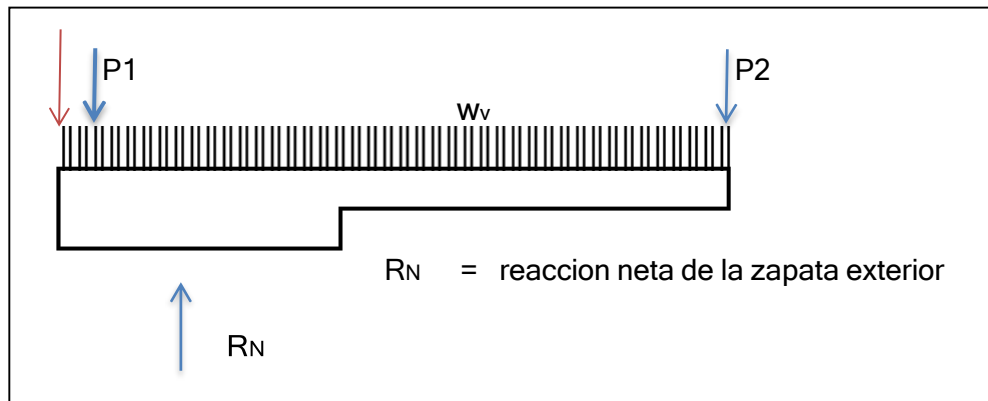


Refuerzo transversal

$$A_{STemp} = 0.0018 * b * t \rightarrow A_{STemp} = 24.75 \text{ cm}^2$$

USAR: 12.5 13 ϕ 5/8" @ 0.19 m

Diseño de la zapata interior



$$P2 \text{ efectivo} = P2 - P1 - Wv \cdot Lv + RN$$

$$P2 \text{ efectivo} = -38.60 \text{ tn}$$

$$P2 \text{ efectivo} = P2U - P1U - WVU \cdot Lvu + Rnu$$

$$P2 \text{ efectivo} = -55.78 \text{ tn}$$

$$Az = \frac{P_{2\text{efectivo}}}{\sigma_n}$$

$$Az = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$S2 = 1.684 \rightarrow m \rightarrow T2 = 1.784$$

$$\text{Usar: } T2 \cdot S2 = (2.50 \times 2.20) \text{ m}^2$$

$$Wnu = \frac{P_{2\text{efectivo}}}{Az} = 18.56 \text{ Tn/m}^2$$

$$LV = \frac{T2 - t2}{2} \rightarrow LV = 1.05 \text{ m}$$

$$Mu_{\text{max}} = \frac{Wnu \cdot l_v^2}{2}$$

$$Mu_{\text{max}} = 25.573 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Usar: } h_{\text{min}} = 0.50 \text{ m} \rightarrow d_{\text{pr}} = 0.4059$$

Verificando por punzonamiento

$$V_U = PU_{Zefectivo} - W_{nu}(m)(n)$$

$$m = 1.753 \text{ m}$$

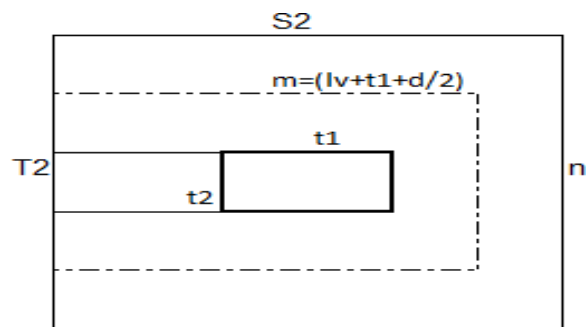
$$n = 0.906 \text{ m}$$

$$V_U = 26.314 \text{ Tn}$$

$$V_n = \frac{V_U}{\phi} = 30.96 \text{ Tn}$$

$$V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \rightarrow V_c = 317.63 \text{ Tn}$$

$$b_o = 2 \cdot m + n = 4.412 \Rightarrow V_c > V_n \rightarrow \text{conforme}$$



Verificación por corte

$$V_{ud} = (W_{nu} \cdot L)(l_v - d)$$

$$V_{ud} = 32.2 \text{ Tn}$$

$$V_n = \frac{V_U}{\phi} = 37.88 \text{ Tn}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 79.195 \rightarrow V_c > V_n \text{ conforme}$$

Diseño por flexión

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \rightarrow A_s = 18.52 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot S} \rightarrow a = 1.49 \text{ cm}$$

$$A_s = 16.978 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 1.362 \text{ cm}$$

$$A_s = 16.952 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 1.360 \text{ cm}$$

$$A_s = 16.951 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 1.360 \text{ cm}$$

$$A_s = 16.95 \rightarrow a = 1.360 \text{ cm} \dots \dots \text{ conforme}$$

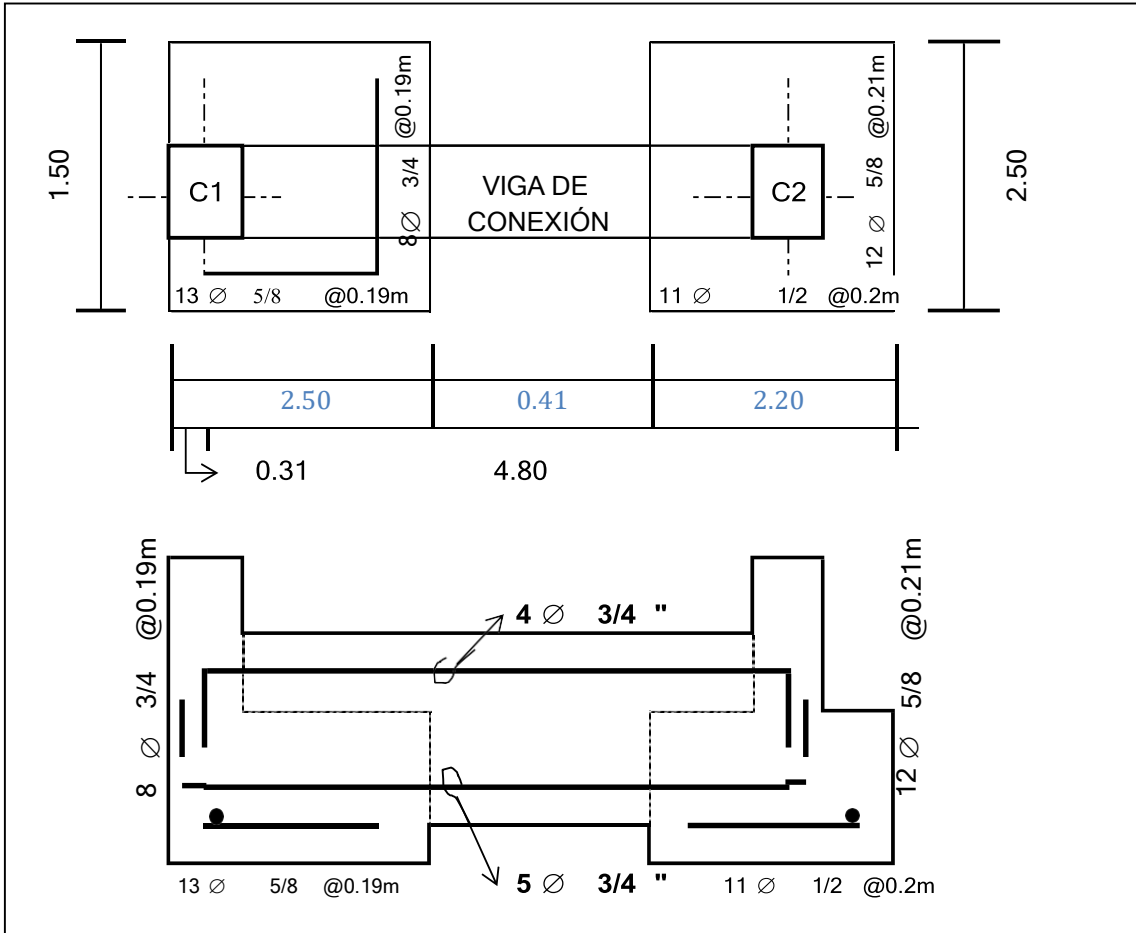
$$\text{USAR: } 13.38 \text{ } 11 \phi \text{ } 1/2" \text{ @ } 0.19 \text{ m}$$

Refuerzo transversal

$$A_{strans} = A_s \frac{T}{S}$$

$$A_{strans} = 19.263 \text{ cm}^2$$

USAR: 9.73 12 ϕ 5/8" @ 0.39 m



Generalidades

Las escaleras son elementos de muy importantes en los proyectos de edificaciones, es por ello que nos lleva a analizarlo detenidamente, por lo tanto, son estructuras aisladas en sí, de este mismo modo son estructuras diseñadas especialmente para los requerimientos de sísmicos, y estas son indispensables para la evacuación de personas en casos de sismos y cualquier otro evento.

En el presente proyecto presenta una con escaleras apoyadas transversalmente, debido a que sus apoyos se encuentran empotrados en las placas PL 04.

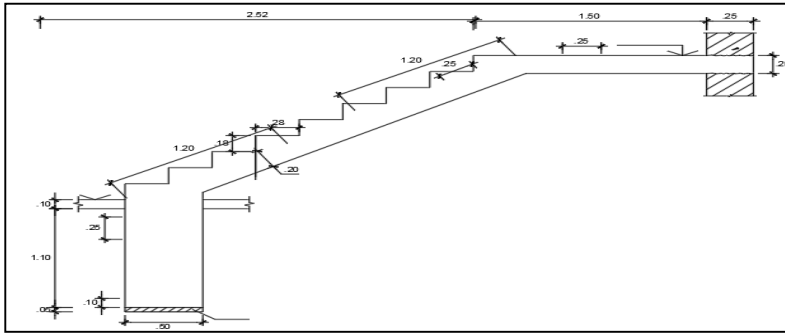
Diseño por flexión

Las escaleras están diseñan para soportar cargas verticales, al comportarse estas como vigas se diseñarán con los mismos requerimientos de flexión y corte, del mismo modo sus momentos estarán determinados según sus condiciones de apoyo.

Se considera para pasos de los tramos inclinados se diseñan como vigas de sección triangular empotradas en un extremo y su descanso como viga rectangular con empotramiento perfecto.

Diseño de escalera 1° tramo

Datos	sobre carga (kg/m ²): 400	a1 (m). 0.25
Contra paso (cp): 0.18 cm	f'c (kg/m ²): 175	l1 (m): 1.50
Paso (p): 0.28 cm	fy (kg/m ²): 4200	l2 (m): 1.68
Garganta (t): 0.20	Tipo de apoyo: rígido	a2 (m): 0.50
	Recubrimiento (cm): 2.0	Ancho (m):1.80



Dimensionamiento de (T)

$$t = \frac{Ln}{20} = \frac{ln}{25}$$

$$t = \frac{3.18}{\left(\frac{20}{25} + \frac{3.18}{25}\right)} = 0.143 \text{ cm}$$

T = 0.20cm

Metrado de carga

$$\text{COS}(\theta) = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = \frac{28}{\sqrt{18^2 + 28^2}}$$

COS(θ) = 0.8412

$$hm = \frac{t}{\text{cos}(\theta)} + \frac{CP}{2}$$

$$hm = \frac{20}{0.8412} + \frac{18}{2} = 32.776 \text{ cm}$$

para la escalera

Detalle	Peso v	Altura	Ancho	f.m.	Total
Peso propio	2.40 tn/m ³	0.327762 m	1.80 m	1.4	1.92 tn/m
Acabado	0.10 tn/m ²	-	1.80 m	1.4	0.25 tn/m
s/c	0.40 tn/m ²	-	1.80 m	1.7	0.122 tn/m

Total 3.46 tn/m

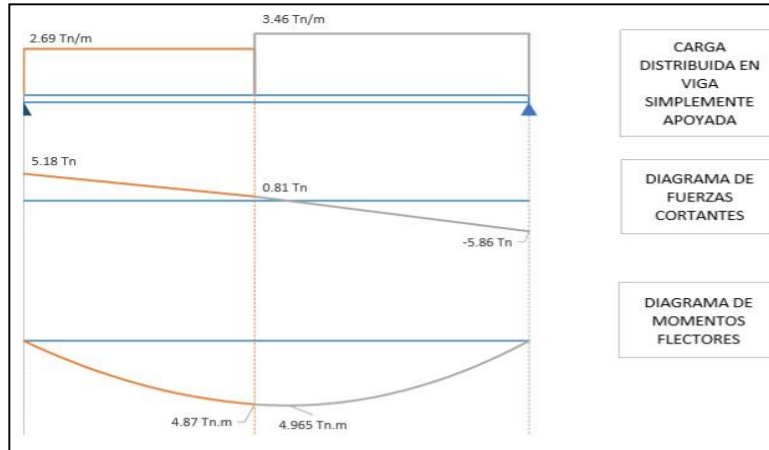
Para el descanso

Detalle	Peso v	Altura	Ancho	f.m.	Total
Peso propio	2.40 Tn/m ³	0.200 m	1.80 m	1.4	1.21Tn/m
Acabado	0.10 Tn/m ²	-	1.80m	1.4	0.25 Tn/m
s/c	0.40 Tn/m ²	-	1.80 m	1.7	1.22 Tn/m

Total = 2.69 Tn/M

Determinando el momento ultimo

El momento ultimo será igual a:



Mu = 4.965 tn.m

Determinar el acero de refuerzo por flexión.

Determinando el peralte efectivo

$$d = t - (2 + \emptyset/2)$$

$$d = 20 - (2 + \frac{1.27}{2}) = 17.365m$$

Determinando el refuerzo positivo de Acero.

$$As(+)= \frac{Mu}{\emptyset fy (d - \frac{a}{2})} =$$

$$As (-) = \frac{As(+). fy}{0.85. f'c . b}$$

A (cm)	As(+)(cm ²)
3.473	8.40448581
1.31835072	7.86249762
1.23008331	7.84178112

Área de refuerzo es igual a AS (+) = 7.842 cm²

Determinando el refuerzo negativo del acero.

$$AS(-) = \frac{As(+)}{3} = \frac{7.842}{3} = 3.921 \text{ cm}^2$$

Determinando el acero de refuerzo mínimo.

$$AS \text{ min} = 0.0018 \cdot (b) \cdot (d)$$

$$AS \text{ min} = 0.0018 (17.365) (180) = 5.626 \text{ cm}^2$$

Determinando acero de temperatura.

$$AS \text{ temp} = 0.0018 \cdot (t) \cdot (b)$$

$$AS \text{ temp} = 0.0018 (20) (100) = 3.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Finalmente se considera:

$$AS (+) = 7.84 \text{ cm}^2$$

$$AS (-) = 5.63 \text{ cm}^2$$

Verificación de corte:

$$Vud = V_{\max} - (W_u)(d) = 5.86 - 3.458 (0.174) = 5.26 \text{ Tn}$$

$$Vud' = Vud(\cos(\theta)) = 5.26(0.841) = 4.424 \text{ Tn}$$

$$V_n = \frac{Vud'}{\phi} = \frac{4.424}{0.85} = 5.205 \text{ Tn}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot (180)(17.365) = 21915.036 \text{ Kg}$$

$$V_c = 21.915 \text{ tn}$$

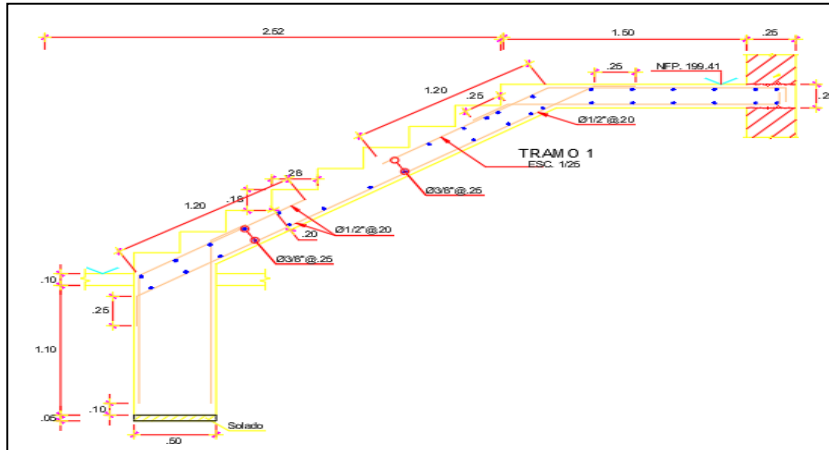
$$V_n < V_c \text{ (cumple, el concreto absorbe el corte).}$$

Determinación del espaciamiento del acero a utilizar:

$$AS (+) = 7 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2' \text{ @ } 0.25 \text{ m}$$

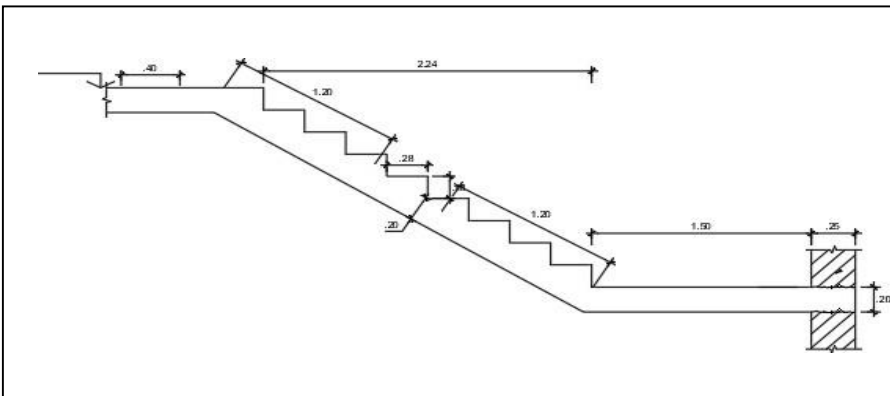
$$AS (-) = 8 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8' \text{ @ } 0.25 \text{ m}$$

$$As \text{ temp} = \emptyset \text{ } 3/8' \text{ @ } 0.15 \text{ m}$$



Diseño de escalera tramo 2

Datos	Sobre carga (kg/m^2): 400	a1 (m): 0.00
Contra paso (cp): 0.18 cm	$f'c$ (kg/m^2): 175	l1 (m): 2.24
Paso (p): 0.28cm	f_y (kg/m^2): 4200	l2 (m): 1.50
Garganta (t): 0.20	Tipo de apoyo: rígido	a2 (m): 0.25
	Recubrimiento (cm): 2.0	Ancho (m): 1.80



Metrado de carga

$$\cos(\theta) = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = \frac{28}{\sqrt{18^2 + 28^2}}$$

$$\cos(\theta) = 0.8412$$

$$hm = \frac{t}{\cos(\theta)} + \frac{CP}{2}$$

$$hm = \frac{20}{0.8412} + \frac{20}{2} = 32.77\text{cm}$$

Para la escalera

Detalle	Peso v	Altura	Ancho	f.m.	Total
Peso propio	2.40 tn/m ³	0.327762 m	1.80 m	1.4	1.98 tn/m
Acabado	0.10 tn/m ²	-	1.80 m	1.4	0.25 tn/m
s/c	0.40 tn/m ²	-	1.80 m	1.7	1.22 tn/m

Total = 3.46 tn/m

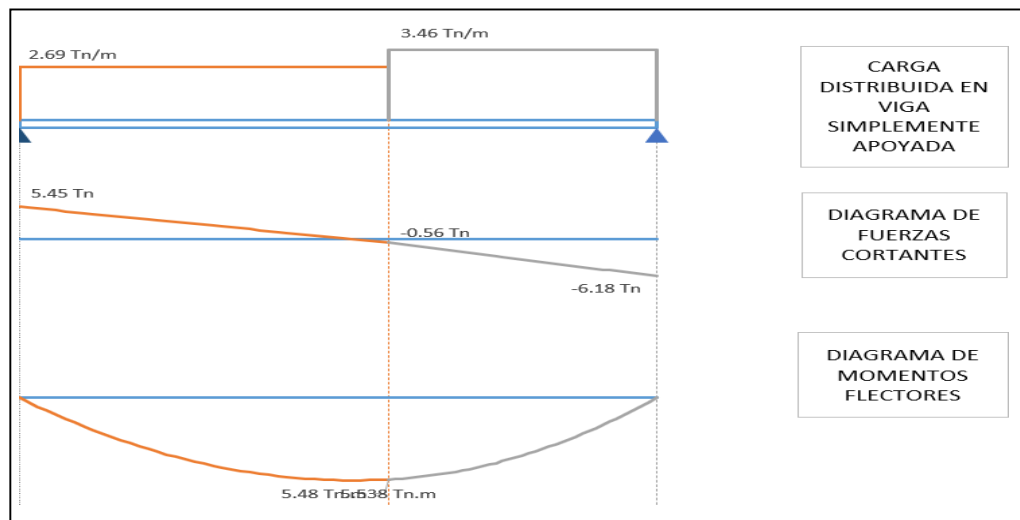
Para el descanso

Detalle	Peso v	Altura	Ancho	f.m.	Total
Peso propio	2.40tn/m ³	0.200 m	1.80 m	1.4	1.21 tn/m
Acabado	0.10tn/m ²	-	1.80m	1.4	0.25 tn/m
s/c	0.40tn/m ²	-	1.80 m	1.7	0.1.22 tn/m

Total = 2.69 tn/m

Determinando el momento ultimo

El momento ultimo será igual a:



Mu = 5.538 Tn.m

Determinar el refuerzo de acero por flexión.

Determinando el peralte efectivo

$$d = t - (2 + \emptyset/2)$$

$$d = 20 - (2 + \frac{1.27}{2}) = 17.365\text{cm}$$

Determinando el refuerzo positivo de Acero.

$$As(+)= \frac{Mu}{\emptyset fy (d - \frac{a}{2})}$$

$$As(-) = \frac{As(+).fy}{0.85.f_c.b}$$

A (cm)	As(+)(cm ²)
3.473	9.373401
1.4703749	8.8092355
1.3780144	8.7848404

Área de refuerzo es igual a AS (+) = 8.785 cm²

Determinando el refuerzo negativo del acero.

$$AS(-) = \frac{As(+)}{3} = \frac{8.785}{3} = 4.392 \text{ cm}^2$$

Determinando el acero de refuerzo mínimo.

$$AS \text{ min} = 0.0018. (b). (d)$$

$$AS \text{ min} = 0.0018 (17.365) (180) = 5.626 \text{ cm}^2$$

Determinando acero de temperatura.

$$AS \text{ temp} = 0.0018. (t). (b)$$

$$AS \text{ temp} = 0.0018 (20) (100) = 3.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Finalmente se considera:

$$AS (+) = 8.78 \text{ cm}^2$$

$$AS (-) = 5.63 \text{ cm}^2$$

Verificación de corte:

$$Vud = Vmax - (Wu)(d) = 6.182 - 3.458 (0.174) = 5.581 \text{ Tn}$$

$$Vud' = Vud(\cos(\theta)) = 5.581 (0.841) = 4.695 \text{ Tn}$$

$$Vn = \frac{Vud}{\phi} = \frac{4.695}{0.85} = 5.523 \text{ Tn}$$

$$Vc = 0.53 \sqrt{f_c} . b . d$$

$$Vc = 0.53 . \sqrt{175} . (180)(17.365) = 21915.036 \text{ Kg}$$

$$Vc = 21.915 \text{ Tn}$$

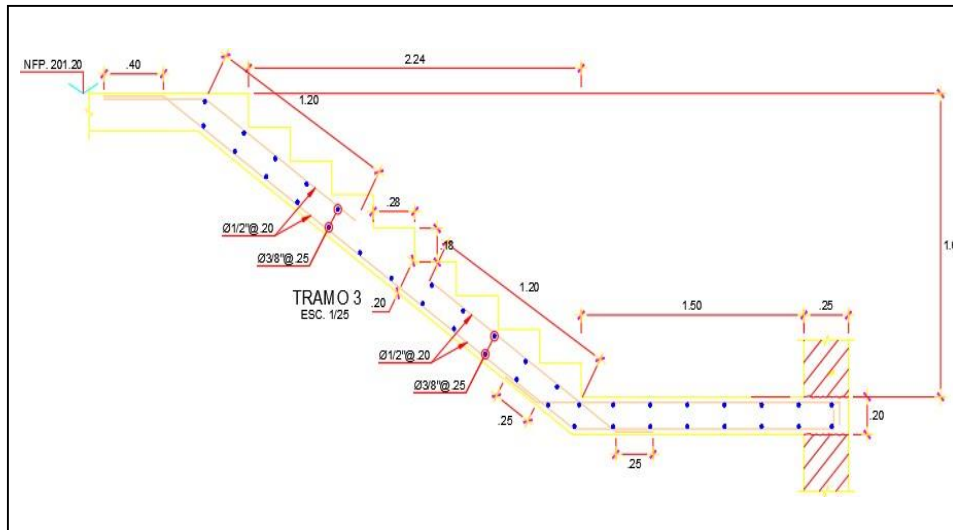
$Vn < Vc$ (cumple, el concreto absorbe el corte).

Determinación del acero a utilizar:

AS (+) = 7 Ø 1/2' @ 25 cm

AS (+) = 8 Ø 3/8' @ 25 cm

AS Temp = Ø 3/8' @ 0.15m



Generalidades

Anexo 29: Diseño del ascensor

características	Propuesta (TRISQUEL ELEVADORES SAC)
Carga	1000Kg. / 13 personas
Velocidad	1 m/s
Recorrido	12.00 m
Paradas	3 paradas
Cabina	
Dimensiones del interior	1.30m x 1.50 m
Altura	2.20 m
Hueco	
Dimensiones	1.95 m de ancho x 1.90 m de fondo
Foso	1.10m

Datos de diseño

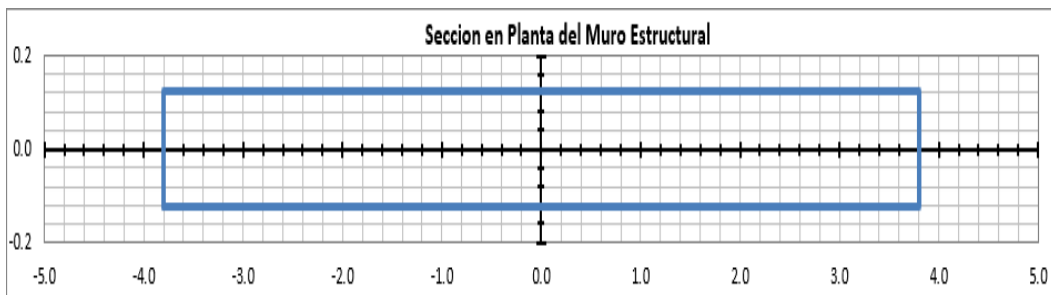
$$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_m = 7.60 \text{ m}$$

$$\text{Anch} = 0.25 \text{ m}$$

$$h_m = 12 \text{ m}$$



Cargas y combinaciones de diseño

Dirección x-x	Dirección y-y
Pcm = 94.99 tn	Pcm = 94.99 tn
Pcv = 5.06 tn	Pcv = 5.06 tn
Pcs = 0.01 tn	Pcs = 0.01 tn
Mcm = 10.63 tn-m	Mcm = 0.01 tn-m
Mcv = 1.05 tn-m	Mcv = 0.01 tn-m
Mcs = 0.01 tn-m	Mcs = 0.01 tn-m
Vcm = 0.01 tn	Vcm = 0.01 tn

Combinaciones de Diseño	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
	Pux(tn)	Mux(tn-m)	Vux(tn)	Puy(tn)	Muy(tn-m)	Vuy(tn)
1.4cm+1.7cv	141.1	16.7	0	141.1	0	0
1.25(cm+cv)+cs	124.7	14.6	0	124.7	0	0
1.25(cm+cv)-cs	124.6	14.6	0	124.6	0	0
0.9cm+cs	85.2	9.6	0	85.2	0	0
0.9cm-cs	55.2	9.6	0	85.2	0	0
Envolvente	120	17	0	141	0	0

Combinaciones de Diseño	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
	Pux(tn)	Mux(tn-m)	Vux(tn)	Puy(tn)	Muy(tn-m)	Vuy(tn)
1.4cm+1.7cv	141.1	16.7	0	141.1	0	0
1.25(cm+cv)+cs	124.7	14.6	0	124.7	0	0
1.25(cm+cv)-cs	124.6	14.6	0	124.6	0	0

Verificación De Necesidad De Elementos De Confinamiento

El muro estructural necesitara elementos de confinamiento si el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema es mayor de:

$$0.2f_c = 56.00 \text{ kg/cm}^2$$

Área neta del muro estructural:

$$A_g = 119000.00 \text{ cm}^2$$

Momento de inercia respecto al eje y-y:

$$I_{y-y} = 914533333.33 \text{ cm}^4$$

carga axial último en el muro estructural:

$$P_u = 1.4 P_{cm} + 1.5 P_{cv} = 140120.55 \text{ kg}$$

Momento último en el muro estructural

$$M_u = 1.4 (M_b) = 2333930.20 \text{ kg} - \text{cm}$$

Esfuerzo de compresión en la fibra extrema:

$$f_c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \left(\frac{L_m}{2}\right)}{I_{y-y}} = 8.345 \text{ kg/cm}^2 < 0.2f_c = 56.00 \text{ kg/cm}^2$$

No Necesita de Elementos de Confinamiento

Determinación de los refuerzos de acero en el muro estructural

b. Verificación del Requerimiento de Refuerzo de Acero en Dos Capas

$$\text{Si: } t_m = 0.25\text{m} > 0.25\text{m}$$

Refuerzo en dos capas

$$\text{Si: } V_u = 0.04\text{tn} > 0.53 \sqrt{f_c}. A_{cv} = 168.50 \text{ tn}$$

Refuerzo en una capa

Determinación de los requerimientos de refuerzo mínimo longitudinal en el muro estructural

Cuantía de acero vertical en el muro:

$$A_{sv}$$

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} > 0.0025$$

Espaciamiento máximo del refuerzo:

$$s = 0.45 \text{ m} = 0.45\text{m}$$

$$3t_m = 0.75\text{m}$$

Área resistente al corte por unidad de metro:

$$A_{cv}/m = 2500.00 \text{ cm}^2/m$$

Área de acero vertical por unidad de metro:

$$\rho_v \cdot A_{cv} = 6.25 \text{ cm}^2/m$$

La distribución de acero vertical en el muro será de:

Ø	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"
Área	1.42	2.54	3.96	5.70
s (cm)	22.72	40.64	63.36	91.20

Numero de capas del refuerzo vertical:

$$N^\circ = 2$$

Distribución de acero en:

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

Ø 3/8" @ 0.225 m

Determinación de los requerimientos de refuerzo por corte en el muro estructural

Calculamos el factor α_c :

$$h_m/L_m = 2.31 \dots \dots \dots > \alpha_c = 0.53$$

Resistencia al cortante del área A_{cv} del muro:

$$V_c = \alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cv} = 168.503 \text{ tn}$$

Resistencia al cortante nominal del área A_{cv} del muro:

$$V_n = (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \rho_v \cdot f_y) \cdot A_{cv} = 176.483 \text{ tn}$$

Cortante desarrollado de la resistencia a flexión nominal

$$V_{fn} = \left(\frac{M_u}{\phi} \right) \cdot \frac{2}{h_m} = 2.315 \text{ tn}$$

El valor de ϕ para el cortante es de $\phi=0.85$, sin embargo, deberá tomarse $\phi=0.60$, si la resistencia al cortante nominal V_n es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia a flexión nominal V_{fn} . En forma conservadora se tomará $\phi=0.60$

Resistencia al cortante del acero de refuerzo:

$$V_s = \frac{V_u - V_c}{\phi} = \frac{0.0 - 168.5}{0.60} = -168.45 \text{ tn}$$

La separación del refuerzo horizontal estará dada por:

$$S = (A_v \cdot f_y \cdot d) / V_s$$

Ø	3/8"	1/2"	5/8"
A _v (cm ²)	1.42	2.54	3.96
s (cm)	-21.53	-38.51	-60.03

Numero de capas del refuerzo vertical:

$$N^\circ = 2$$

Distribución de acero en:

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ø } 3/8" @ 0.20 \text{ m}$$

Determinación De Los Refuerzos De Acero En Las Columnas De Confinamiento

A. Verificación de los elementos de confinamiento actuando como columnas cortas

En esta condición las columnas toman las cargas verticales debidas a las cargas de gravedad y de sismo.

Fuerza axial máxima sobre el elemento de confinamiento "Pu Max":

$$P_u(\text{muro}) = 1.4(P_{cm} + P_{cv} + P_{cs}) = 139.614 \text{ tn}$$

$$P_{u\max} = \frac{P_u(\text{muro})}{2} + \frac{M_u}{L'_m} = 72.983 \text{ tn}$$

$$M_u = 1.4 \cdot M_b = 23.339 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$L'_m = L_m - L_{col(\max)} = 7.35 \text{ m}$$

Determinación del acero longitudinal en la columna derecha e izquierda

$$A_{colisq} = 625.00 \text{ cm}$$

$$P_u \text{ col} = 72.983 \text{ tn}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.01 \cdot A_{col} = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.06 \cdot A_{col} = 37.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ coli}} = 8 \text{ Ø } 1/2"$$

$$A_{s \text{ col}} = 10.16 \text{ cm}^2$$

Cumple los límites de cuantía

Determinamos la resistencia axial máxima de la columna Izquierda y Derecha

$$P_{n \text{ max}} = 0.80 (f_c \cdot (A_g - A_{st}) \cdot 0.85 + A_{st} \cdot f_y)$$

$$P_{n \text{ max}} = 151.20 \text{ tn}$$

Determinamos la resistencia ultima axial máxima de la columna derecha e izquierda

$$P_{u \text{ max}} = 0.70 \cdot P_{n \text{ max}} = 105.842 \text{ tn}$$

$$P_{u \text{ coli}} = 72.983 \text{ tn}$$

La columna es conforme

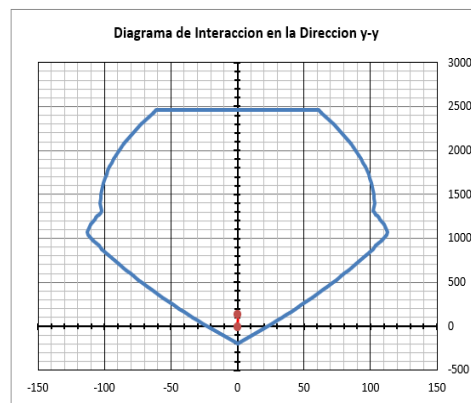
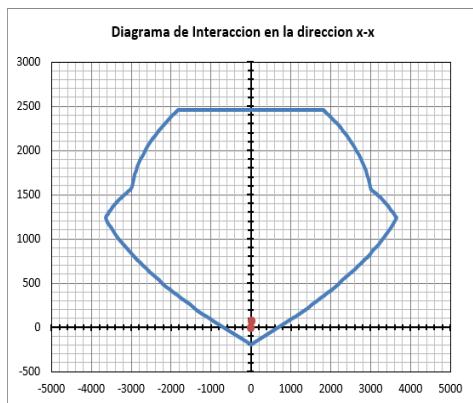
Verificación por flexo compresión de los elementos de confinamiento

Determinamos la carga axial ultima actuante en el muro

$$P_u = 72.98 \text{ tn}$$

Determinamos el momento ultimo actuante en el muro

$$M_u = 23.34 \text{ tm}$$



Determinamos los requerimientos de refuerzo transversal por confinamiento en la dirección de la longitud menor de la columna

Determinación de la separación en la columna Izquierda

$$S = \frac{L_{\text{menor}}}{4} = 0.063 \text{ m}$$

Determinación de altura del núcleo de concreto en columna derecha E izquierda

$$rec = 4 \text{ cm}$$

$$hc = 0.157 \text{ m}$$

$$bc = 0.177 \text{ m}$$

Calculamos el área de acero horizontal en la columna izquierda - 01

$$A_{sh} = 0.3 \cdot s \cdot hc \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right) \cdot f_c / f_y$$

$$s = 0.10 \text{ m}$$

$$A_{sh} = 3.90 \text{ cm}^2$$

Calculamos el área de acero horizontal en la columna izquierda - 02

$$A_{sh}' = 0.09 \cdot hc \cdot f_c / f_y$$

$$A_{sh}' = 0.94 \text{ cm}^2$$

Elegimos la siguiente distribución de aceros, en la columna izquierda

$$4 \Phi 1/2''$$

$$A_{sh} = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh \text{ min}} = 3.90 \text{ cm}^2$$

Cumple

Determinamos los requerimientos de refuerzo transversal por confinamiento en la dirección de la longitud mayor de la columna

Determinación de la separación en la columna derecha E izquierda

$$S = \frac{L_{\text{menor}}}{4} = 0.063 \text{ m}$$

Determinación de altura del núcleo de concreto en columna

$$rec = 4 \text{ cm}$$

$$hc = 0.157 \text{ m}$$

$$bc = 0.177 \text{ m}$$

Calculamos el área de acero horizontal en la columna

$$A_{sh} = 0.3 \cdot s \cdot hc \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right) \cdot f_c / f_y$$

$$s = 0.10 \text{ m}$$

$$A_{sh} = 3.90 \text{ cm}^2$$

Calculamos el área de acero horizontal en la columna

$$A_{sh}' = 0.09 \cdot hc \cdot f_c / f_y$$

$$A_{sh}' = 0.94 \text{ cm}^2$$

Elegimos la siguiente distribución de aceros, en la columna izquierda

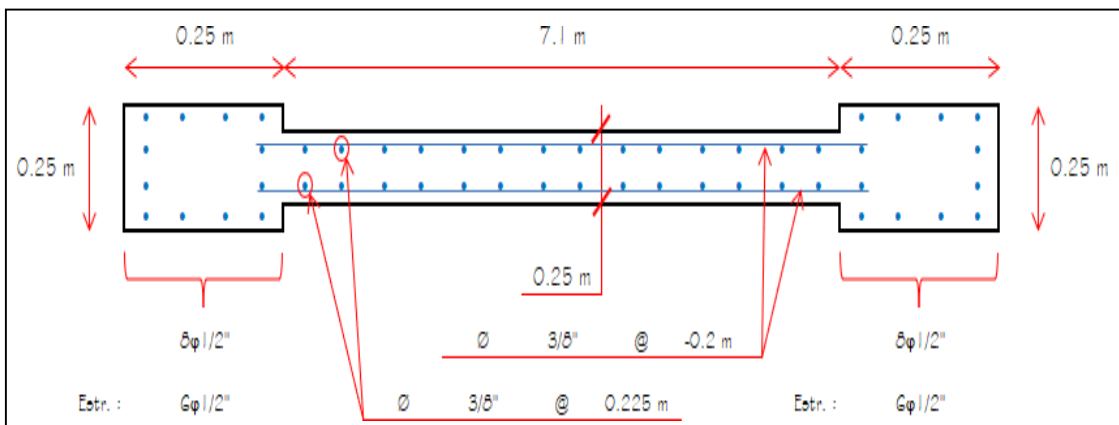
$$6 \Phi 3/8''$$

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

$$A_{sh \text{ min}} = 43.90 \text{ cm}^2$$

Cumple

Diagrama Final Del Muro Estructural



Datos:

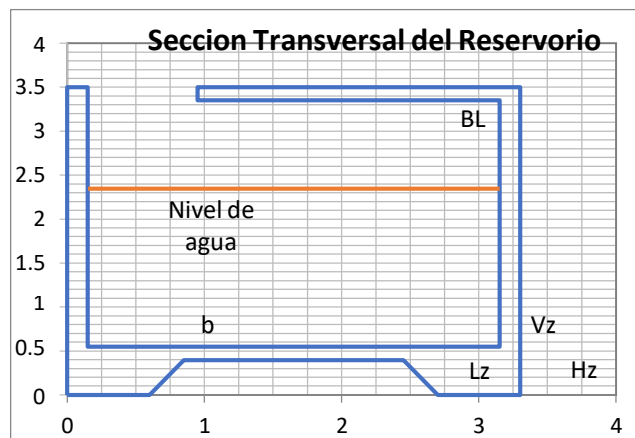
- volumen del reservoir → $V = 15 \text{ M}^3$
- Altura del agua → $h = 1.80 \text{ m}$
- Intervalo de medida → $it = 0.25 \text{ m}$
- borde libre → $Bl = 1.00 \text{ m}$
- Espesor de la cimentacion → $H_z = 0.55 \text{ m}$
- Longitud Ensanchamiento → $L_z = 0.60 \text{ m}$
- Peso Especifico del Agua → $\gamma_a = 1000.00 \text{ Kg/m}^3$
- Peso Especifico concreto → $\gamma_c = 2400.00 \text{ Kg/m}^3$
- Peso Especifico Terreno → $\gamma_t = 1800.00 \text{ Kg/m}^3$
- Capacidad Portante → $\sigma_t = 1.50 \text{ Kg/m}^2$
- Resistencia del Concreto → $f'c = 280.00 \text{ Kg/cm}^2$
- Esfuerzo de Fluencia Acero → $f'c = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$

Ancho de la Pared = 3 m

Altura Total del Muro = 2.80 m

Volumen Real de Almacenamiento
= 16.20 m³

Tipo → Libre – Midle: Empotrado
– Botton: Empotrado



Análisis y diseño de las paredes del reservorio

Utilizando el Metodo PCA se determina momentos y fuerzas cortantes, en los reservorios apoyados o superficiales, típicos para poblaciones rurales; se utiliza preferentemente la condición que considera la tapa libre y el fondo empotrado. Para este caso y cuando actúa solo el empuje del agua, la presión en el borde es cero y la presión máxima (P) ocurren en la base.

El análisis se realiza cuando el reservorio se encuentra lleno y sujeto a la presión del agua. Para el cálculo de momentos utilizamos los coeficientes (k) propuestos

por el PCA, los cuales se encuentran en función de el ancho de la pared (b) y la altura de agua (h).

Obtenemos la relación b/h:

$$\frac{b}{h} = \frac{3.00}{1.80} = 1.67$$

cumple con la relacion: $0.5 \leq \frac{b}{h} = 1.67 \leq 3.0$

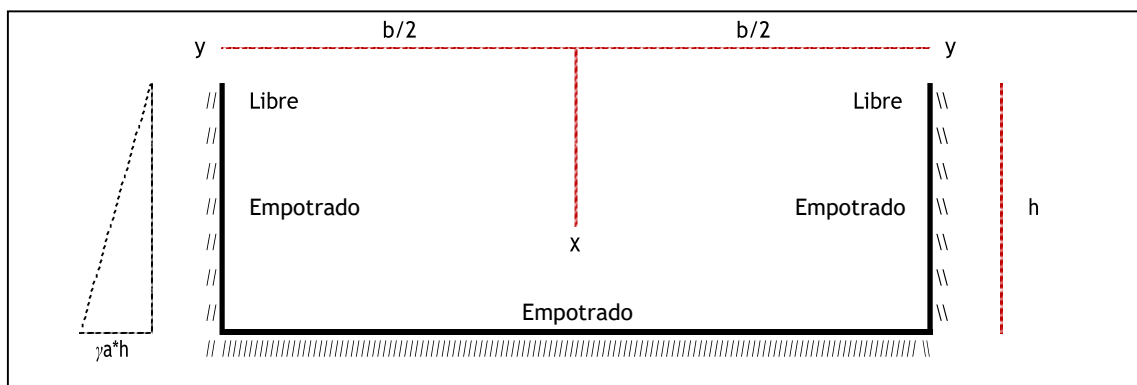
Debemos definir la relacion a ser utilizada para el cálculo de los momentos:

$$\frac{b}{h} = 1.75$$

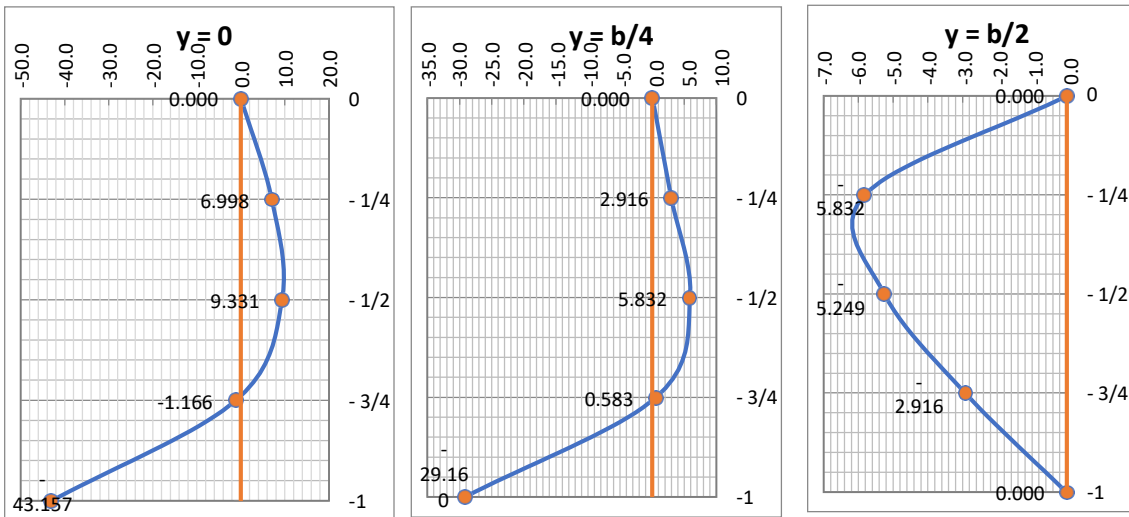
Para la relación se presentan los coeficientes (k) para el cálculo de los momentos, cuya información se muestra a continuación:

b/h	x/h	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
1.75	0	0.000	0.025	0.000	0.007	0.000	-0.050
	1/4	0.012	0.022	0.005	0.008	-0.010	-0.052
	1/2	0.016	0.016	0.010	0.009	-0.009	-0.046
	3/4	-0.002	0.005	0.001	0.004	-0.005	-0.027
	1	-0.074	-0.015	-0.050	-0.010	0.000	0.000

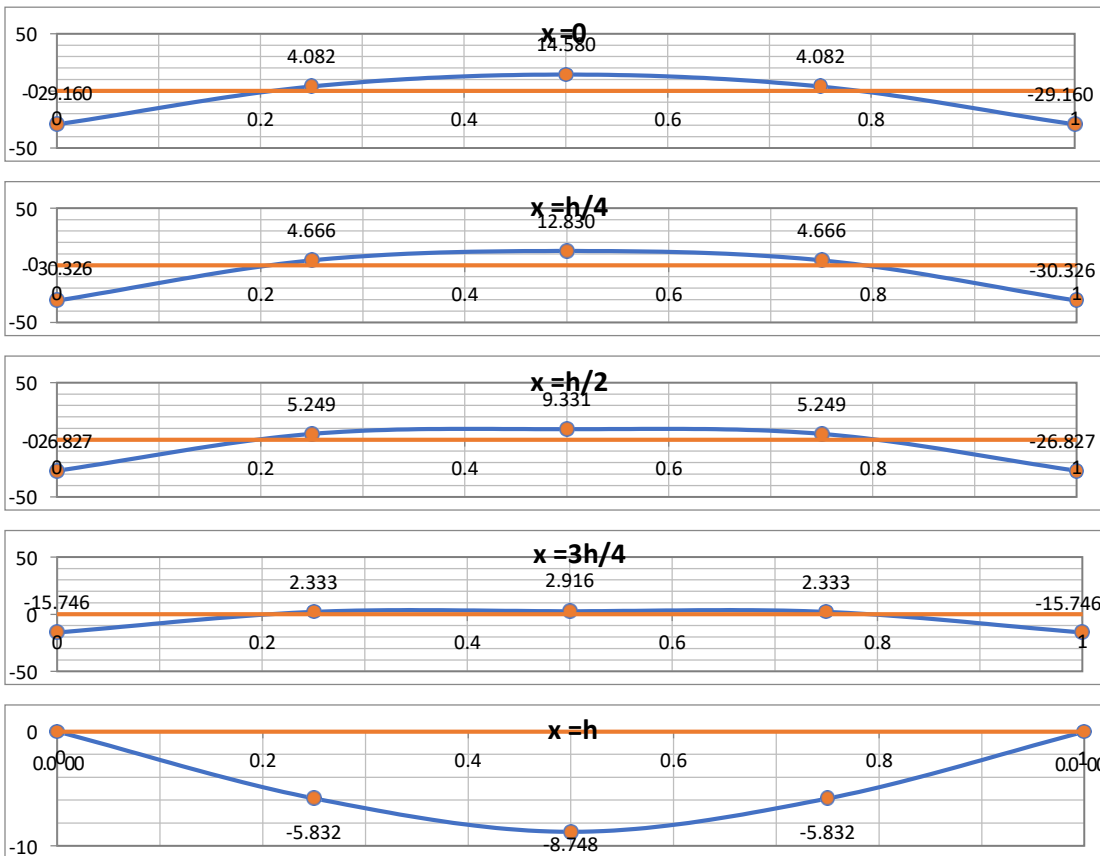
Valores de los momentos verticales y horizontales (Klg-m).



Graficamos los momento verticales Mx (kg-m), tenemos:



Graficamos los momentos horizontales M_y (kg-m), tenemos:



De los gráficos se puede ver que el máximo momento absoluto es:

$$M_{\max} = 43.157 \text{ Kg} - \text{m}$$

El espesor de la pared (e) originado por un momento "M" y el esfuerzo de tracción por flexión (f_t) en cualquier punto de la pared, se determina mediante el método elástico sin agrietamiento, cuyo valor se estima mediante:

$$e_l = \frac{\sqrt{(6 \cdot M_{\max})}}{\sqrt{(f_r \cdot b)}} = \frac{\sqrt{(6 \cdot M_{\max})}}{\sqrt{(2 \cdot f_r \cdot b)}}$$

Donde $\rightarrow M_{\max}$: Es el momento Maximo (kg-m)

f_r : Es la resistencia del concreto a tracción por flexión (kg/cm²); $f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c}$;

$\Rightarrow f_r = 2$

según el Art. 9.6.2.3 - E060 - RNE

b : Es el ancho de analisis del muro, para este caso 1.00 m

f'_c : Es la resistencia a compresion del concreto (kg/cm²)

Por lo tanto el espesor de la pared será

$$f_r = 33.47 \text{ Kg/cm}^2$$

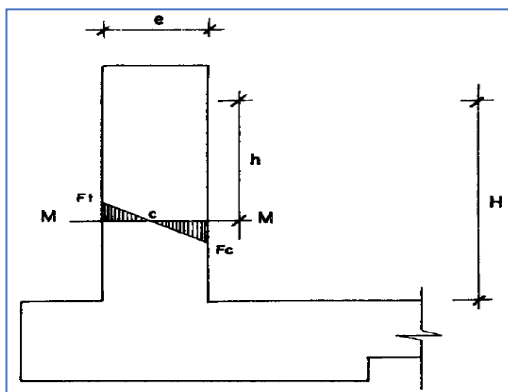
$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$e_l = 2.782 \text{ cm}$$

$$e_{\min} = 25.00 \text{ cm}$$

El espesor de la pared para el diseño de concreto armado sera

$$e_l = 25.00 \text{ cm}$$



Maximo momento absoluto originado por el empuje del agua

Diseño de la armadura vertical del muro

Para el diseño estructural de la armadura vertical de la pared se considera el momento maximo absoluto.

Para la armadura vertical resulta un momento (M_x) igual:

$$1.7 M_x = 73.367 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$r_l = 5.00 \text{ cm} \rightarrow \text{recubrimiento}$$

$$d_l = 20.00 \text{ cm} \rightarrow \text{peralte efectivo}$$

Calculamos el area de acero con la siguiente ecuación

$$M_u = 0.9 b. d_l. f_c. w(1 - 0.59w)$$

$$\text{Factor de reduccion } f_c = 0.45$$

$$\text{Factor de reduccion } f_y = 0.65$$

$$w_1 = 1.69330$$

$$w_2 = 0.0016$$

$$\rho = 0.00017$$

$$A_{smin} = 0.33 \text{ cm}^2$$

El acero minimo es dado por $\rightarrow A_{smin} = 0.001500 . b. el$

$$A_{smin} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el area de acero que utilizaremos en le muro sera:

$$A_s = 3.75 \text{ cm}^2$$

La distribución de acero vertical en el muro sera de:

\emptyset	3/8"	1/2"	5/8"
Area	0.71	1.27	1.98
s (cm)	18.93	33.87	52.80

$$\emptyset 3/8" @ 0.20 \text{ m}$$

Diseño de la armadura horizontal del muro.

Para el diseno estructural de la armadura horizontal de la pared se considera el momento maximo absoluto:

Para la armadura horizontal el momento (M_y) es igual a:

$$1.7 M_y = 51.555 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$r = 5 \text{ cm} \rightarrow \text{recubrimiento}$$

$$d = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{peralte efectivo}$$

Calculamos el area de acero con la siguiente ecuación:

$$M_u = 0.9 b. d_2. f_c. w(1 - 0.59w)$$

$$\text{Factor de reduccion } f_c = 0.45$$

$$\text{Factor de reduccion } f_y = 0.65$$

$$w_1 = 1.69378$$

$$w_2 = 0.0011$$

$$\rho = 0.00012$$

$$A_{smin} = 0.23 \text{ cm}^2$$

El acero minimo es dado por $\rightarrow A_{smin} = 0.002500 \cdot b \cdot el$

$$A_{smin} = 6.25 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el area de acero que utilizaremos en le muro sera:

$$A_s = 6.25 \text{ cm}^2$$

La distribución de acero vertical en el muro sera de:

\emptyset	3/8"	1/2"	5/8"
Area	0.71	1.27	1.98
s (cm)	11.36	20.32	31.68

Distribucion de acero:

$$\emptyset 1/2" @ 0.20 \text{ m}$$

Verificación por cortante en el muro del reservorio

Se verifica el efecto del cortante en la base del muro del reservorio. El cortante que se produce por el empuje del agua es.

El cortante en la base del muro del reservorio se da cuando:

$$X = 1.80 \text{ m}$$

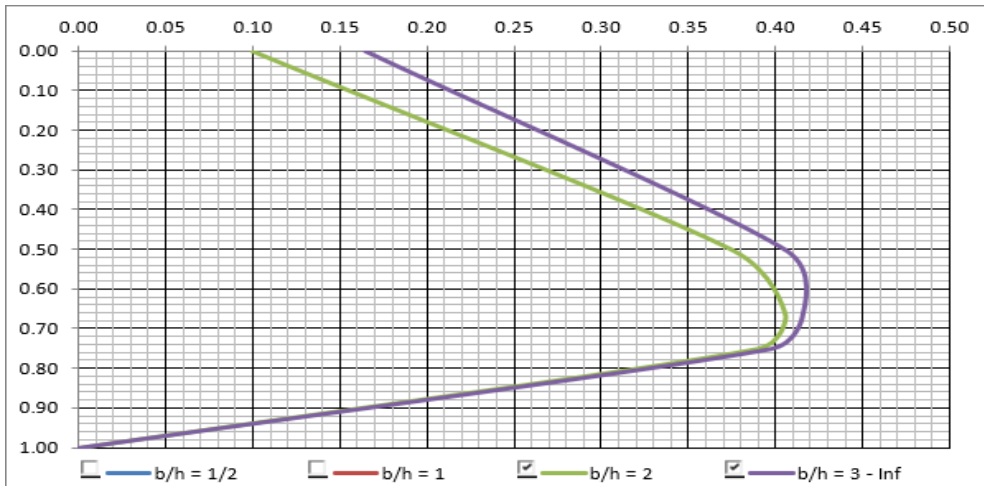
$$V_u = \frac{1.7 (\gamma_a \cdot x \cdot h)}{2} = 275.40 \text{ Kg}$$

Calculamos el cortante usando las tablas del PCA para el tipo de reservorio:

Libre - Midle: Empotrado - Botton: Articulado

b/h	1/2	1	2	3
Centro de la base	0.141wh ²	0.242wh ²	0.380wh ²	0.450wh ²
Vértice de la base	-0.258wh ²	-0.440wh ²	-0.583wh ²	-0.590wh ²
Tope inferior del lado empotrado	0.000wh ²	0.010wh ²	0.100wh ²	0.165wh ²
Centro del lado empotrado	0.128wh ²	0.258wh ²	0.375wh ²	0.406wh ²
Tercio inferior del lado empotrado	0.174wh ²	0.311wh ²	0.406wh ²	0.416wh ²
Cuarto inferior del lado empotrado	0.192wh ²	0.315wh ²	0.390wh ²	0.398wh ²
Total en el borde inferior	0.048wh ²	0.096wh ²	0.204wh ²	0.286wh ²
Total de un lado empotrado	0.226wh ²	0.202wh ²	0.148wh ²	0.107wh ²
Total de los 4 bordes	0.500wh ²	0.500wh ²	0.500wh ²	0.500wh ²

$$\frac{b}{h} = 1.75$$



De la tabla y del grafico anterior obtenemos un cortante maximo de:

$$0.413 \cdot wh^2 \cdot 1.7 = 227.48 F_g$$

La resistencia del concreto al cortante esta dado por la siguiente expresi3n:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d = 15076.614 \text{ Kg}$$

Verificamos el efecto de corte

$$V_u = 275.40 \text{ Kg} < C 15076.614 \text{ Kg} \rightarrow \text{cumple}$$

Revisi3n de la longitud de anclaje del gancho del muro en la cimentaci3n

Revisi3n de la longitud de anclaje del gancho del muro en la cimentaci3n $\phi 3/8$ es:

$$1d_h = \frac{318 \cdot d_b}{\sqrt{f_c}} = 18.62 \text{ cm}$$

La longitud de anclaje del gancho se reduce por los factores que cumplen las condiciones del ACI.

$$r = 0.70$$

Para ganchos de diametro menor a #11 con dobles de 90°, recubrimiento lateral mayor a 6.5 cm

$$r = \frac{A_{s \text{ reg}}}{A_{s \text{ prov}}} = 0.0575$$

La longitud de anclaje del gancho sera finalmente: $L_{d_h} = r_1 \cdot r_2 \cdot 1d_h$

$$L_{d_h} = 0.75 \text{ cm} < H_z = 55.00 \text{ cm}$$

Analisis y dise1o de la losa de cubierta

La losa de cubierta sera considerada como una losa armada en dos sentidos y apoyada en sus cuatro lados. Para el calculo del espesor de la losa tenemos:

Espesor de los apoyos (muros): $e_l = 0.25 \text{ m}$

Luz interna (Ancho muro): $L_1 = 3.00 \text{ m}$

$$L = 3 + \frac{2(0.25)}{2} = 3.25 \text{ m}$$

Hallamos el espesor "e2" de la losa de cubierta:

$$e2 = \frac{L}{36} = \frac{3.25}{36} = 0.09 \text{ m} \rightarrow e2 \text{ min} = 0.25 \text{ m}$$

El espesor de la losa de cubierta para el diseño de concreto armado sera:

$$e2 = 0.25 \text{ m}$$

Segun el Reglamento Nacional de Edificaciones para losas macizas en dos direcciones, cuando la relacion de los dos lados es igual a la unidad, los momentos flexionantes en las fajas centrales son:

$$M_a = M_b = C \cdot W \cdot L^2$$

Donde: $C = 0.036$

W : Es el peso de la carga muerta y la carga viva

L : Es la luz libre entre ejes de los apoyos

El peso de la sobrecarga sera:

Peso Propio (CM)	0.25 m	2400 Kg/m ³	1.4	840.00Kg/m ²
Sobre carga (CV)		200 Kg/m ²	1.7	340.00 Kg/m ²
				$W = 1180.00 \text{ Kg/m}^2$

Reemplazando en la ecuacion de momentos, se tiene:

$$M_a = M_b = 448.70 \text{ Kg} - \text{m}$$

Conocidos los valores de los momentos, se calcula el espesor util "d2" mediante el metodo elastico con la siguiente relacion:

$$d2 = L \cdot [W / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot w(1 - 0.59w))]^{1/2}$$

$$W = \rho \cdot f_y / f_c$$

$$\rho = A_{smin} / (b \cdot e2min)$$

$$A_{smin} = 0.035000 \cdot b \cdot e2min = 87.50 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.9$$

Reemplazando valores en la ecuación anterior tenemos el espesor útil calculado: $d2 = 1.17 \text{ cm}$

Considerando un recubrimiento de: $r2 = 2.50 \text{ cm}$

Tenemos que el espesor de la losa de cubierta sera de:

$$e2 = d2 + r2 = 3.67 \text{ cm}$$

Siendo el Espesor Calculado menor que el Espesor Mínimo, tomamos el espesor e2 anterior

Diseño de la armadura en la losa de cubierta

Para el diseño estructural del refuerzo se considera el momento en el centro de la losa cuyo valor permitiera definir el área de acero.

De los cálculos anteriores tenemos que momento de diseño es:

$$M_x = 448.70 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$r_2 = 2.50 \text{ cm} \rightarrow \text{recubrimiento}$$

$$d_2 = 22.00 \text{ cm} \rightarrow \text{peralte efectivo}$$

Calculamos el área de acero con la siguiente ecuación

$$M_u = 0.9 b \cdot d_2 \cdot f_c \cdot w(1 - 0.59w)$$

$$\text{Factor de reducción } f_c = 0.45$$

$$\text{Factor de reducción } f_y = 0.65$$

$$w_1 = 1.68706$$

$$w_2 = 0.0079$$

$$\rho = 0.00081$$

$$A_{smin} = 1.81 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo es dado por $\rightarrow A_{smin} = 0.003500 \cdot b \cdot e_2$

$$A_{smin} = 8.75 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el área de acero que utilizaremos en el muro será:

$$A_s = 8.75 \text{ cm}^2$$

La distribución de acero vertical en el muro será de:

\emptyset	3/8"	1/2"	5/8"
Area	0.71	1.27	1.98
s (cm)	8.11	14.51	22.63

$$\emptyset 5/8" @ 0.22 \text{ m}$$

Verificación por cortante en la losa de cubierta del reservorio

Se verifica el efecto del cortante en la cara del muro. El cortante que se produce por las cargas en la losa de cubierta es:

El cortante en la cara del muro se da en la luz interna del reservorio:

$$L_i = 3.00 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{1 \cdot W \cdot L_1}{3} = 1180.00 \text{ Kg}$$

La resistencia del concreto al cortante está dado por la siguiente expresión:

$$\emptyset V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d_2 = 16961.190 \text{ kg}$$

Verificamos el efecto de corte

$$V_u = 1180.00 \text{ kg} < \emptyset V_c = 16961.190 \text{ Kg} \rightarrow \text{cumple}$$

Revisión de la longitud de anclaje del gancho de la losa de cubierta en el muro del reservorio

Revisión de la longitud de anclaje del gancho del muro en la cimentación $\varnothing 5/8$ es:

$$1d_h = \frac{318 \cdot d_b}{\sqrt{f_c}} = 30.22 \text{ cm}$$

La longitud de anclaje del gancho se reduce por los factores que cumplen las condiciones del ACI.

$$r = 0.70$$

Para ganchos de diámetro menor a #11 con dobles de 90° , recubrimiento lateral mayor a 6.5 cm y recubrimiento detrás del acero de refuerzo de 5 cm.

$$r = \frac{A_{s \text{ reg}}}{A_{s \text{ prov}}} = 0.2059$$

La longitud de anclaje del gancho será finalmente: $L_{dh} = r_1 \cdot r_2 \cdot 1d_h$

$$L_{dh} = 0.46 \text{ cm} < H_z = 25.00 \text{ cm} \rightarrow \text{cumple}$$

Análisis y diseño de la losa de fondo

Para el diseño de la losa de fondo, asumiremos un espesor inicial:

$$e_3 = 0.25 \text{ m}$$

Con la altura de agua y espesor de la losa de fondo procedemos a calcular la fuerza ejercida sobre esta losa:

Peso del agua (CV)	1.80 m	100 Kg/m ³	1.4	252.00 Kg/m ²
Peso propio (CM)	0.25 m	2400 Kg/m ³	1.7	1012.00 Kg/m ²

$$W = 1272.00 \text{ Kg/m}^2$$

La losa de fondo será analizada como una placa flexible y no como una placa rígida, debido a que el espesor es pequeño en relación a la longitud; además la consideraremos apoyada en un medio cuya rigidez aumenta con el empotramiento.

Dicha placa estará empotrada en los bordes.

Debido a la acción de las cargas verticales actuantes para una luz de:

$$L = 3.25 \text{ m}$$

Se originan los siguientes momentos de empotramiento en los extremos:

$$M = -\frac{WL^2}{384} = 34.99 \text{ Kg} - \text{m}$$

Para losas planas rectangulares reforzadas con acero en dos direcciones,

Timoshenko recomienda los siguientes coeficientes:

Para un momento de empotramiento: 0.5290

Para un momento en el centro: 0.0513

Utilizando los coeficientes mencionados anteriormente tenemos los siguientes momentos:

Momento de empotramiento : $M_e = -37.02 \text{ Kg} - \text{m}$

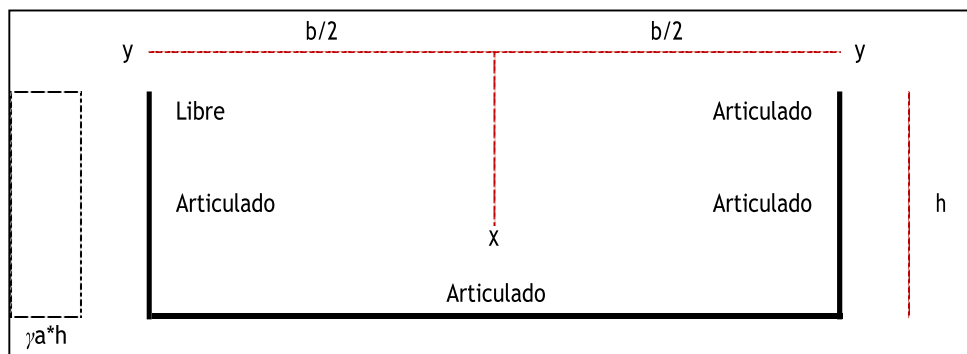
Momento en el centro: $M_c = 1.79 \text{ Kg} - \text{m}$

Calculamos el momento de acuerdo a las tablas de la PCA: $b/h = 1.75$

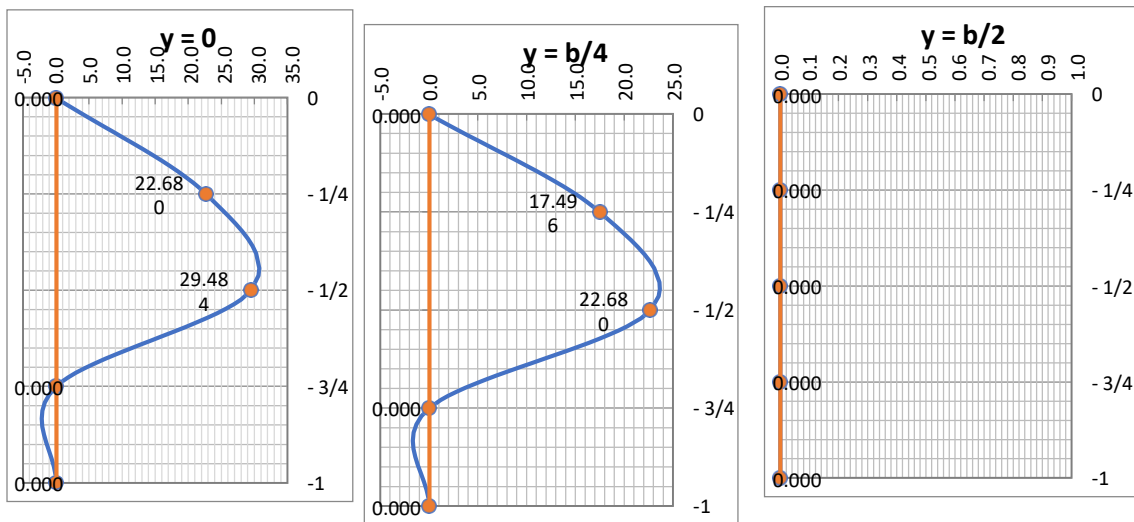
Para la relación se presentan los coeficientes (k) para el cálculo de los momentos, cuya información se muestra a continuación.

b/h	x/h	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
1.75	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	1/4	0.070	0.029	0.054	0.029	0.000	0.000
	1/2	0.091	0.040	0.070	0.039	0.000	0.000
	3/4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

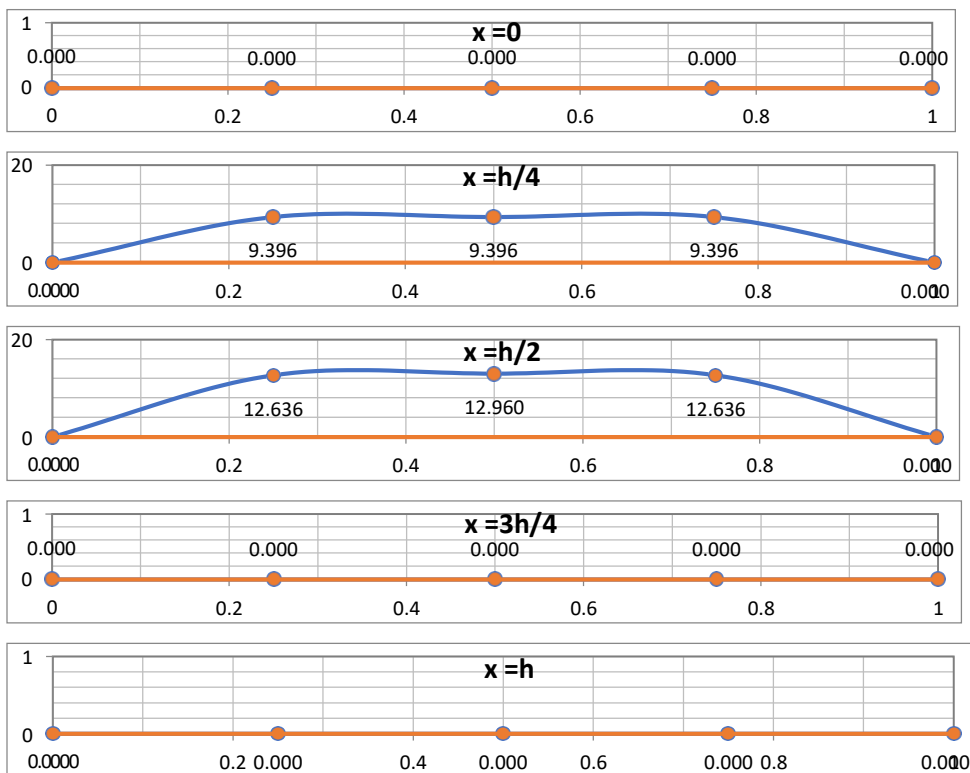
Valores de los momentos verticales y horizontales (Kg-m)



Graficamos los momento verticales M_x (kg-m), tenemos:



Graficamos los momento horizontales M_y (kg-m), tenemos:



De los graficos se puede ver que el máximo momento absoluto es:

$$M_{max} = 29.484 \text{ Kg} - \text{m}$$

Revisamos el espesor, considerando como máximo momento absoluto:

$$\text{Momento para el diseño } M = 37.02 \text{ Kg} - \text{m}$$

Conocidos los valores de los momentos, se calcula el espesor util "d3" mediante el metodo elastico con la siguiente relacion:

$$d_2 = L \cdot [W / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot w(1 - 0.59w))]^{1/2}$$

$$W = \rho \cdot f_y / f_c$$

$$\rho = A_{smin} / (b \cdot e_{3min})$$

$$A_{smin} = 0.035000 \cdot b \cdot e_{3min} = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.9$$

Reemplazando valores en la ecuación anterior tenemos el espesor útil calculado: $d_3 = 3.24 \text{ cm}$

Considerando un recubrimiento de: $r_3 = 5.00 \text{ cm}$

Tenemos que el espesor de la losa de cubierta sera de:

$$e_3 = d_3 + r_3 = 8.24 \text{ cm}$$

Siendo el Espesor Calculado menor que el Espesor Mínimo, tomamos el espesor e_3 anterior

Diseño de la armadura en la losa de fondo

Para el diseño estructural del refuerzo se considera el momento en el centro de la losa cuyo valor permitira definir el area de acero.

De los calculos anteriores tenemos que momento de diseño es:

$$M_x = 37.02 \text{ kg} - \text{m}$$

$r_3 = 5 \text{ cm} \rightarrow$ recubrimiento

$d_3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ peralte efectivo

Calculamos el area de acero con la siguiente ecuacion

$$M_u = 0.9 b \cdot d_3 \cdot f_c \cdot w(1 - 0.59w)$$

Factor de reduccion $f_c = 0.45$

$$w_1 = 1.69410$$

$$\rho = 0.00008$$

Factor de reduccion $f_y = 0.65$

$$w_2 = 0.0008$$

$$A_{smin} = 0.17 \text{ cm}^2$$

El acero minimo es dado por $\rightarrow A_{smin} = 0.003500 \cdot b \cdot e^2$

$$A_{smin} = 8.75 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el area de acero que utilizaremos en le muro sera:

$$A_s = 8.75 \text{ cm}^2$$

La distribución de acero vertical en el muro sera de:

\emptyset	3/8"	1/2"	5/8"
Area	0.71	1.27	1.98
s (cm)	8.11	14.51	22.63

Distribucion de acero

$$\emptyset 5/8" @ 0.22 \text{ m}$$

Verificacion por cortante en la losa de fondo del reservorio

Se verifica el efecto del cortante en la cara del muro. El cortante que se produce por las cargas en la losa de fondo es:

El cortante en la cara del muro se da en la luz interna del reservorio:

$$L_i = 3.00 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{1 \cdot W \cdot L_1}{3} = 1272.00 \text{ Kg}$$

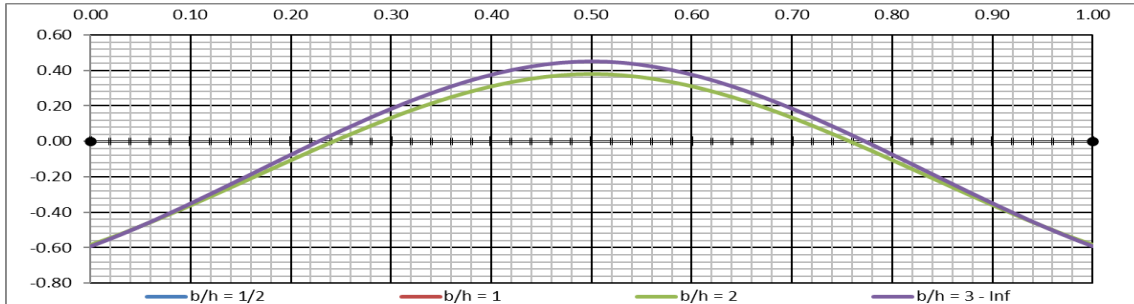
Calculamos el cortante usando las tablas del PCA para el tipo de reservorio:

Libre - Midle: Empotrado - Botton: Articulado

b/h	1/2	1	2	3
Centro de la base	0.141wh ²	0.242wh ²	0.380wh ²	0.450wh ²
Vértice de la base	-0.258wh ²	-0.440wh ²	-0.583wh ²	-0.590wh ²
Tope inferior del lado empotrado	0.000wh ²	0.010wh ²	0.100wh ²	0.165wh ²
Centro del lado empotrado	0.128wh ²	0.258wh ²	0.375wh ²	0.406wh ²
Tercio inferior del lado empotrado	0.174wh ²	0.311wh ²	0.406wh ²	0.416wh ²
Cuarto inferior del lado empotrado	0.192wh ^{2b}	0.315wh ^{2b}	0.390wh ^{2b}	0.398wh ^{2b}
Total en el borde inferior	0.048wh ^{2b}	0.096wh ^{2b}	0.204wh ^{2b}	0.286wh ^{2b}
Total de un lado empotrado	0.226wh ^{2b}	0.202wh ^{2b}	0.148wh ^{2b}	0.107wh ^{2b}
Total de los 4 bordes	0.500wh ^{2b}	0.500wh ^{2b}	0.500wh ^{2b}	0.500wh ^{2b}

raficamos la variación del cortante para una relación de:

$$b/h = 1.75$$



De la tabla y del gráfico anterior obtenemos un cortante máximo de:

$$0.600 \cdot wh^2 \cdot 1.7 = 330.480 \text{ Kg}$$

La resistencia del concreto al cortante está dado por la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d^3 = 15076.614 \text{ Kg}$$

Verificamos el efecto de corte

$$V_u = 1272.00 \text{ Kg} < \phi V_c = 15076.614 \text{ Kg} \quad \rightarrow \text{cumple}$$

Revisión de la longitud de anclaje del gancho de la losa de fondo en el muro del reservorio:

La longitud básica de anclaje de un gancho estándar, para acero de diámetro de: $\phi 5/8$ " es:

$$1d_h = \frac{318 \cdot d_b}{\sqrt{f_c}} = 30.22 \text{ cm}$$

La longitud de anclaje del gancho se reduce por los factores que cumplen las condiciones del ACI

$$r = 5 \text{ cm}$$

Para ganchos de diámetro menor a #11 con dobles de 90° , recubrimiento lateral mayor a 6.5 cm y recubrimiento detrás del acero de refuerzo de 5 cm

$$r = \frac{A_{s \text{ reg}}}{A_{s \text{ prov}}} = 0.0190$$

La longitud de anclaje del gancho será finalmente: $L_{dh} = r_1 \cdot r_2 \cdot 1d_h$

$$L_{dh} = 2.88 \text{ cm} < e_1 = 25.00 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{cumple}$$

VERIFICACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO

La capacidad portante neta del terreno "qnt" es:

$$qnt = qt - H_{zapata} \cdot \gamma_c - H_{losacimen} \cdot \gamma_c$$

Tenemos los siguientes datos para el analisis:

$$H_{zapata} = 0.55 \text{ m}$$

$$H_{cimen} = 0.25 \text{ m}$$

$$H_{losa} = 0.25 \text{ m}$$

$$H_{agua} = 1.80 \text{ m}$$

$$H_{muro} = 2.80 \text{ m}$$

$$qnt = 1.368 \text{ Kg/cm}^2$$

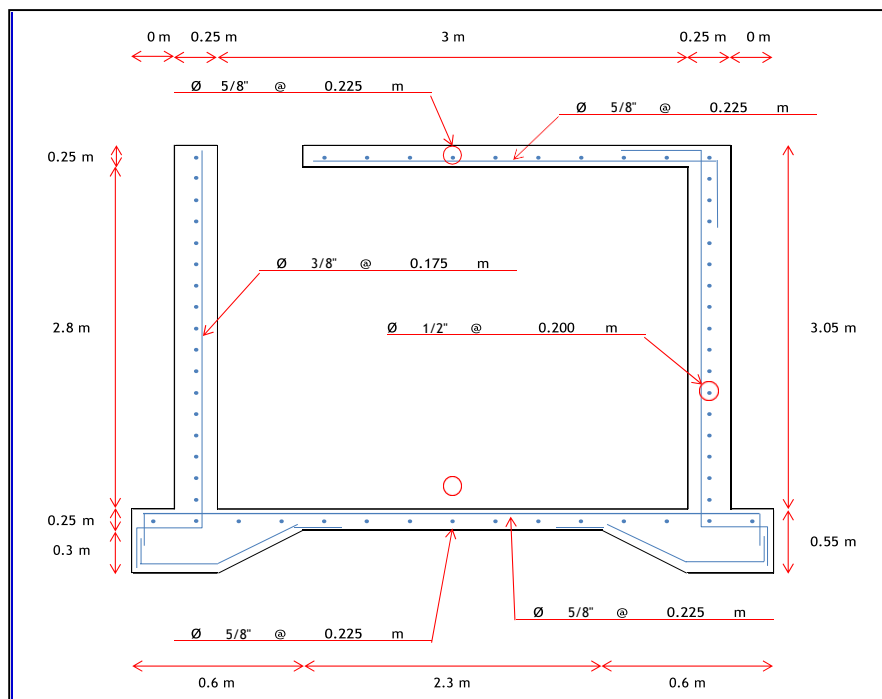
Peso total del reservorio en condiciones de servicio (lleno):

$$P_t = 35365.20 \text{ Kg}$$

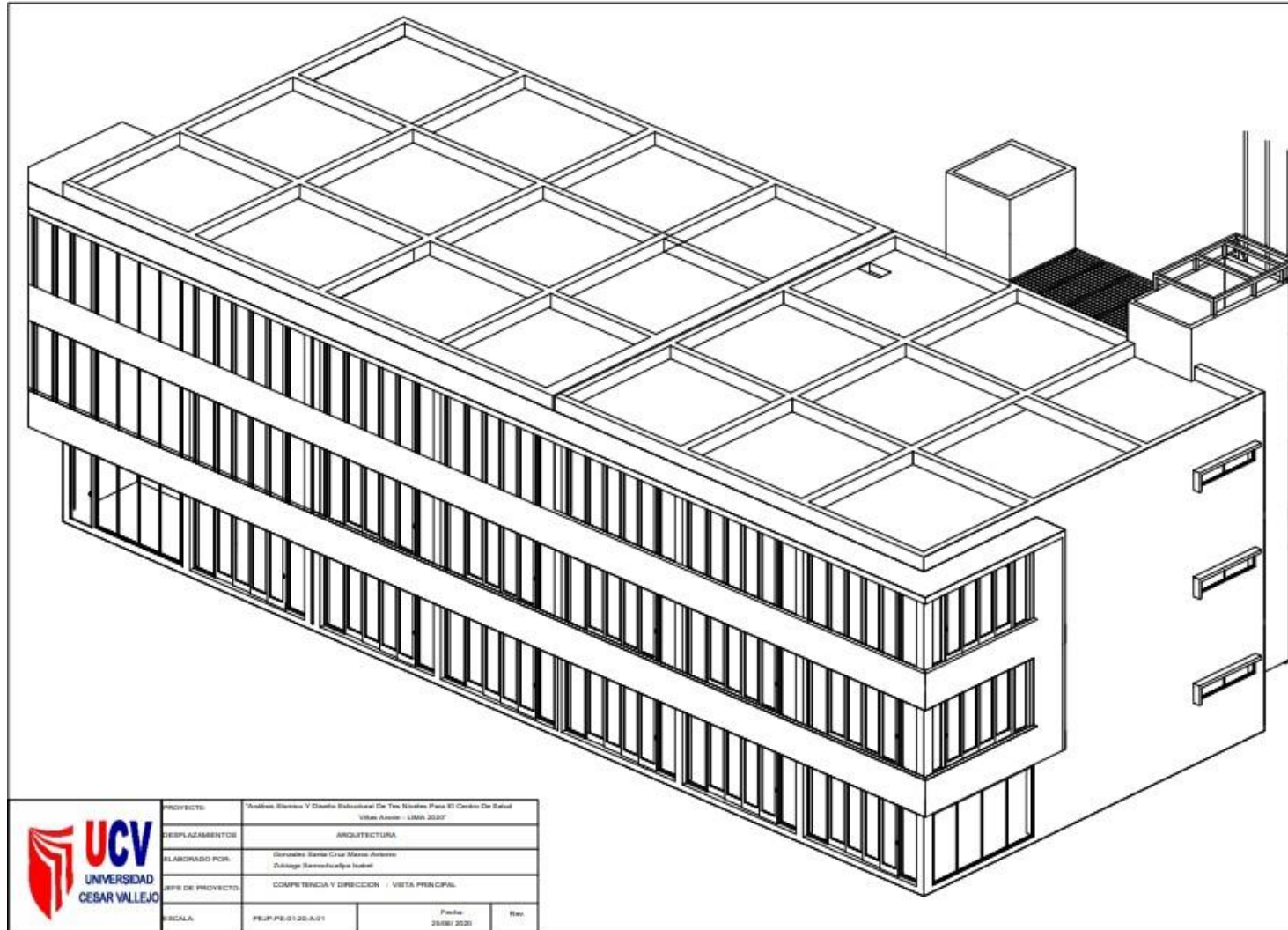
$$\text{Area necesaria de la cimentacion del reservorio: } A_{cime} = \frac{P_t}{qnt} = 2.585 \text{ m}^2$$

Verificacion : $A_{cimen} = 2.585 \text{ m}^2 < A_{reserv} = 12.250 \text{ m}^2 \rightarrow$ Cumple

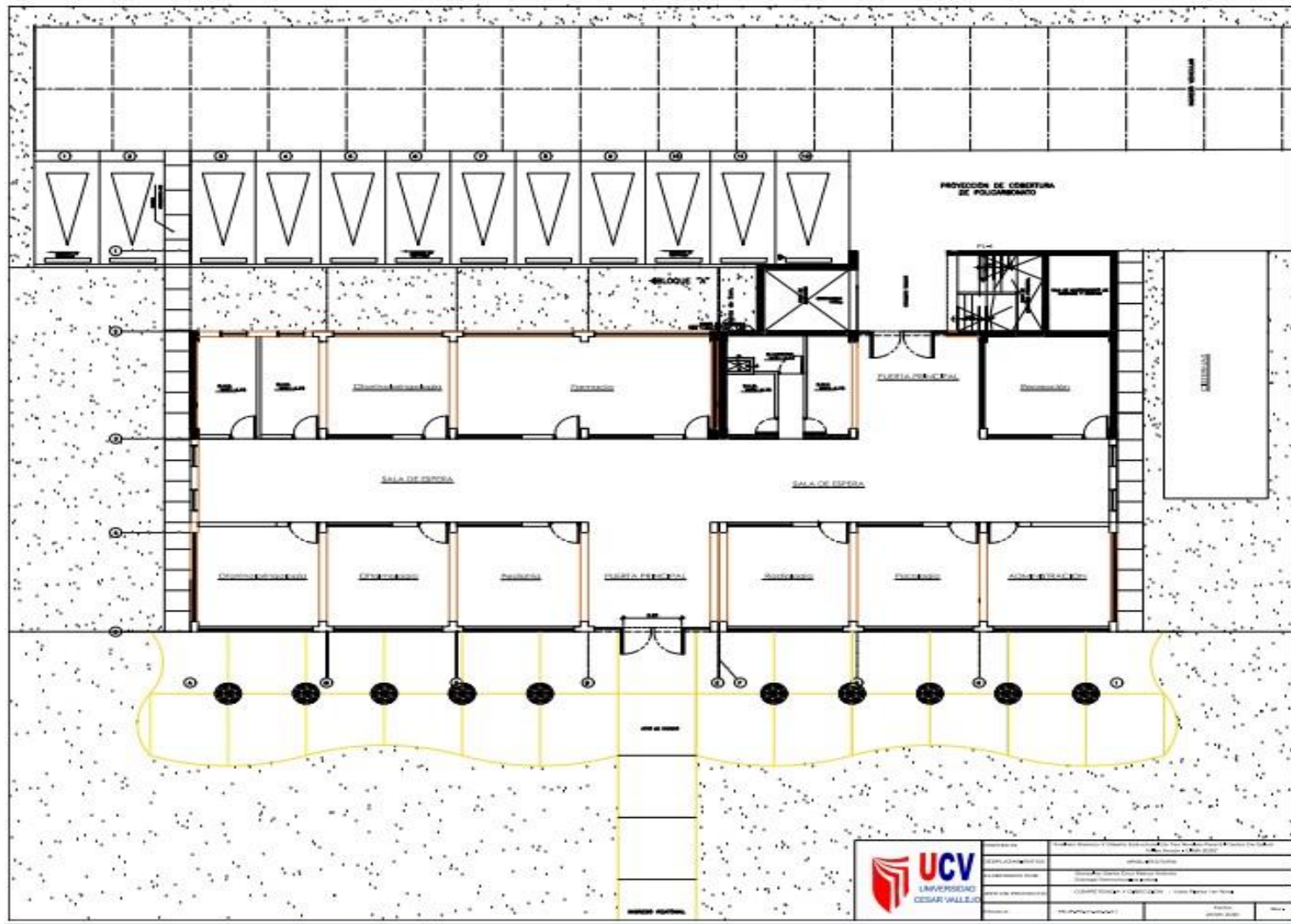
Esquema final de la distribución de aceros en el reservorio

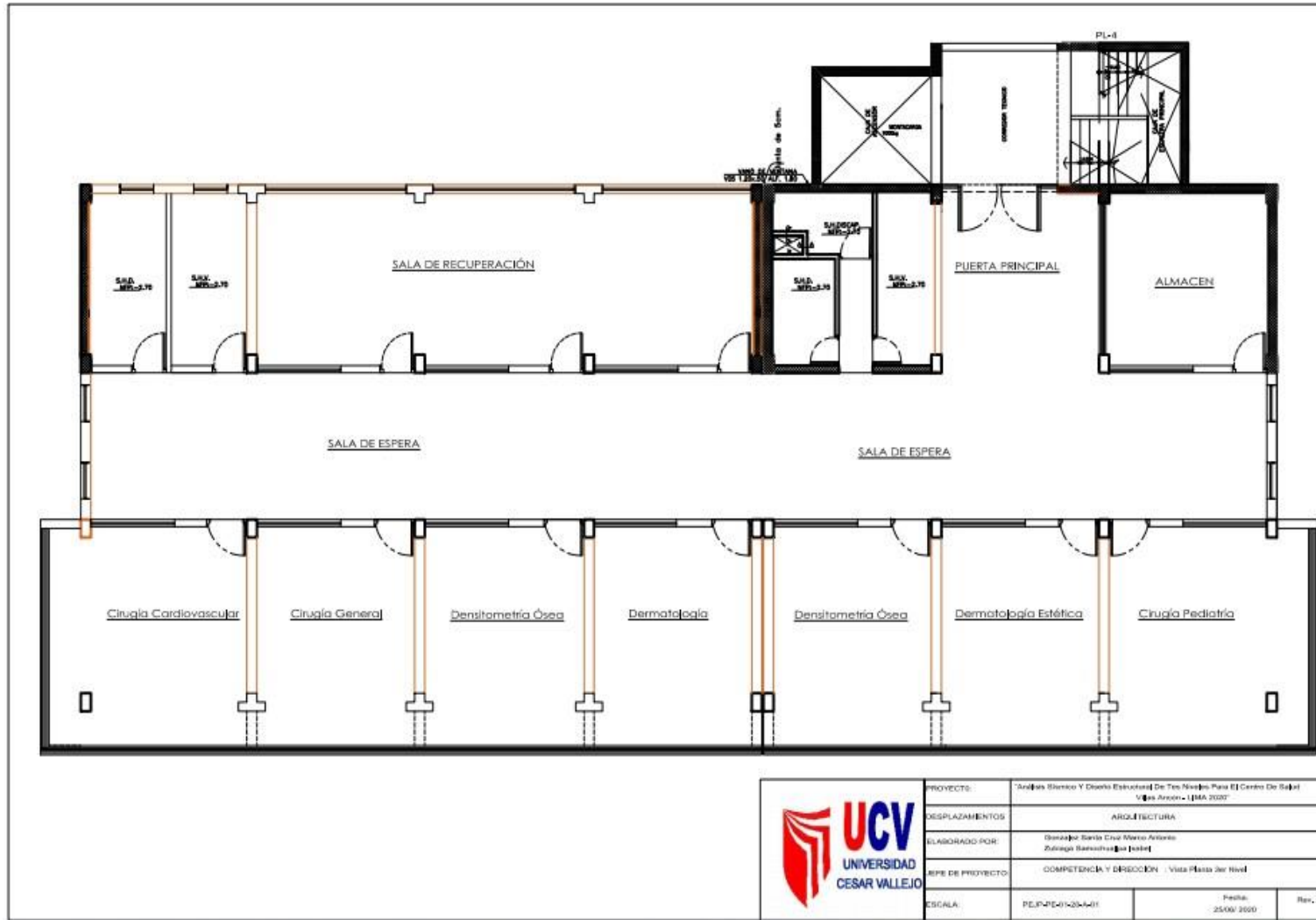


Anexo 31: Planos



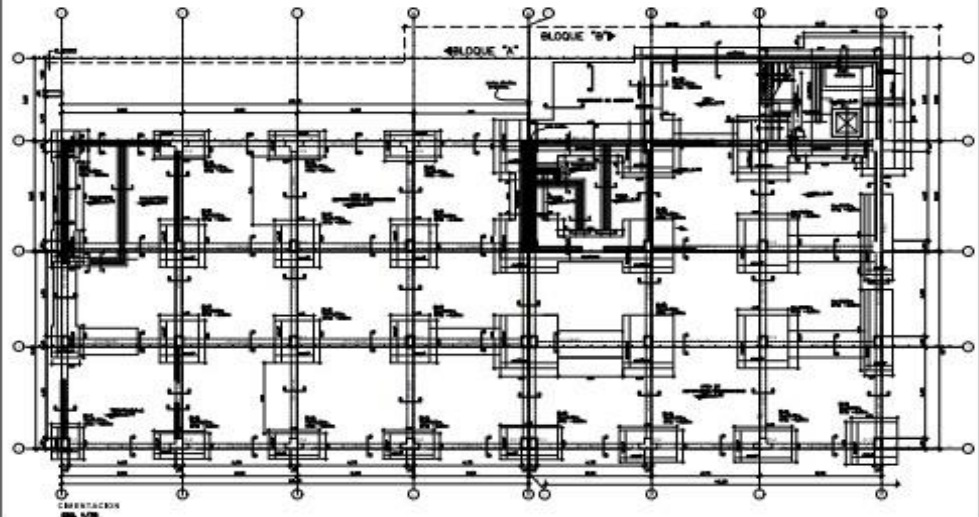
	PROYECTO:	Análisis Estructural y Diseño Estructural De Tres Niveles Para El Centro De Salud Villas Ancón - LIMA 2020		
	DESPLAZAMIENTO:	ARQUITECTURA		
	ELABORADO POR:	Gonzalo Santa Cruz Maza Arceles Zulayga Santoferrigalca Talledo		
	JEFE DE PROYECTO:	COMPETENCIA Y DIRECCION / VISTA PRINCIPAL		
	ESCALA:	PEU/PEU=0.25/0.25	Fecha:	26/08/2020





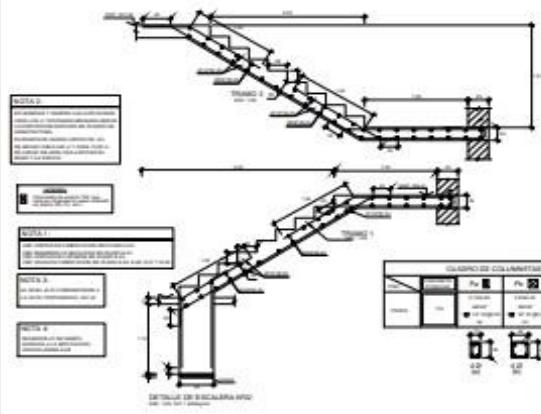
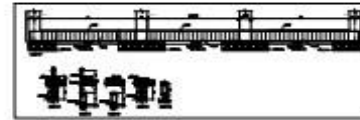
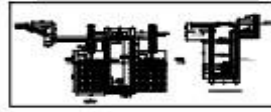
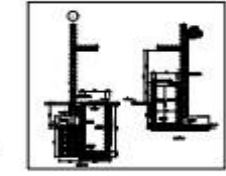
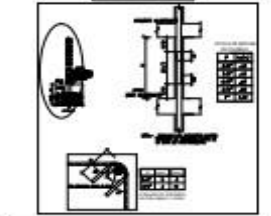
	PROYECTO:	Análisis Técnico y Diseño Arquitectónico De Tres Niveles Para El Centro De Salud Vicos Aconcagua - UCVMA 2020*		
	DESPLAZAMIENTOS:	ARQUITECTURA		
	ELABORADO POR:	Diseñador: Sergio Cruz Marco Antonio Zubiraga Barrios (C.A. Inca)		
	EPE DE PROYECTO:	COMPETENCIA Y DIRECCIÓN: Vista Plazo Jor Nivel		
ESCALA:	REPÚBLICA PERUANA	Fecha:	25/06/2020	Rev.

CIMENTACION

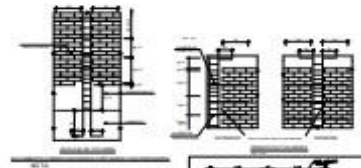


DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR
Columnas	12	Columnas	12
Beambes	15	Beambes	15
Placas	10	Placas	10
...

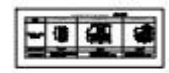
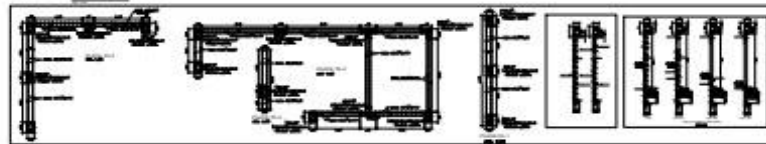
BLOQUE 'A'		BLOQUE 'B'	
Columnas	6	Columnas	6
Beambes	8	Beambes	8
Placas	5	Placas	5



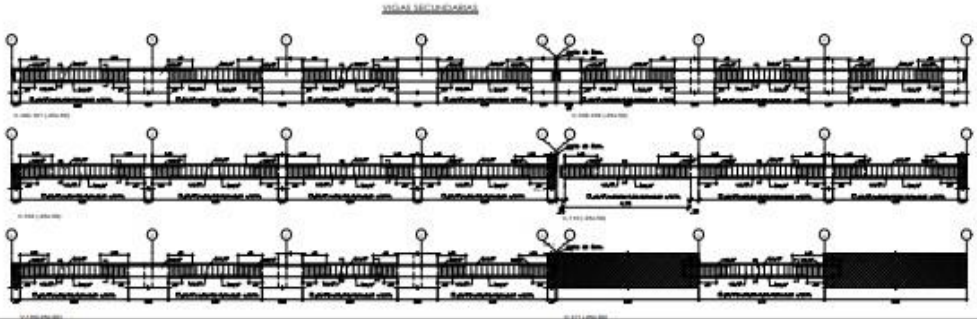
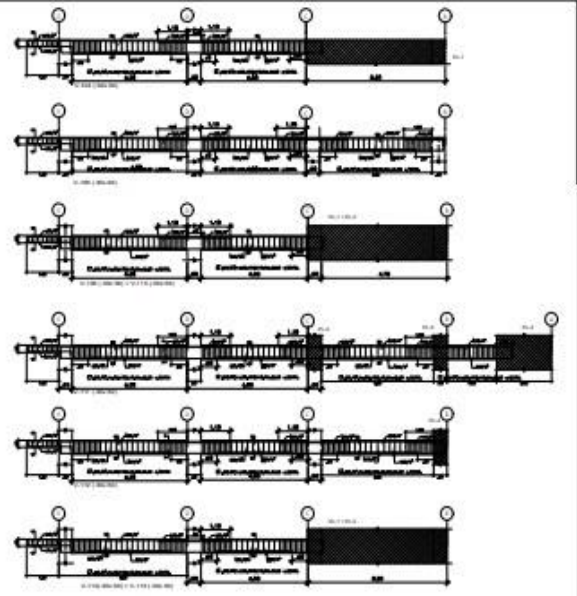
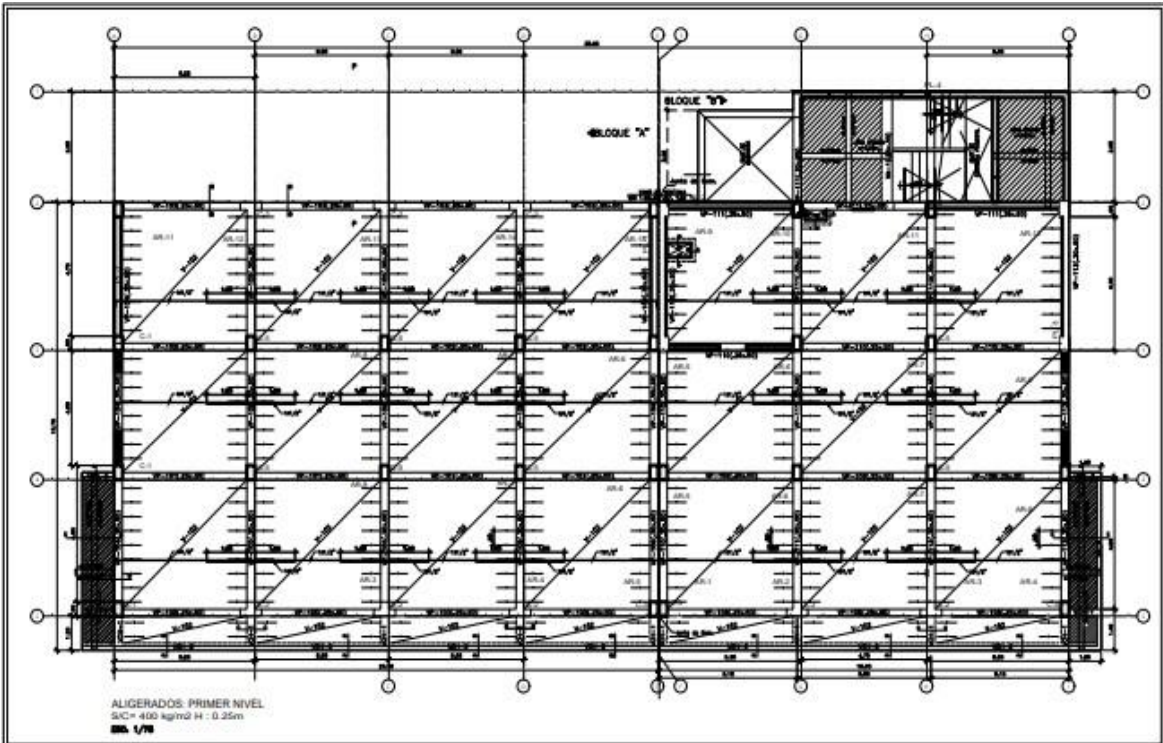
- NOTA 1:**
 1. Verificar el estado de conservación de la cimentación existente.
 2. En caso de deterioro, reparar o reemplazar la cimentación existente.
 3. En caso de no tener datos de la cimentación existente, se deberá investigar y determinar el tipo de cimentación existente.
 4. En caso de no tener datos de la cimentación existente, se deberá investigar y determinar el tipo de cimentación existente.
- NOTA 2:**
 1. Verificar el estado de conservación de la cimentación existente.
 2. En caso de deterioro, reparar o reemplazar la cimentación existente.
 3. En caso de no tener datos de la cimentación existente, se deberá investigar y determinar el tipo de cimentación existente.
 4. En caso de no tener datos de la cimentación existente, se deberá investigar y determinar el tipo de cimentación existente.
- NOTA 3:**
 1. Verificar el estado de conservación de la cimentación existente.
 2. En caso de deterioro, reparar o reemplazar la cimentación existente.
 3. En caso de no tener datos de la cimentación existente, se deberá investigar y determinar el tipo de cimentación existente.
 4. En caso de no tener datos de la cimentación existente, se deberá investigar y determinar el tipo de cimentación existente.
- NOTA 4:**
 1. Verificar el estado de conservación de la cimentación existente.
 2. En caso de deterioro, reparar o reemplazar la cimentación existente.
 3. En caso de no tener datos de la cimentación existente, se deberá investigar y determinar el tipo de cimentación existente.
 4. En caso de no tener datos de la cimentación existente, se deberá investigar y determinar el tipo de cimentación existente.



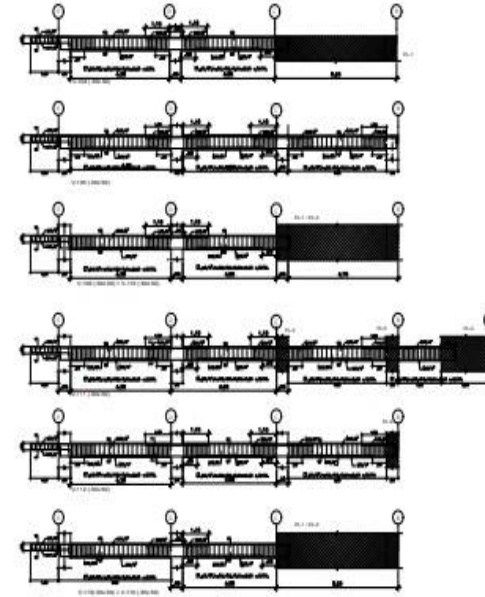
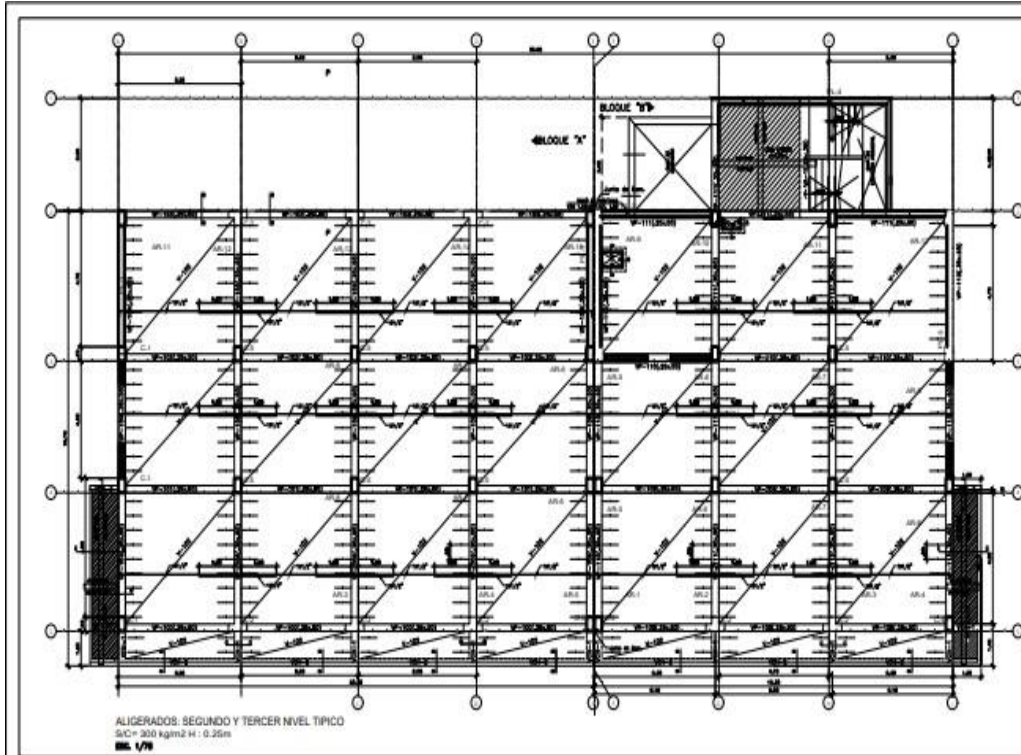
GRUPO DE COLUMNAS			
Grupos	Columnas	Beambes	Placas
1	1	1	1
2	1	1	1
3	1	1	1



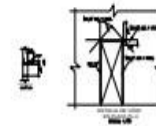
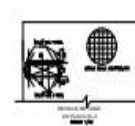
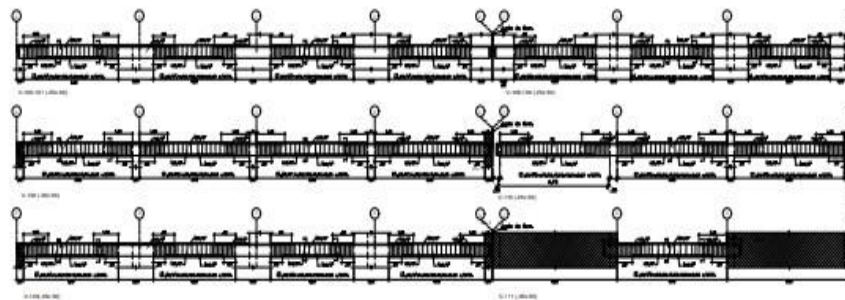
Nombre del Proyecto	
Fecha de Emisión	
Elaborado por	
Revisado por	
Aprobado por	



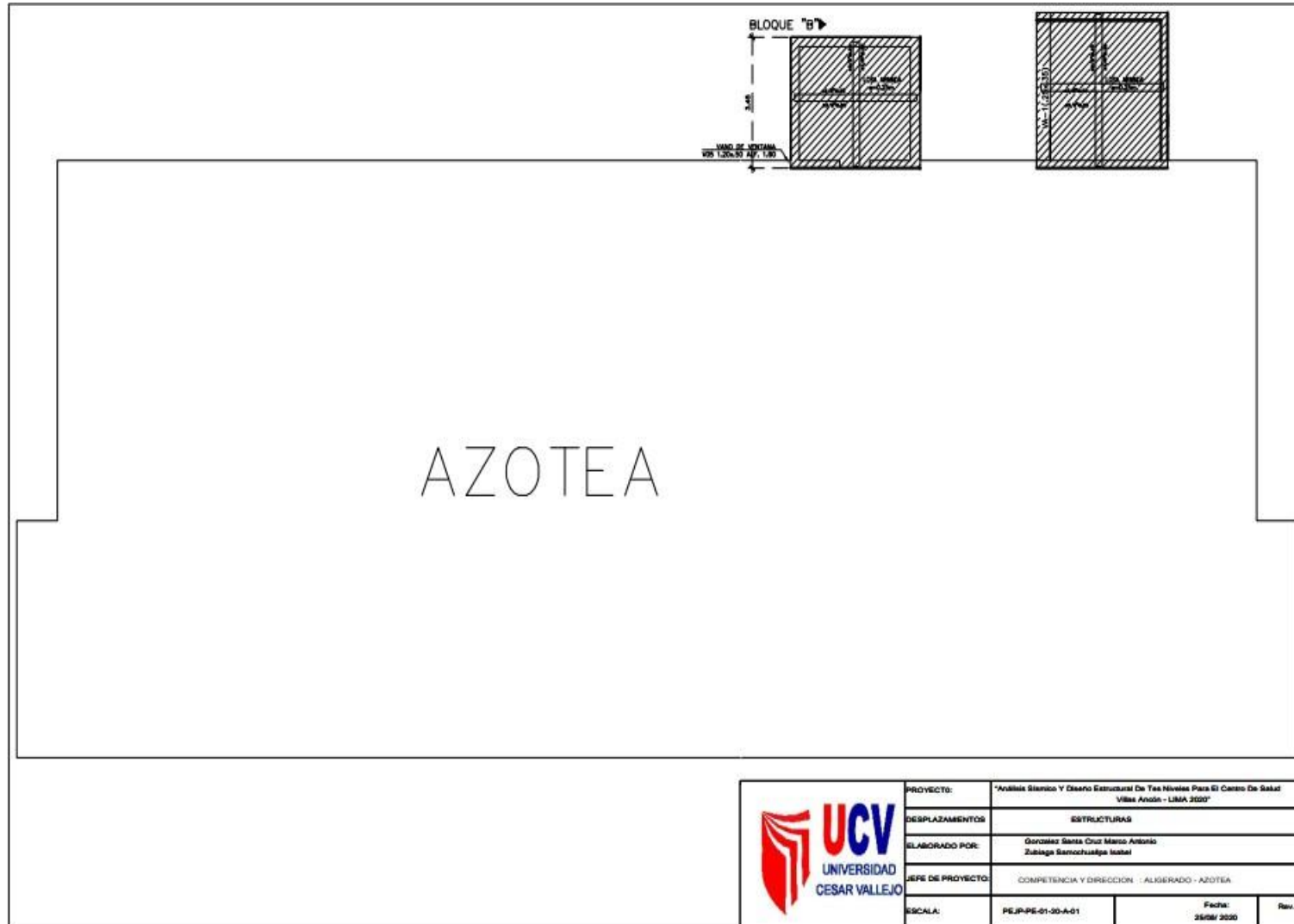
<p>UNIVERSIDAD OSMAR VALLEJO</p>	<p>PROYECTO: []</p>	<p>FECHA: []</p>
	<p>PROYECTANTE: []</p>	<p>REVISOR: []</p>
	<p>PROYECTO: []</p>	<p>FECHA: []</p>
	<p>PROYECTANTE: []</p>	<p>REVISOR: []</p>

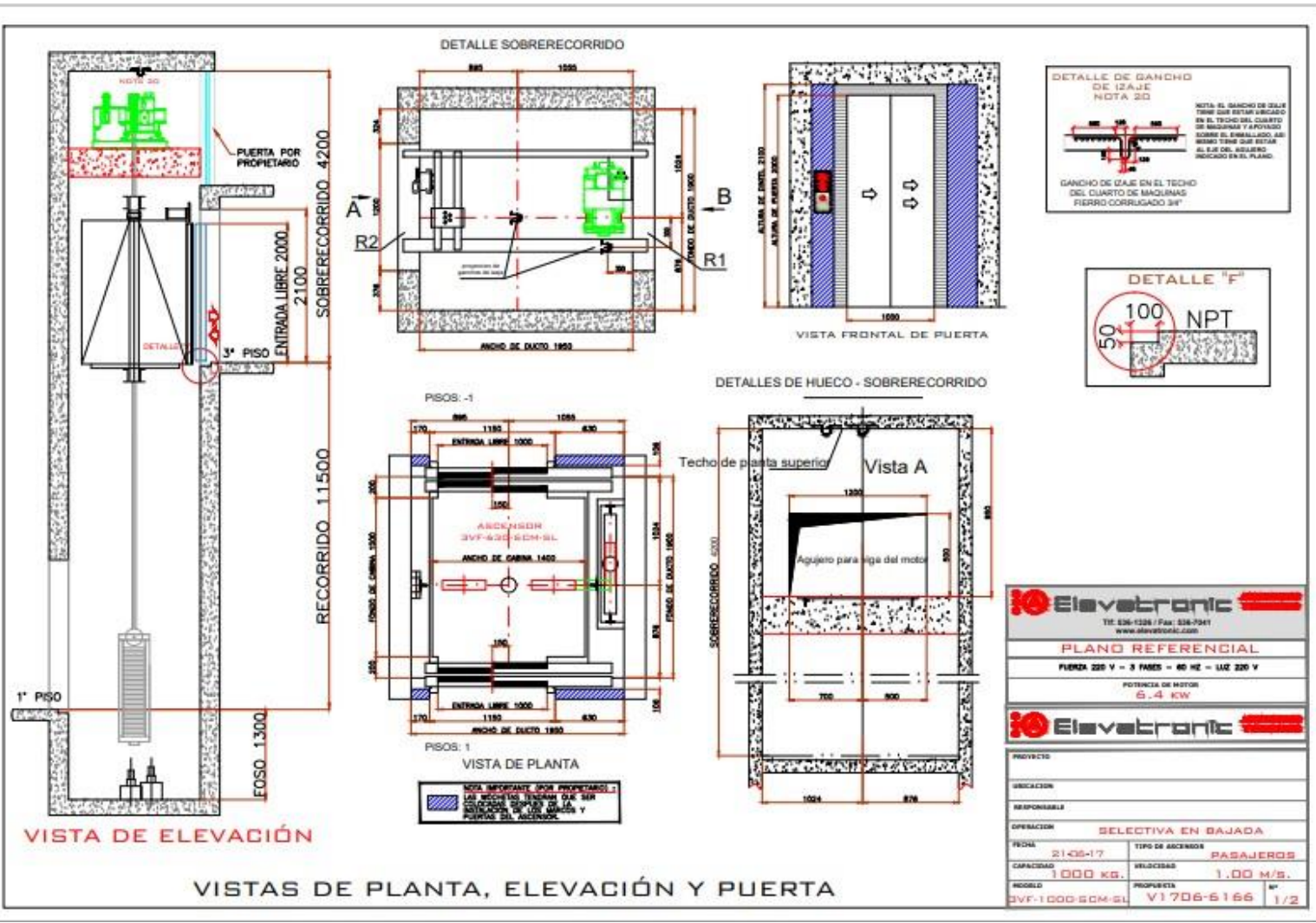


UNDA SECUNDARIA



 UCV UNIVERSIDAD CECILIA VALLEJO	TÍTULO: ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DE UN PISO DE CONCRETO ARMADO (100% - 100% - 100%)	
	AUTOR: ING. JUAN CARLOS...	
INSTITUCIÓN: UNIVERSIDAD CECILIA VALLEJO		FECHA: ...
ASIGNATURA: ANÁLISIS ESTRUCTURAL		PÁGINA: ...
AUTORES: ...		ESCALA: ...





Elevatronik
TEL: 626-1328 / Fax: 626-7041
WWW.ELEVATRONIK.COM

PLANO REFERENCIAL

FUERZA 220 V - 3 FASES - 60 HZ - LÍNEA 220 V

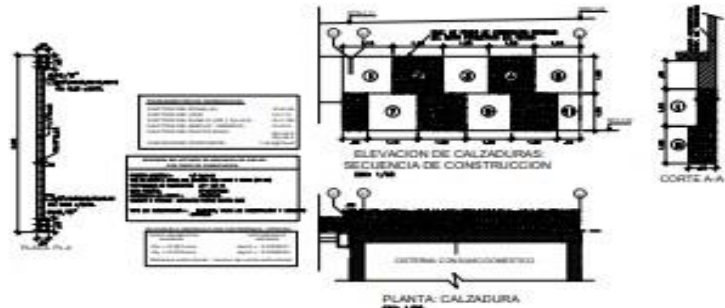
POTENCIA DE MOTOR
6.4 KW

Elevatronik

PROYECTO: _____
UBICACIÓN: _____
RESPONSABLE: _____

OPERACIÓN: **SELECTIVA EN BAJADA**

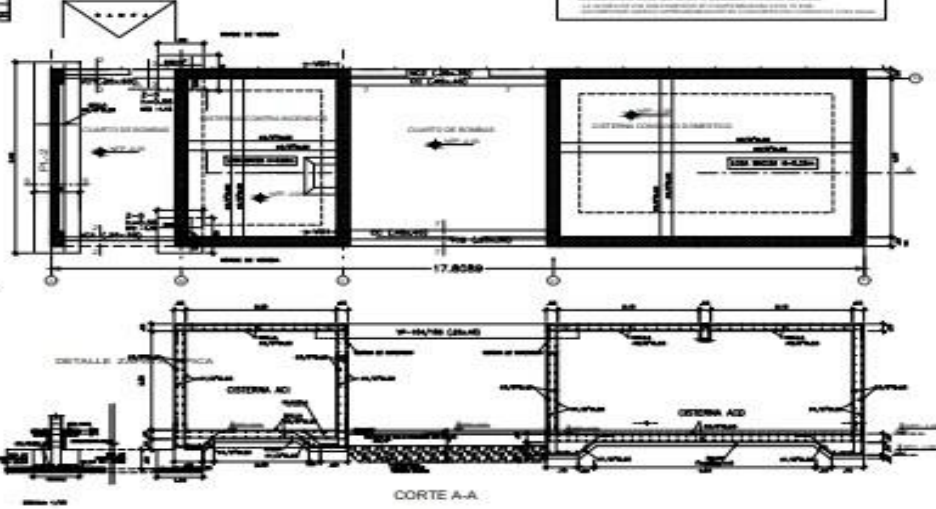
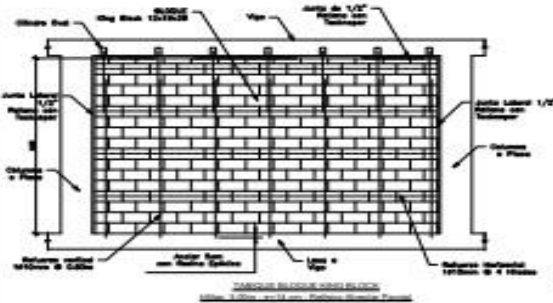
MODEL: 2106-17	TIPO DE ASCENSOR: PASAJEROS
CAPACIDAD: 1.000 KG.	VELOCIDAD: 1.00 M/S.
MODELO: 2VF-1000-6CM-SL	PROPIETARIA: V1706-6166
	1/2



REQUISITOS DEL SISTEMA DE CALZADURAS

- El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.
- El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.
- El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.
- El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.
- El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.
- El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.
- El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.
- El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.
- El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.
- El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.

REQUISITOS DEL SISTEMA DE CALZADURAS	
1. El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.	100 pares de zapatos al día
2. El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.	100 pares de zapatos al día
3. El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.	100 pares de zapatos al día
4. El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.	100 pares de zapatos al día
5. El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.	100 pares de zapatos al día
6. El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.	100 pares de zapatos al día
7. El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.	100 pares de zapatos al día
8. El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.	100 pares de zapatos al día
9. El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.	100 pares de zapatos al día
10. El sistema de calzaduras debe ser capaz de producir 100 pares de zapatos al día.	100 pares de zapatos al día



	PROYECTO:	Estudio Técnico y Diseño Arquitectónico de una Fábrica de Zapatos en Villa Acuña - LIMA 2020*
	EMPLAZAMIENTO:	CONSTRUYENDO
	ELABORADO POR:	Arquitecto Sergio Cruz Marín Arce Subgerente Administrativo Interim
	JEFE DE PROYECTO:	COMPETENCIA Y DIRECCION - CATERINAS
ESCALA:	PEP.FE.01.20.01	Fecha: 2020/2020

Características generales de las vigas

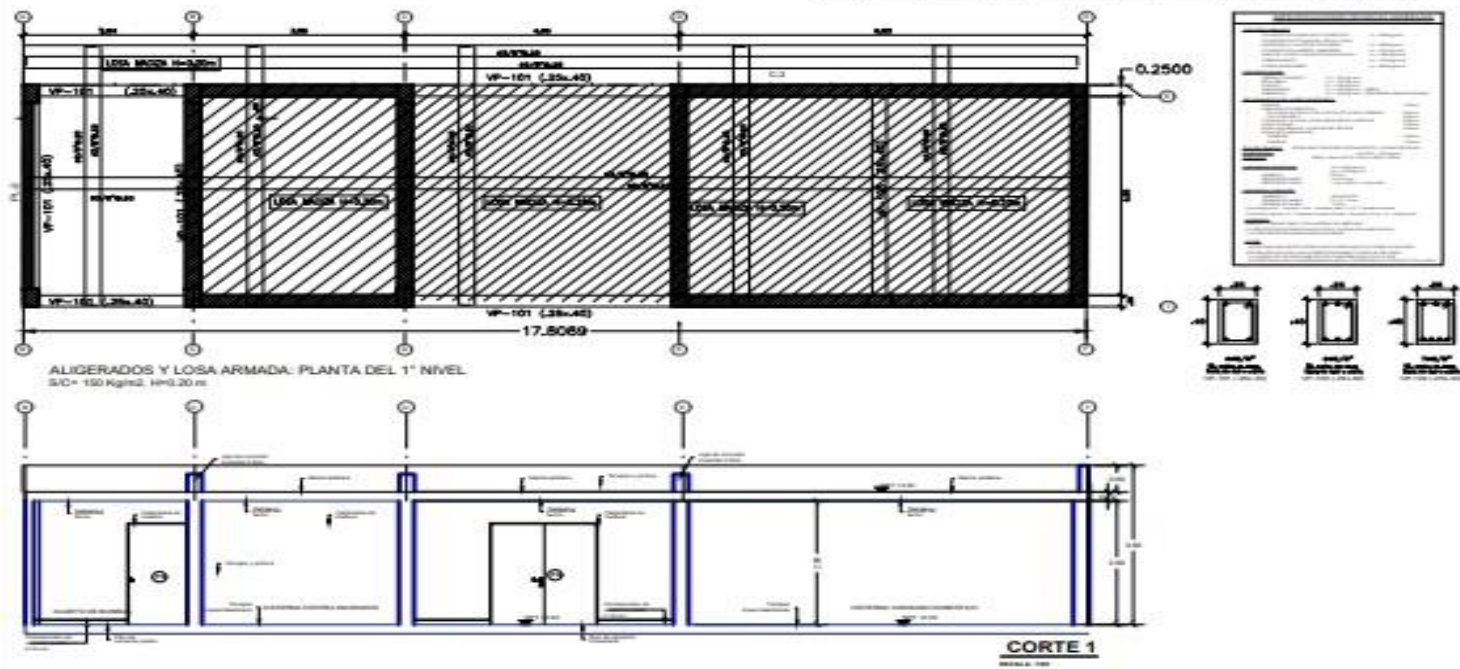
Sección de Vigas	Clase Vigas (cm)
V-101	9.8
V-102	9.8
V-103	7.8
V-104	7.8
V-105	9.8

Altura de las columnas considerando la función de la losa

Tabla 1. Momentos Admisibles de las Vigas TEGHOMAX

* Ver Referencias

Momentos	Altura de losa (cm)	Diámetro (cm)	Peso Propio (Kg/m ³)		Momentos Admisibles (Kg-m) = 0.8M _t				
			Acotado	Fullacotado	V1E1	V1E2	V1E3	V1E4	V1E5
MOMENTOS	17	89	200	100	887	1266	1318	1640	1888
	20	89	200	100	917	1295	1328	1648	1898
	20	89	200	210	918	1280	1357	1647	1898
	20	89	200	200	860	1218	1283	1595	1817
20	89	400	300	---	1840	2210	2724	3279	4190



ALIGERADOS Y LOSA ARMADA: PLANTA DEL 1° NIVEL
S/C = 150 Kg/m², h=0.20 m

CORTE 1

 UCV UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO	PROYECTO:	"Análisis Estructural y Diseño Estructural De Ties Muebles Para El Centro De Salud Villa Ancon - LIMA 2022"		
	DESPLAZAMIENTOS:	ESTRUCTURAS		
	ELABORADO POR:	Gonzalo Santa Cruz Marco Antonio Zúñiga Saracho/Julia Isabel		
	ÁREAS DE PROYECTO:	COMPETENCIA Y DIRECCION : ALIGERADO Y ELEVACIONES		
	ESCALA:	PLP-PE-01-30-A-01	Fecha:	20/07/2022



Declaratoria de Autenticidad del Asesor

Yo, SUAREZ ALVITES ALEJANDRO, docente de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA y Escuela Profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO, asesor(a) del Trabajo de Investigación / Tesis titulada: ""ANÁLISIS SÍSMICO ESTRUCTURAL DE TRES NIVELES PARA EL CENTRO DE SALUD EN VILLAS DE ANCÓN - LIMA 2020"", del (los) autor (autores) GONZALES SANTA CRUZ MARCO ANTONIO, ZUBIAGA SAMOCHUALLPA ISABEL, constato que la investigación cumple con el índice de similitud establecido de 19.00%, y 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.

Lima, 27 de julio de 2020

Apellidos y Nombres del Asesor:	Firma
SUAREZ ALVITES ALEJANDRO DNI: 07106495 ORCID 0000-0002-9397-057X	Firmado digitalmente por: ASUAREZA2 el 28 Jul 2020 01:52:03