

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



**ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL  
DISEÑO CON COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS  
MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL  
SAN JUAN DE DIOS DEL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019**

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

**AUTOR**

**LUIS DAVID BARRIOS FARROÑAN**

**ASESOR**

**CARLOS RAFAEL TAFUR JIMÉNEZ**

<https://orcid.org/0000-0003-0119-8234>

**Chiclayo, 2021**

**ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO  
DEL DISEÑO CON COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y  
COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL  
COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS DEL  
DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019**

PRESENTADA POR:

**LUIS DAVID BARRIOS FARROÑAN**

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

**INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

APROBADA POR:

Segundo Carranza Cieza

PRESIDENTE

César Cachay Lazo

SECRETARIO

Carlos Rafael Tafur Jiménez

VOCAL

## **Dedicatoria**

### **A Dios.**

Por haberme dado la capacidad, valentía, fortaleza y haberme permitido lograr mis objetivos. Gracias por las pruebas que me hacen crecer como persona y me permiten dar lo mejor de mí.

### **A mis Padres.**

De quienes aprendí, que la única forma de hacer realidad un sueño es mediante el esfuerzo constante y que una caída no es una derrota sino el principio de una lucha que siempre termina en Logros y Éxitos, este es mi regalo en reconocimiento fraterno a su cariño, este es el fruto de su sacrificio infinito.

## **Agradecimientos**

A mis padres y familiares, quienes fueron pieza fundamental que me impulsaron, apoyaron de una manera constante y paciente durante el transcurso de mi carrera para que lograra mis objetivos. Demás está decir que este logro les pertenece.

A mis compañeros, y todos aquellos que me apoyaron y participaron de una u otra forma durante intervalos en el desarrollo de mi proceso de formación.

A mi asesor Ing. Eduardo Larrea Wong por el apoyo y la confianza brindada en el desarrollo de esta tesis.

## Índice

<b>Abstract</b> .....	<b>13</b>
<b>I. Introducción</b> .....	<b>14</b>
<b>II. Marco teórico</b> .....	<b>16</b>
2.1. Antecedentes del problema.....	16
2.2. Base Teórica .....	17
2.3. Criterios de Sismicidad.....	18
2.3.1. Origen de los terremotos .....	18
2.4. Aspectos generales de riesgo sísmico.....	18
2.4.1. Magnitud .....	18
2.4.2. Intensidad .....	18
2.4.3. Sismicidad.....	18
2.4.4. Peligrosidad Sísmica .....	18
2.5. Diseño sismo-resistente de estructuras .....	19
2.5.1. Criterio de estructuración.....	19
2.6. Diseño de Concreto Armado .....	19
2.6.1. Estructuración .....	19
2.6.2. Predimensionamiento.....	19
2.6.3. Análisis Sismorresistente .....	21
2.6.4. Consideraciones para el diseño en Concreto Armado .....	26
2.7. Diseño de Columnas Mixtas.....	34
2.7.1. Introducción .....	34
2.7.2. Diseño de estructuras de acero.....	34
2.7.3. Normativas del Diseño de Columnas Mixtas.....	35
2.7.4. Recomendaciones de Diseño .....	41
2.8. Determinación de la demanda sísmica sobre estructuras mixtas.....	46
2.9. Tipo y nivel de investigación.....	50
2.10. Diseño de investigación.....	50
2.10.1. Hipótesis.....	50
2.11. Población, muestra, muestreo .....	50
2.12. Criterios de selección.....	50
2.13. Operacionalización de variables .....	51

2.14.	Técnicas e Instrumentos de recolección de datos .....	52
2.14.1.	Técnicas.....	52
2.14.2.	Instrumentos .....	52
2.15.	Procedimientos .....	52
2.16.	Plan de procesamiento y análisis de datos.....	52
2.17.	Matriz de consistencia .....	54
2.18.	Consideraciones éticas.....	54
<b>III.</b>	<b>Resultados .....</b>	<b>55</b>
3.1.	Realizar los estudios de mecánica de suelos.....	55
3.1.1.	Corrección del número de golpes del SPT.....	55
3.1.2.	Profundidad del nivel freático.....	58
3.1.3.	Asentamiento .....	58
3.1.4.	Asentamiento del suelo arcilloso a largo plazo.....	58
3.2.	Ejecutar el análisis dinámico de la edificación con diferentes diseños estructurales (columnas de concreto armado y columnas mixtas).....	59
3.3.	Presentar los planos estructurales de las 2 alternativas .....	75
3.3.1.	Descripción del proyecto de la edificación .....	75
3.3.2.	Sistema de concreto armado .....	84
3.3.3.	Diseño de Columnas con perfiles tubulares rellenos con concreto.....	104
3.4.	Diseño de elementos estructurales.....	114
3.4.1.	Diseño de columnas .....	114
3.4.2.	Diseño de losas mezanine .....	124
3.4.3.	Diseño de losa nervada .....	125
3.4.4.	Diseño de vigas.....	130
3.4.5.	Diseño de escalera.....	131
3.4.6.	Diseño de placa.....	134
3.5.	Metrar el proyecto estructural y presupuestar cada diseño.....	154
3.5.1.	Metrado Nave Central – Columnas de concreto .....	154
3.5.2.	Metrado Nave Central – Columnas mixtas .....	156
3.6.	Analizar y comparar técnica, económica y ambientalmente los proyectos estructurales	
	158	
<b>IV.</b>	<b>Discusión .....</b>	<b>159</b>
<b>V.</b>	<b>Conclusiones .....</b>	<b>161</b>

<b>VI. Recomendaciones .....</b>	<b>162</b>
<b>VII. Referencias.....</b>	<b>163</b>
<b>VIII. Anexos.....</b>	<b>166</b>
Anexo 1 Estudio de mecánica de suelos .....	166
Anexo 2 Estudio de Impacto Ambiental.....	208
Anexo 3 Estudio topográfico .....	216

## Lista de tablas

Tabla 1	<i>Peraltes mínimos para losas aligeradas para no verificar deflexiones</i> .....	20
Tabla 2	<i>Factores de Suelo “S”</i> .....	22
Tabla 3	<i>Períodos “TP” y “TL”</i> .....	22
Tabla 4	<i>Categoría de las edificaciones y factor “U”</i> .....	24
Tabla 5	<i>Coficiente Básico de Reducción Ro</i> .....	24
Tabla 6	<i>Irregularidades Estructurales en Altura</i> .....	24
Tabla 7	<i>Irregularidades Estructurales en Planta</i> .....	25
Tabla 8	<i>Peso de carga viva por categorías</i> .....	25
Tabla 9	<i>Límites para la distorsión del entrepiso</i> .....	26
Tabla 10	<i>Longitudes de desarrollo y empalmes</i> .....	27
Tabla 11	<i>Factores para calcular de desarrollo</i> .....	28
Tabla 12	<i>Coficiente de fricción “μ”</i> .....	34
Tabla 13	<i>Coficiente “λ”</i> .....	34
Tabla 14	<i>Parámetros de diseño de acuerdo a ASCE 7-05 [32]</i> .....	48
Tabla 15	<i>Cuadro de operacionalización de variables</i> .....	51
Tabla 16	<i>Factores de Corrección por longitud de la barra</i> .....	56
Tabla 17	<i>Factores de Corrección por barra toma-muestra</i> .....	57
Tabla 18	<i>Factores de Corrección por diámetro de perforación</i> .....	57
Tabla 19	<i>Asentamiento a largo plazo</i> .....	58
Tabla 20	<i>Zonificación del proyecto</i> .....	59
Tabla 21	<i>Periodo de Sitio del proyecto</i> .....	59
Tabla 22	<i>Periodo de Vibración Módulo I</i> .....	60
Tabla 23	<i>Periodo de Vibración Módulo II</i> .....	60
Tabla 24	<i>Periodo de Vibración Módulo Nave Central</i> .....	60
Tabla 25	<i>Factor de Amplificación Módulo I</i> .....	60
Tabla 26	<i>Factor de Amplificación Módulo II</i> .....	61
Tabla 27	<i>Categoría y Factor de Uso Módulo I</i> .....	61
Tabla 28	<i>Categoría y Facto de Uso Módulo II</i> .....	61
Tabla 29	<i>Categoría y Factor de Uso Módulo Nave Central</i> .....	61
Tabla 30	<i>Tipo de Sistema Estructural Módulo I</i> .....	61
Tabla 31	<i>Tipo de Sistema Estructural Módulo II</i> .....	62
Tabla 32	<i>Tipo de Sistema Estructural Módulo Nave Central</i> .....	62

Tabla 33 Irregularidades Módulo I.....	62
Tabla 34 Irregularidades Módulo II .....	63
Tabla 35 Irregularidad Módulo Nave Central .....	63
Tabla 36 Parámetros para Análisis Estático Módulo I.....	63
Tabla 37 Parámetros para Análisis Estático Módulo II .....	64
Tabla 38 Parámetros para Análisis Estático Módulo Nave Central .....	64
Tabla 39 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo I (Dirección X).....	65
Tabla 40 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo I (Dirección Y).....	66
Tabla 41 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo II (Dirección X) .....	68
Tabla 42 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo II (Dirección Y).....	69
Tabla 43 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo Nave Central (Dirección X).....	71
Tabla 44 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo Nave Central (Dirección Y).....	72
Tabla 45 Cortante en la base Módulo II .....	74
Tabla 46 Cortante en la base Módulo Nave Central .....	74
Tabla 47 Participación Modal Módulo II .....	74
Tabla 48 Participación Modal Módulo Nave Central .....	74
Tabla 49 Derivas Módulo II.....	74
Tabla 50 Derivas Módulo Nave Central .....	75
Tabla 51 Comparativa entre CYPECAD y SAP .....	80
Tabla 52 Modelamiento del Módulo I.....	89
Tabla 53 Modelamiento del Módulo II.....	90
Tabla 54 Modelamiento del Módulo Nave Central .....	90
Tabla 55 Creación de un nuevo proyecto.....	91
Tabla 56 Configuración de Datos Generales.....	91
Tabla 57 Configuración de Materiales ( $f'c$ , $f_y$ , A36) .....	92
Tabla 58 Configuración de las Acciones Sísmicas.....	93
Tabla 59 Seleccionamos la Normativa Peruana .....	93
Tabla 60 Configuramos el Espectro Regular .....	93
Tabla 61 Configuración de los Parámetros Sísmicos Según la Norma E030.....	94
Tabla 62 Insertamos las plantas según nuestra estructuración .....	95
Tabla 63 Configuramos las secciones de las columnas .....	95
Tabla 64 Configuración de la altura de las columnas .....	96
Tabla 65 Configuración del Tipo de Sección Columna Mixta 900x900x25.4.....	96

Tabla 66 <i>Configuración del Tipo de Sección Columna Mixta 400x400x25.4</i> .....	97
Tabla 67 <i>Empezamos a dibujar la planta a partir de las columnas</i> .....	98
Tabla 68 <i>Vista 3D de las Columnas</i> .....	98
Tabla 69 <i>Configuramos la sección de las vigas</i> .....	98
Tabla 70 <i>Seleccionamos la sección de Vigas</i> .....	99
Tabla 71 <i>Vista en planta 2do Nivel del Módulo Nave Central</i> .....	99
Tabla 72 <i>Vista en Planta 3er Nivel del Módulo Nave Central</i> .....	100
Tabla 73 <i>Vista en Planta 4to Nivel del Módulo Nave Central</i> .....	101
Tabla 74 <i>Vista 3D de Vigas y Columnas del Módulo Nave Central</i> .....	101
Tabla 75 <i>Creación de Losa Aligerada <math>h = 0.25</math> m</i> .....	101
Tabla 76 <i>Creación de Losa Encasetonada <math>h = 0.40</math> m</i> .....	102
Tabla 77 <i>Vista en 3D de la Estructura Mixta</i> .....	103
Tabla 78 <i>Asignación de Cargas a las vigas</i> .....	103
Tabla 79 <i>Asignación de Cargas a los paños</i> .....	103
Tabla 80 <i>Resultados de la estructura</i> .....	104
Tabla 81 <i>Diseño de columnas mixtas esbeltez</i> .....	115
Tabla 82 <i>Diseño de columnas mixtas Momento amplificado para columnas esbeltas</i> .....	116
Tabla 83 <i>Diseño de columnas mixtas</i> .....	117
Tabla 84 <i>Coordenadas de vértices UTM – WGS 84</i> .....	217

## Lista de figuras

Figura 1 Modelo de rebote elástico de H. Fielding Ried.....	18
Figura 2 Factores de suelo “S” .....	22
Figura 3 Método de la distribución plástica de esfuerzos .....	35
Figura 4 Compatibilidad de Deformaciones .....	36
Figura 5 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo I (Dirección X) .....	66
Figura 6 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo I (Dirección Y) .....	67
Figura 7 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo II (Dirección X).....	69
Figura 8 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo II (Dirección Y).....	70
Figura 9 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo II (Dirección X).....	72
Figura 10 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo II (Dirección Y).....	73
Figura 11 Planta primer nivel.....	76
Figura 12 Planta Segundo Nivel.....	77
Figura 13 Planta Tercer Nivel .....	78
Figura 14 Planta Cuarto Nivel.....	79
Figura 15 Estructuración Módulo I.....	84
Figura 16 Estructuración del Módulo II.....	86
Figura 17 Estructuración Nave Central .....	89
Figura 18 Referencia de diseño de columna .....	114
Figura 19 Croquis de la ubicación de los puntos de exploración.....	167
Figura 20 Extrayendo el muestreador para ver el tipo de estratos .....	169
Figura 21 SPT #02.....	169
Figura 22 Colocando las muestras obtenidas en bolsas impermeables .....	170
Figura 23 Pesar todas las muestras obtenidas en campo y colocarlas al horno.....	174
Figura 24 Serie de Tamices usados. ....	175
Figura 25 Peso de la solución que se dejó reposando 24 horas.....	176
Figura 26 Copa Casagrande dividiendo con ayuda del ranurador.....	177
Figura 27 Zonas sísmicas .....	179
Figura 28 Técnicas de investigación .....	180
Figura 29 Vista Satelital.....	208
Figura 30 Vista Satelital.....	209

## Resumen

La presente investigación titulada “Análisis Comparativo Estructural Y Económico Del Diseño Con Columnas De Concreto Armado Y Columnas Mixtas (Concreto Y Acero) Del Complejo Parroquial San Juan De Dios En El Distrito De Chiclayo, 2018-2019”, se ha desarrollado en un contexto en donde las edificaciones al día de hoy, han buscado una mejora, en cuanto a la resistencia de los materiales de diseño y de forma consecuente, un menor costo de incidencia de estos, en la edificación en su totalidad. En base a lo expuesto, se ha establecido el siguiente objetivo general: El diseño estructural y análisis comparativo entre la construcción con elementos de concreto armado y columnas mixtas del complejo parroquial San Juan de Dios en el distrito de Chiclayo. El tipo de investigación ha sido el aplicado, con un diseño descriptivo, no experimental, en el que se ha tomado como tamaño muestral, a una nueva edificación para el complejo parroquial “San Juan de Dios” ubicado en la ciudad de Chiclayo a la cual se hará un análisis comparativo tanto estructural como económico, recolectando la información, por medio de la ficha de observación y la revisión documental. Mientras que, los resultados han señalado que, respecto al diseño estructural y análisis comparativo entre la construcción con elementos de concreto armado y columnas mixtas del complejo parroquial San Juan de Dios en el distrito de Chiclayo, que se ha llegado a contar con una mejor respuesta mecánica, de las estructuras mixtas; así como, la respuesta reológica de esta, en cuanto a dimensiones menores, menor incidencia de materiales y a consecuencia de ello, una mejor resistencia a las fuerzas verticales. Mientras que, el costo ha llegado a haber sido muy superior, en relación a las estructuras de concreto armado y las estructuras mixtas. Mientras que, Se ha concluido, respecto al análisis dinámico de la edificación con diferentes diseños estructurales (columnas de concreto armado y columnas mixtas), el hecho de haber alcanzado una reducción del peso total, menor en un 50%, en relación a las columnas mixtas y las columnas de concreto armado. Mientras que, la mayor capacidad de resistencia de las estructuras mixtas, al haber sido muy superior, se ha podido alcanzar con menores derivas para el segundo caso, al haber encontrado de forma consecuente, menor peso.

**Palabras clave:** columnas mixtas, diseño sismo-resistente, cálculo estructural, mecánica de suelos, ingeniería de costos.

## Abstract

This research entitled "Structural and Economic Comparative Analysis of the Design with Reinforced Concrete Columns and Mixed Columns (Concrete and Steel) of the San Juan De Dios Parish Complex in the Chiclayo District, 2018-2019", has been developed in a context in where the buildings to date, have sought an improvement, in terms of the resistance of the design materials and consequently, a lower cost of incidence of these, in the building as a whole. Based on the above, the following general objective has been established: The structural design and comparative analysis between the construction with reinforced concrete elements and mixed columns of the San Juan de Dios parish complex in the Chiclayo district. The type of research has been applied, with a descriptive, non-experimental design, in which a new building for the "San Juan de Dios" parish complex located in the city of Chiclayo has been taken as a sample size. A comparative structural and economic analysis will be made, collecting the information through the observation file and the documentary review. While, the results have indicated that, regarding the structural design and comparative analysis between the construction with elements of reinforced concrete and mixed columns of the San Juan de Dios parish complex in the district of Chiclayo, that a better response has been obtained. mechanics, of mixed structures; as well as, the rheological response of this, in terms of smaller dimensions, lower incidence of materials and as a consequence, better resistance to vertical forces. Meanwhile, the cost has been much higher, in relation to the armed structures and the mixed structures. While, It has been concluded, regarding the dynamic analysis of the building with different structural designs (reinforced concrete columns and mixed columns), the fact of having achieved a reduction of the total weight, less than 50%, in relation to the columns mixed and reinforced concrete columns. Whereas, the greater resistance capacity of the mixed structures, having been much higher, has been achieved with fewer drifts for the second case, having consequently found less weight.

**Keywords:** mixed columns, earthquake-resistant design, structural calculation, soil mechanics, cost engineering.

## **I. Introducción**

En el año 2016 según A. Ede [1] menciona que las estructuras mixtas se han perfilado como una serie alternativa a los sistemas en concreto, debido a sus altas prestaciones mecánicas, las cuales se basan en crear nuevos sistemas aprovechando las propiedades de concreto y acero, tratando de que trabajen a compresión y tracción respectivamente. Por lo que menciona lo siguiente:

Actualmente las construcciones de edificaciones son construidas sin las garantías de seguridad necesarias, dejando de lado parámetros fundamentales del análisis estructural y diseño en base a criterios de sismo resistencia que pueden llegar a ser decisivos al momento de la interacción suelo-estructura, y ante la ocurrencia de un sismo, ofreciendo así una estructura con menos resistencia a las ondas sísmicas provocando el fracaso de los elementos estructurales, pero no necesariamente los sismos son la causa de los colapsos también intervienen otros factores como son los materiales estos no tengan las propiedades necesarias para contener la carga, y son utilizados con el fin ahorrar costos. [1]

Por otro lado, existen instituciones las cuales tienen las últimas tecnologías y amplios conocimientos de ingeniería con la finalidad de la utilización de los nuevos sistemas. Según Buchelli Peña [2], nos menciona que existe la posibilidad de romper esquemas en construcción tradicional de siguiente manera:

Se logra edificar estructuras que nos garantizan un porcentaje más efectivo de seguridad y funcionalidad reduciendo ampliamente el peso estructural y mejorando sustancialmente el diseño a partir de una modelación bajo parámetros de sismo-resistencia, existiendo la posibilidad de adquirir conocimientos y la visión de profesionales dedicados a la construcción, innovar en nuevos sistemas con mejores características de resistencia y funcionamiento a costos relativamente menores a largo plazo, sin embargo es indispensable analizar e interpretar correctamente los fenómenos físicos ya que es un factor determinante para lograr un adecuado diseño estructural. [2]

Mientras que N. Jacobsohn citado en el Blog de Ingeniería Civil de Venezuela [3] nos dice que “las soluciones técnicas híbridas y mixtas aún son subutilizadas y poco conocidas por los diseñadores y constructores ya que en el momento de la aplicación la calidad de su ejecución a veces es desfavorable lo que coadyuva a la falta de uso por lo que los componentes específicos que requiere esta tecnología.”

Por otro lado S. Scalzo citado en el Blog de Ingeniería Civil de Venezuela [4] menciona que, en “los edificios el uso de la estructura mixta es una tendencia, ya que muchos fabricantes y empresas utilizan ésta, sobre todo por la productividad asociada a estas soluciones, por ende, es más fácil de ejecutar y tener un bajo costo, puesto que el peso del acero es menor”.

Las construcciones en el distrito de Chiclayo requieren soluciones urgentes, objetivas y seguras puesto que, se hizo un análisis de peligro sísmico a escala regional en la ciudad de Chiclayo.

J. Alva citado en J. Neicer y C. Orbegoso [5] según estudio el mayor porcentaje de estructuras es de adobe presentando una vulnerabilidad alta. [5]

Es por lo que en esta investigación se compara el diseño estructural y los costos de un edificio utilizando sistema tradicional con columnas de concreto armado, y un sistema con columnas mixtas que está revolucionado países europeos, para brindar una mejor solución en lo técnico y económico considerando las condiciones de nuestra región. En base a la

problemática expuesta, se ha llegado a establecer el siguiente problema de investigación ¿Cuál es el diseño estructural y análisis comparativo entre la construcción con elementos de concreto armado y columnas mixtas del complejo parroquial San Juan de Dios en el distrito de Chiclayo? Mientras que, se ha establecido el siguiente objetivo general: El diseño estructural y análisis comparativo entre la construcción con elementos de concreto armado y columnas mixtas del complejo parroquial San Juan de Dios en el distrito de Chiclayo. Así mismo, es que los objetivos específicos planteados, han sido los siguientes: 1) Realizar los estudios de mecánica de suelos; 2) Ejecutar el análisis dinámico de la edificación con diferentes diseños estructurales (columnas de concreto armado y columnas mixtas); 3) Presentar los planos estructurales de las 2 alternativas; 4) Metrar el proyecto estructural y presupuestar cada diseño; 5) Analizar y comparar técnica, económica y ambientalmente los proyectos estructurales.

En base a lo que se ha establecido, la investigación se ha visto justificada por los siguientes puntos: **Aspecto científico:** Se logrará ampliar los conocimientos en sistemas más innovadores, con mejores características de resistencia y funcionamiento a costos. **Aspecto técnico:** Se presenta una comparación entre diseño de columnas de concreto armado y columnas mixtas (perfiles de acero con concreto) con el fin de determinar cuál es la mejor opción para la construcción de la edificación en cuanto a la calidad de los materiales y el personal técnico especializado. **Aspecto económico:** Se determina el presupuesto total por cada sistema constructivo presentando la alternativa más viable para la edificación y los proyectistas puedan tener una idea más auténtica de los costos de cada tipo de sistema. **Aspecto ambiental:** Al construir una edificación de estructuras mixtas se disminuye la sección de sus elementos estructurales que conlleva a un menor uso de concreto y de acero, reduciéndose así el impacto ambiental en la ejecución de este nuevo recinto.

## **II. Marco teórico**

### **2.1. Antecedentes del problema**

Según P.R. Espinoza [6], mencionado en su proyecto de investigación de grado llamada “Diseño estructural de una edificación con secciones compuestas” menciona que:

En la ciudad de Cuenca la construcción de nuevos recintos con un sistema convencional de concreto armado es utilizado frecuentemente, además el diseño con estructuras mixtas de concreto-acero cuenta con un rendimiento en tiempos de constructibilidad mejores al de concreto armado convencional, lo que significa que se realiza en un corto plazo el alquiler de equipos por ende se reduce de la mano de obra, el cual es un factor muy importante al realizar un trabajo de construcción. [6]

En la Universidad de Carabobo, A. Rueda y O. Vázquez [7] se realizó una propuesta de diseño de conexión a momento en estructuras mixtas conformadas por columnas de concreto armado y vigas de acero el cual tiene como propósito fundamental desarrollar una metodología de diseño sismorresistente de las conexiones en estructuras mixtas de columnas rectangulares de concreto armado y vigas de acero. Por ello esta investigación en base a datos e información tomados tanto de textos como de registros de antecedentes como resultado fue desarrollada una metodología de diseño sismorresistente de las conexiones en estructuras mixtas de columnas rectangulares de concreto armado y vigas de acero aplicando los criterios de las normas COVENIN 1618-98, COVENIN 1753-06 y la AISC 360-2005. [7]

El autor A. Bucheli & R. Gamon [2] realizó una investigación en la Universidad de Azuay llamada “Diseño estructural y análisis comparativo entre la construcción con elementos de concreto armado y estructura mixta para una edificación de cuatro plantas” concluyendo que:

La construcción con estructuras metálicas es recomendable utilizarlos en edificios de gran envergadura para así disminuir el peso y los efectos que causa este parámetro dentro de un análisis sísmico y reducir el tiempo de ejecución, ya que los periodos constructivos muy extensos, afectarían directamente al modelo financiero del proyecto; agrega que se podría utilizar el sistema mixto en edificación de mediana altura, siempre y cuando se cuente con el capital necesario. [2]

Por otro lado, K. Sánchez y T. Sanchez [8] realizaron como investigación un Diseño comparativo de estructuras de acero con y sin columnas compuestas el autor afirma que:

Cuando se diseña una estructura, una de las más importantes decisiones es la de seleccionar el material principal con el cual se construirá; esta decisión está muchas veces basada en razones tanto estructurales como económicas, teniendo en cuenta que se debe asegurar el desempeño de los componentes en todo el periodo de vida útil de la estructura. En la actualidad el concreto ha sido uno de los materiales que ha tenido más demanda por sus ventajas principalmente económicas, el acero se ha ido abriendo camino por las bondades constructivas de resistencia, ductilidad y peso que presenta al momento de realizar un diseño; sin embargo, aún presenta dificultades por el elevado costo del material. Si se combinan estos dos materiales de manera eficiente, se puede desarrollar un sistema estructural en el cual se aprovechen las características de cada uno de ellos y presente un mejor funcionamiento que el que presentaría una estructura similar construida con solo uno de los materiales. [8]

Sin embargo J.P. Ceballos & J.D. Rodríguez [9], realizan una investigación el cual tiene como finalidad realizar un acercamiento a los elementos estructurales de sección mixto:

La implementación dentro del diseño de una estructura propuesta en concreto reforzado para finalmente analizar qué tan viable es, por resultado nos argumenta que es pertinente implementar edificaciones y estructuras en general haciendo uso del acero estructural y en especial, de columnas de sección mixta tipo CFT. El presente trabajo demuestra que, si bien el costo de inversión inicial es elevado y podría pensarse así que no es rentable este tipo de sistemas, los beneficios se presentan a largo plazo y en aspectos que van más allá que los simples materiales, tales como factores técnicos de resistencia y deformación, costos directos y otros. [9]

## **2.2. Base Teórica**

Esta tesis se basará en las normativas vigentes para el diseño de la infraestructura en concreto armado y mixtas. Por ello se mencionará las más importantes según el Reglamento Nacional de Edificaciones:

a. Cargas, E020:2006 [10]: “Todas las estructuras deberán resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su norma de diseño específica” [10]

b. Diseño Sismorresistente, E030:2018 [11]: “tiene como finalidad evitar pérdidas de humanas, asegurar la continuidad de los servicios, y minimizar los daños a la propiedad; la misma reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras”.

c. Suelos y Cimentaciones, E050:2018 [12]: “El objetivo de esta norma es establecer los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS), con fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas. Los EMS se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos”

d. Concreto Armado, E60:2009: [13] “fijan los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, diseño, materiales, control de calidad, supervisión de estructuras de concreto armado preesforzado y simple”

e. Estructuras Metálicas, E070:2006, Esta norma es para el diseño, fabricación y montaje de estructuras metálicas para edificaciones acepta los criterios del método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y el método por Esfuerzos Admisibles (ASD). Su obligatoriedad se reglamenta en esta misma Norma y su ámbito de aplicación comprende todo el territorio nacional. [10]

Por otro lado, en el estudio también mencionamos ASCE, & FEMA 356 [15] citado en P. Mamani [14] el cual nos dice que :

Es un compendio de diseño por desempeño aplicable a estructuras de concreto armado, acero estructural, estructuras de madera, estructuras de albañilería estructural y sistemas mixtos, que se encuentran en la región de Estados Unidos; es posible utilizar este código como una guía, siempre y cuando se sigan los reglamentos del código de construcción y normas que rigen en la jurisdicción más cercana de un estado o país.

## 2.3. Criterios de Sismicidad

### 2.3.1. Origen de los terremotos

Según E. Salas [16], menciona al modelo del rebote elástico de Fielding, H.

Cumple un ciclo u proceso en la deformación elástica y acumulación de esfuerzos en una zona de la corteza, incluso supera la resistencia de los materiales utilizados en construcción; no obstante, la falla experimenta una dislocación, ya que la energía elástica acumulada se libera bruscamente haciendo que la energía liberada se disipe en fenómenos no elásticos en la zona de ruptura extendiéndose en forma de ondas sísmicas los cuales hacen vibrar el terreno produciendo deformaciones y tensiones en el terreno por el cual se propagan”. [16]

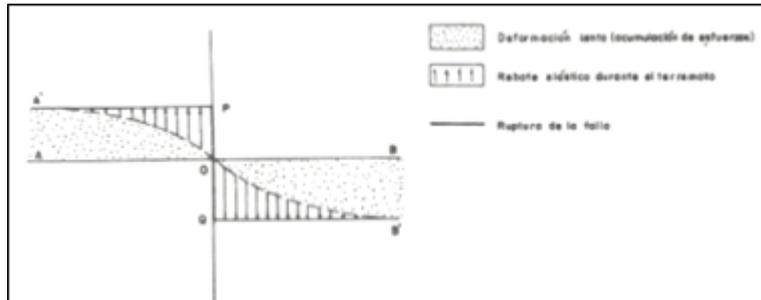


Figura 1 Modelo de rebote elástico de H. Fielding Ried

Fuente: [16]

## 2.4. Aspectos generales de riesgo sísmico

### 2.4.1. Magnitud

El concepto de magnitud lo introdujo Charles Richter en 1935 según Tesis Doctorales de Xarxa [17] definiéndolo como “una medida cuantitativa del tamaño de un terremoto relacionándolo indirectamente con la liberación de energía desde la zona afectada”

### 2.4.2. Intensidad

Según R. Bonett [17] nos dice que “los efectos del movimiento de alguna zona construida por la mano del hombre, no dependerá de medidas instrumentales sino de la información de quien visualiza el daño producido por un terremoto, el uso de intensidad permite identificar el daño y efectos similares”

### 2.4.3. Sismicidad

Según R. Bonett [17] el avance científico trata de mejorar día a día sobre los conocimientos acerca de indicio de un movimiento telúrico, por ello nos dice que “la evaluación del tamaño y forma de propagación de los terremotos dentro de la corteza terrestre; ocurre cuando la tierra alcanza un nivel mayor de resistencia de la roca causando que los lados opuestos, de la misma fallen deslizándose violentamente de un lado hacia otro.”

### 2.4.4. Peligrosidad Sísmica

Según R. Bonett [17] nos dice que “la causa del movimiento telúrico es por fenómenos físicos siendo estos provocados por la mano del hombre además agrega que estos fenómenos del movimiento de terreno pueden ser la falla del terreno, deformación tectónica, la licuefacción, inundaciones, tsunamis, otros.”

## **2.5. Diseño sismo-resistente de estructuras**

### **2.5.1. Criterio de estructuración**

Según E. Cabrera [18] tomado de las características para lograr una estructura sismo-resistente, son:

- Simplicidad y simetría: predice el comportamiento sísmico de una estructura.
- Resistencia y ductilidad: Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada por lo menos en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada una de sus elementos.
- Hiperestacidad y monolitismo: debe indicarse la conveniencia de que las estructuras tengan una disposición hiperestática; ello logra una mayor capacidad resistente.
- Uniformidad y continuidad de la estructura: La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, con elementos que no cambien bruscamente su rigidez, para evitar la concentración de esfuerzos
- Rigidez lateral: Es necesario que en los elementos estructurales aporten rigidez lateral en sus direcciones principales para que así pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones.
- Elementos no estructurales: Colaboran con un mayor amortiguamiento dinámico, debido principalmente a que al producirse agrietamientos internos aumentan los rozamientos. En los sismos violentos, al agrietarse en forma importante contribuyen a disipar energía sísmica, aliviando a los elementos resistentes.
- Cimentación: La regla básica respecto a la resistencia sísmica de la sub-estructura es que se debe obtener una acción integral de la misma durante un sismo

## **2.6. Diseño de Concreto Armado**

El diseño de concreto armado, es considerado como aquel procedimiento que se basa de forma principal, en considerar a todo aquel conocimiento que se tiene, respecto al concreto armado, el cual es definido como aquella confluencia de elementos que conforman no solo al concreto mismo, sino al acero de refuerzo. Además de lo señalado, es que la principal norma de referencia, ha sido la E060, en donde se ofrecen los condicionamientos mínimos que, deberán de ser mantenidos, si es que se desea diseñar alguna estructura de concreto armado, tal y como han sido los espesores mínimos de diseño; así como, la cuantía mínima a considerarse en el diseño estructura y de forma consiguiente, las cargas de diseño, expuestas en normas relacionadas. [13]

### **2.6.1. Estructuración**

Esta define la ubicación de las columnas, vigas, losas y todos aquellos elementos estructurales que accedan a una eficiente estructura antes de las cargas de sismo.

### **2.6.2. Predimensionamiento**

Según la Norma E: 060 del Reglamento Nacional de Edificaciones [13] nos dice que establece peraltes mínimos para losas nervadas o aligeradas en una dirección para no verificar deflexiones.

Tabla 1  
*Peraltes mínimos para losas aligeradas para no verificar deflexiones*

	Espesor o peralte mínimo, $h$			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: Norma E:060 según Reglamento Nacional de Edificaciones [13]

### Vigas

Para la altura de la viga se consideró  $h=L/12$ , y para la base  $b=B / 20$ ,

B: ancho tributario de la viga

Base: Mayor a 25 cm.

### Columnas

Aquí se realiza con el criterio de dimensionamiento por cargas de gravedad:

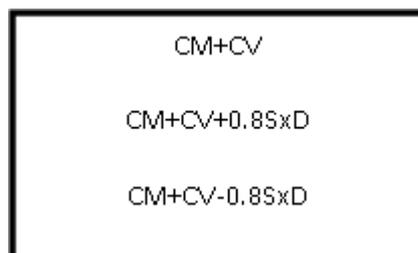
$$A_c = \frac{P_c}{0.35 \cdot f'c}$$

Dónde:

$P_c$ : Cargas de servicio

### Zapatas

Se consideró zapatas conectadas, para su predimensionamiento se pidieron las fuerzas en los puntos de las columnas por los combos de servicio:



Luego se calculó el  $\sigma$  neto con la siguiente fórmula:

$$\sigma_{neto} = \sigma_{adm} - [(\gamma_{nat}) \times h_z + (\gamma_{relleno} - \gamma_{natural}) \times h_f + \gamma_{relleno} \times h_{acabado} + \gamma_{piso} \times h_{piso} + s/c]$$

Para dimensionar el área de la zapata se utiliza la siguiente fórmula:

$$A = \frac{1.2Ps}{\sigma_{neto}}$$

Para dimensionar el área de la viga de conexión:

$$h = \frac{Ln}{7}$$

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

Dónde:

Ln: longitud entre columnas.

### **2.6.3. Análisis Sismorresistente**

Según el Diario Peruano [13] el RNE mediante la Norma de Concreto Armado E060 establece que, para realizar un análisis dinámico y estático para las edificaciones, cuya filosofía y principios son: evitar daños u pérdidas humanas, es brindar calidad en los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad.

#### **Parámetros sísmicos**

##### **a. Factor de Zona**

Este se expresa como parte de la aceleración de la gravedad, la norma E.030 [11] estableciendo un factor zona “Z” pues este dependerá de la ubicación del proyecto a continuación se muestra las zonas sísmicas de nuestro país.

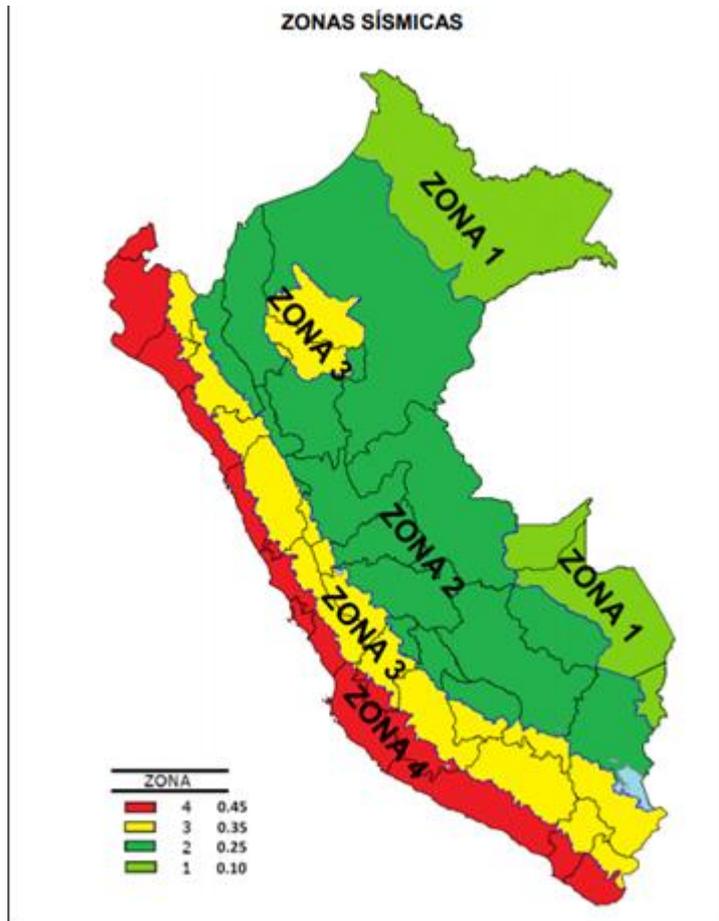


Figura 2 Factores de suelo “S”

Fuente: Norma E:030 [11]

**Parámetros de sitio Perfil del suelo:**

Este se escogió conforme a su capacidad portante, se clasifico como suelos intermedios (S2) igual a 0.96 kg/cm<sup>2</sup>.

Tabla 2  
Factores de Suelo “S”

FACTOR DE SUELO “S”				
SUELO ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma E:030 [11]

Tabla 3  
Períodos “TP” y “TL”

PERÍODOS " $T_P$ " Y " $T_L$ "				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
$T_P$ (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L$ (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma E:030 [11]

### Factor de amplificación sísmica

#### Periodo fundamental - Vibración "T"

Debido a las características se tomará en cuenta el factor de amplificación sísmica C por lo que se representa en lo siguiente:

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

Donde

T: Periodo fundamental de vibración

Formula:

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

$C_T = 35$ , toma este valor porque es para edificios resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

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

$C_T = 45$ ,

Se utilizará para:

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

$C_T = 60$ ,

Se utilizará para:

Edificios de albañilería y los que están construidos por concreto armado dual, muros estructurales, y ductilidad limitada.

### Factor de uso

Este dependerá de la categoría de la edificación, se escogió el factor “U”

Tabla 4

*Categoría de las edificaciones y factor “U”*

CATEGORIA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
<b>A</b>	<b>Edificaciones Esenciales</b>	<b>1.5</b>
<b>B</b>	<b>Edificaciones Importantes</b>	<b>1.3</b>
<b>C</b>	<b>Edificaciones Comunes</b>	<b>1.0</b>
<b>D</b>	<b>Edificaciones Temporales</b>	<b>*</b>

Fuente: Norma E:030 [11]

### Sistema estructural

Según J. Ramos [19] el sistema estructural dependerá de los materiales utilizados y el sistema de estructuración sismo - resistente presentando la siguiente tabla:

Tabla 5

*Coefficiente Básico de Reducción  $R_0$*

<b>SISTEMAS ESTRUCTURALES</b>	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción $R_0$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada.</b>	<b>3</b>
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	<b>7</b>

Fuente: Norma E:030 [11]

### Regularidad estructural

Se considerará al  $I_a$  o  $I_p$  igual a 1, siempre y cuando no tenga alguna irregularidad. De lo contrario se presenta lo siguiente:

Tabla 6

*Irregularidades Estructurales en Altura*

TIPO	FACTOR
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0.75
Irregularidad de Resistencia – Piso Débil	0.75
Irregularidad Extrema Rigidez	0.5
Irregularidad Extrema Resistencia	0.5
Irregularidad de Masa o Peso	0.9
Irregularidad Geométrica Vertical	0.9
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.8
Discontinuidad extrema en los Sistemas Resistentes	0.6

Fuente: Norma E:030 [11]

Tabla 7  
*Irregularidades Estructurales en Planta*

TIPO	FACTOR
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.6
Esquinas Entrantes	0.9
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.9

Fuente: Norma E:030 [11]

### **Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas “R”**

Se determina la irregularidad y obtenemos la siguiente fórmula:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

### **Estimación del peso**

Según el RNE citado en el Diario Oficial El Peruano [20] para las edificaciones se utilizará lo siguiente:

Tabla 8  
*Peso de carga viva por categorías*

CATEGORÍAS	PESO DE CARGA VIVA
A y B	50%
C	25%

Fuente: Norma E:060 según Reglamento Nacional de Edificaciones [13]

### **Fuerza cortante en la base**

La fuerza cortante total en la base de la estructura en la dirección en la cual se analiza, se utilizará la siguiente fórmula:

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

Dónde: C/R será mayor 0.11

### Modos de vibración

Se considerará siempre y cuando la masa sea como mínimo 90% de masa total.

### Fuerza cortante mínima

La fuerza cortante para una estructura regular no podrá ser mínima del 80% del cortante estático, y si es irregular no podrá ser menor de 90% de la misma.

### Desplazamiento lateral relativo admisible

Se calcularán multiplicando por 0.75R cuando sean estructuras regulares, y para estructuras irregulares se multiplicará por R.

Tabla 9

*Límites para la distorsión del entrepiso*

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	( $\Delta_i / h_{ei}$ )
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Norma E:030 [11]

## 2.6.4. Consideraciones para el diseño en Concreto Armado

### 2.6.4.1. Diseño de Vigas

Para el diseño por flexión se utilizaron las siguientes fórmulas:

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

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

Dónde:

d: peralte efectivo

$\phi$ : factor de reducción de resistencia 0.90

b: base de la viga

Luego se realizó la verificación de cuantía mínima y cuantía máxima para verificar si la viga será simplemente reforzada o doblemente reforzada.

$$p_{min} < p < p_{max}$$

$$p = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$p_{min} = 0.70 \times \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$p_{max} = 0.75 \times p_b$$

$$p_b = 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left( \frac{6300}{6300 + f_y} \right)$$

Posteriormente se realizó la verificación de ancho mínimo de la viga con el número de aceros que se colocarán. Finalmente, según lo establecido por la Norma E.060 [11] del RNE, se diseña la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

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

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

Dónde:

$\phi$ : factor de reducción de resistencia 0.85

$V_n$ : resistencia nominal al cortante.

$V_c$ : resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

$V_s$ : resistencia al cortante que soporta el refuerzo.

$A_v$ : área refuerzo para cortante dentro del espaciamiento.

$S$ : espaciamiento

Según la Norma E.060 [13] la restricción para el espacio del refuerzo de cortante no debe exceder de  $d/2$  ni de 60cm; y además para el espaciamiento del refuerzo de cortante no deben exceder de:  $d/4$ ; 8 veces el diámetro de las barras longitudinales, 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, ni de 30cm.

### **Longitudes de desarrollo y empalmes**

Se calcularon según lo estipulado en la Norma E.060 [13]:

Tabla 10

*Longitudes de desarrollo y empalmes*

Condiciones	Alambres corrugados o barras de 3/4" y menores	Barras mayores de 3/4"
<p>Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrolladas no menor que <math>db</math>, con recubrimiento libre no menor que <math>db</math>, y estribos a lo largo de <math>\ell_d</math> por lo menos iguales al mínimo indicado en 11.5.6.</p> <p>Aplicable también cuando el espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrolladas o empalmadas no sea menor que <math>2 db</math> y el recubrimiento libre no menor que <math>db</math> (ver Fig.12.1).</p>	$\left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{2,6 \sqrt{f_c}} \right) db$	$\left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{2,1 \sqrt{f_c}} \right) db$
Otros casos	Ver 12.2.3	Ver 12.2.3

Fuente: Norma E:060 [13]

Para calcular las longitudes de desarrollo dependerá de lo siguiente:

Tabla 11  
Factores para calcular de desarrollo

Factor	Condiciones	Valor
$\psi_t$	Barras superiores.*	1,3
	Otras barras.	1,0
$\psi_e$	Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que $3db$ o espaciamiento libre menor que $6 db$ .	1,5
	Otras barras o alambres con tratamiento superficial epóxico.	1,2
	Barras sin tratamiento superficial	1,0
$\psi_s$	Barras de 3/4" y menores.	0,8
	Barras mayores de 3/4".	1,0
$\lambda$	Concreto liviano.	1,3
	Concreto de peso normal.	1,0

Fuente: Norma E:060 [13]

#### 2.6.4.2. Diseño de Columnas

Lo primero que se verifica es si las columnas se diseñaran por flexión o flexo compresión a través de la siguiente:

$$P_u < 0.1 * f_c * A_g$$

**Por flexión**, se realiza el mismo proceso para el diseño de vigas, pidiendo los momentos 3-3 y momentos 2-2 en el programa SAP 2000.

**Por flexo-compresión**, se utilizará el método de Bressler, primero realizando un análisis a dos caras con las siguientes fórmulas:

$$\gamma = (H - 12) / H$$

$$K_n = (P_n / f'_c * A_g)$$

$$R_n = (M / f'_c * A_g * H)$$

Luego se realizó el análisis a cuatro caras, para finalmente utilizar la ecuación de Bressler que determinará el  $P_n$  y de esta manera sabremos si nuestro diseño es el adecuado.

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

El área de refuerzo longitudinal total deberá ser  $0.01 < x < 0.06$  al área total de la sección transversal de la columna.

Una vez definido la cantidad de acero que se tendrá en las columnas y su sección, se realizará el diagrama de iteración en el cual todas las cargas por cada una de las combinaciones deberán caer dentro del diagrama de iteración, caso contrario se tendrá que aumentar la cantidad de barras longitudinales o aumentar la sección de las columnas.

#### **2.6.4.3. Diseño de Losas Aligeradas**

Se considera la sección de una viga T, y el diseño se realizó por flexión utilizando las ecuaciones para diseño de vigas; luego se realizó la verificación de cuantías utilizando como cuantía mínima la cuantía por temperatura = 0.0018 y finalmente se verifica donde la cortante última tiene que ser menor a la cortante resistente ( $\phi V_n \geq V_u$ ), que en este caso es la del concreto, caso contrario se tendrá que ensanchar la vigueta.

#### **2.6.4.4. Diseño de Escalera**

Este se realizó por flexión utilizando las ecuaciones de diseño de vigas y se realizó la verificación por cortante ( $\phi V_n \geq V_u$ ), para determinar el refuerzo negativo se dividirá entre 2 al área de acero calculado por el momento positivo. Finalmente se calculó un refuerzo por temperatura con la siguiente fórmula:

$$A_{st} = 0.0018 \times b \times d$$

#### **2.6.4.5. Diseño de cimentación**

El tipo de cimentación que se utilizó fue de zapatas conectadas, para dimensionar las zapatas se realizó con los esfuerzos admisibles, verificando que no existan tracciones en el suelo y verificando que las presiones entre su área tributaria sean menores al neto.

Para el diseño de las zapatas se utilizaron los esfuerzos últimos y se realizaron las siguientes verificaciones:

Verificación de corte por flexión

$$Vu < \phi Vc$$

$$Vu = qu \times (Lv - d)$$

$$Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

Dónde:

qu: presión del suelo.

Lv: longitud de vuelo de la zapata

d: peralte efectivo

$\phi$ : 0.85.

Verificación por punzonamiento que es igual al menor resultado de las siguientes ecuaciones:

$$Vn = 0.27x \left( 2 + \frac{4}{Bc} \right) x \sqrt{f'c} x Po x d$$

$$Vn = 0.27x \left( \frac{\alpha \cdot d}{Po} \right) x \sqrt{f'c} x Po x d$$

$$Vn = 1.10 x \sqrt{f'c} x (Po x d)$$

Dónde:

Po: perímetro crítico.

d: peralte efectivo.

Bc: Dimensión Mayor de la columna/Dimensión menor de columna.

$\alpha$  =Parámetro igual a 40 si es columna intermedia, 30 para laterales y 20 para esquinas.

Verificación por aplastamiento:

$$Pu \leq \phi \times 0.85 \times f'c \times Ao$$

Donde:

Ao: área crítica.

Para el diseño por flexión se empleó la siguiente ecuación:

$$M_{act} = qu \times B \times \frac{Lv^2}{2}$$

Donde:

qu: presión del suelo.

B: ancho de la cimentación.

Lv: longitud de vuelo de la zapata.

Una vez obtenido el momento se procedió a calcular el acero con la siguiente ecuación:

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

Así mismo se realizó la verificación de acero mínimo:

$$A_{s \text{ mín}} = \rho_{\text{min}} \times b \times d$$

Donde:

$\rho_{\text{min}}$  =cuantía mínima es igual a 0.0018 si es una capa y 0.0012 si es dos capas.

b: ancho de la cimentación.

d: peralte efectivo.

#### 2.6.4.6. Diseño de Muros de corte

Se realizó la verificación por flexión, flexo compresión, tracción pura, compresión pura, cortante y deslizamiento para el diseño de placas. Lo primero que se realizó fue la verificación si se diseñará por flexión o flexo compresión con la siguiente ecuación:

$$P_u \leq 0.1 \times f'c \times A_g$$

Una vez realizada esta verificación se escogió el momento último de diseño que es 1.2 M<sub>cr</sub>, siempre y cuando M<sub>cr</sub> sea mayor que los momentos extraídos por combos de diseño.

Si el diseño es por flexión:

$$M_{cr} = \frac{2 \times \sqrt{f'c} \times l_g}{y_t}$$

Si el diseño es por flexo compresión:

$$M_{cr} = \left(2 \times \sqrt{f'c} + \frac{P_u}{A_g}\right) \times \frac{l_g}{y_t}$$

Dónde:

Y<sub>t</sub>: Distancia a la fibra más alejada en tracción

#### Diagrama de iteración

Se realiza la primera verificación, por ello en el diseño por flexo compresión se realizó el diagrama de iteración que está directamente relacionado con la cantidad de acero usado y las dimensiones de la placa.

Luego se procedió a calcular los 6 puntos de iteración: compresión pura; condición que la deformación del acero igual a cero ( $\epsilon_s=0$ ); condición balanceada entre dos; condición balanceada igual a 0.0021; flexión pura y tracción pura.

Con esos 6 puntos se realizó el diagrama de iteración en el cual todos los momentos y cargas axiales últimas extraídas del Sap2000 tienen que caer dentro del diagrama de iteración y con ello podemos concluir que el acero utilizado es el correcto. Se realizó la verificación de confinamiento en los extremos de la placa con las siguientes condiciones:

Se confinará, si la profundidad del eje neutro “c” sobrepase la siguiente ecuación:

$$c \geq \frac{Lw}{600x\left(\frac{\delta v}{h_v}\right)}$$

Se deberá confinar si es que el esfuerzo máximo en compresión sobrepase el  $0.2 \times f'_c$ .

$$\frac{P_u}{A} + \frac{M_c \times c}{I} \geq 0.2 \times f'_c$$

Dónde:

C: Distancia de fibra más alejada en compresión al eje neutro.

Lw: longitud de la placa.

$\delta v$ : desplazamiento.

Hv: altura de la placa.

La longitud de confinamiento se considerará la mayor del resultado de las siguientes ecuaciones:

$$C - 0.1 \times Lw$$

$$C/2$$

Longitud mínima = 30cm.

Luego se realizó la verificación de tracción pura:

$$T \leq A_s \times f_y \times \phi$$

$$\phi = 0.9$$

Verificación de compresión pura en el extremo:

$$C \leq \phi \times 0.8 \times (0.85 \times f'_c \times (A_g - A_s) + f_y \times A_s)$$

$$\phi = 0.7$$

Verificación por cortante:

Para el diseño por cortante existen tres casos, para lo cual se verificó en que caso se trabajará:

Caso 1: Sí

$$\frac{V_u}{\phi} \leq 0.27 x \sqrt{f'c} x b w x d$$

donde la cuantía mínima horizontal será igual a 0.002 y la cuantía mínima vertical será 0.0015.

Caso 2: Sí

$$0.27 x \sqrt{f'c} x b x d < \frac{V_u}{\phi} \leq 0.53 x \sqrt{f'c} x b w x d:$$

la cuantía mínima horizontal es igual a 0.0025 y la cuantía mínima vertical se calculará con la siguiente ecuación:

$$P_{min} = 0.0025 + 0.5 x \left( 2.5 - \frac{hw}{lw} \right) x (P_{hmin} - 0.0025) \geq 0.0025$$

Caso 3: Sí

$$\frac{V_u}{\phi} > 0.53 x \sqrt{f'c} x b w x d$$

la cuantía horizontal y la cuantía mínima vertical se calculará con las siguientes ecuaciones:

$$P_{min \text{ hor}} = \frac{\left( \frac{V_u}{\phi} - V_c \right) x Sh}{f_y x d} \geq 0.0025$$

$$P_{min \text{ vert}} = 0.0025 + 0.5 x \left( 2.5 - \frac{hw}{lw} \right) x (p_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Dónde:

Sh: separación horizontal.

Finalmente se realizó la verificación por deslizamiento donde el área de acero vertical tiene que soportar el deslizamiento, caso contrario se vuelve a calcular el área de acero necesario para soportar el deslizamiento

$$A_{vf} = \frac{\frac{V_u}{\phi c}}{f' y x \mu}$$

Tabla 12 *Coefficiente de fricción "μ"*

VALORES DE "μ"	
Concreto colocado monolíticamente	1.4 λ
Concreto colocado contra concreto endurecido con superficie rugosa tratada intensionalmente	1.0 λ
Concreto colocado contra concreto endurecido con superficie no tratada	0.6 λ
Concreto anclado a acero mediante conectores	0.7 λ

Fuente: Norma E:060 según Reglamento Nacional de Edificaciones [13]

Tabla 13 *Coefficiente "λ"*

VALORES DE "λ"	
Concreto Normal	1
Concreto Liviano (con arena peso normal)	0.85
Concreto Liviano (con todos los agregados livianos)	0.75

Fuente: Norma E:060 según Reglamento Nacional de Edificaciones [13]

## 2.7. Diseño de Columnas Mixtas

El diseño de las estructuras mixtas, cuenta con información de diseño, correspondiente no solo a los elementos de concreto armado, sino a todo aquel conocimiento que se tiene respecto al acero estructural. En base a ello, es que se podrán llegar a combinar los diferentes materiales, con la finalidad de poder aprovechar las ventajas que trae uno sobre otro, en cuanto a la resistencia, durabilidad y capacidad de sopor de carga, tales como momento flector, cortante, entre otros. Así mismo, es que se puede exponer como ventaja, el hecho de que las estructuras mixtas, tienden a contar con mejores capacidades técnicas y resistentes, pero suelen tener un costo extra, por el material acero estructural.

### 2.7.1. Introducción

Según la Asociación Latinoamericana del Acero [21] en una edificación las columnas son miembros principales cuya función es transmitir a la base las solicitaciones a las cuales está sometida la estructura, pero hay ocasiones en que las solicitaciones que deben resistir estos miembros (tracción, compresión, flexión y/o corte) exceden las capacidades del material. Una posible solución para estas situaciones es el uso columnas mixtas (concreto y acero). Este tipo de miembros utiliza las mejores características de cada material, combinando la rapidez de construcción, resistencia, capacidad de cubrir grandes luces y baja relación peso/resistencia del acero, con la rigidez, amortiguamiento intrínseco y economía del concreto. El resultado de esta combinación es estructuras más eficaces y económicas. Dentro de las columnas mixtas existen dos tipos: las columnas en las cuales el perfil de acero se encuentra embebido en el concreto ("Steel Reinforced Concrete", SRC) y las columnas donde un perfil tubular de acero se encuentra relleno con concreto por dentro ("Concrete Filled Tube", CFT, o "Rectangular Concrete Filled Tube", RCFT).

### 2.7.2. Diseño de estructuras de acero

Cuando se hablan acerca de las estructuras de acero, es que se puede señalar el hecho de la importancia que ha llegado a tener el material, dentro del sector construcción,

principalmente por la capacidad que tiene el mismo, para poder soportar grandes cargas, en cuanto a la compresión, tracción, entre otros. Sin embargo, no se puede dejar de lado, la ventaja que tiene este material, para poder contar con un peso menor, en comparación al concreto armado y ventajas superlativas, en relación al mismo, siempre llegando a considerar la diferencia de costo que tiene uno, respecto a otro.

### 2.7.3. Normativas del Diseño de Columnas Mixtas

#### 2.7.3.1. AISC 360-05

Según La Asociación Latinoamericana del Acero [21] nos dice que en esta normativa se utilizan 2 métodos de diseño estático para miembros estructurales de acero y mixtos, el primero se basa en esfuerzos admisibles (ASD) y el segundo en factores de carga y resistencia (LRFD)

#### Determinación de la resistencia de columnas mixtas:

Existen 2 métodos para hallar la resistencia de columnas mixtas según Asociación Latinoamericana del Acero [21].

##### a) Método de distribución plástica de tensiones

Según la Asociación Latinoamericana del Acero [21]: consiste en la determinación de la capacidad plástica de la sección, considerando que toda la sección de acero se plastifica, y utilizando el bloque rectangular de esfuerzos de compresión del concreto. Esta capacidad puede ser reducida de acuerdo a las condiciones de estabilidad del elemento

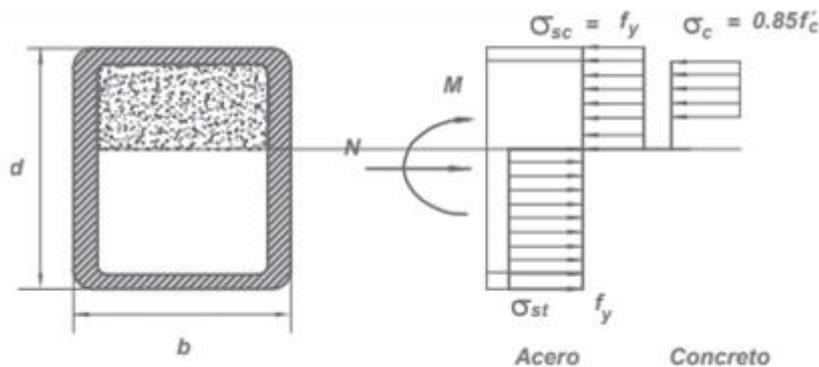


Figura 3 Método de la distribución plástica de esfuerzos

Fuente: [16]

##### b) Método de compatibilidad de deformaciones

Según la Asociación Latinoamericana del Acero [21]: consiste en considerar compatibilidad de deformaciones y establecer que la fibra extrema del concreto se encuentra a la deformación de ruptura. Este método es el tradicionalmente utilizado para elementos de concreto armado de acuerdo con el American Concrete Institute (ACI).

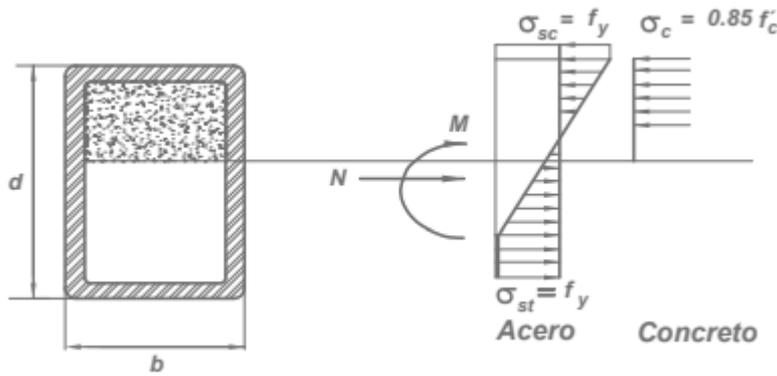


Figura 4 Compatibilidad de Deformaciones

Fuente: [16]

### c) Limitaciones de los materiales

La Asociación Latinoamericana del Acero [21] nos dice que la resistencia a la compresión del concreto  $f'_c$  posee distintas limitaciones dependiendo del concreto a utilizar:

Para concretos de peso normal cuya densidad es aproximadamente 2400 kg/m<sup>3</sup>):

$$21 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 70 \text{ MPa}$$

El límite superior de 70 MPa se impuso para cálculos de resistencia

Para concretos livianos corresponde a un concreto cuya densidad no excede 1840 kg/m<sup>3</sup> [21]:

$$21 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 42 \text{ MPa}$$

El límite superior de 42 MPa se impuso para promover el uso de concreto liviano de buena calidad, pero con disponibilidad adecuada.

### d) Conectores de corte

Estas se utilizan en barras con cabeza cuya longitud no sea menor a 4 veces el diámetro de la barra, después de instaladas; o canales laminadas en caliente.

#### 2.7.3.1.1. Miembros solicitados por fuerza axial

##### a) Limitaciones geométricas

Según la Asociación Latinoamericana del Acero [21] para las columnas mixtas del tipo CFT y RCFT se tienen las siguientes limitaciones geométricas:

El área de la sección transversal de acero no debe ser menor que el 1 % del área total.

Para RCFT, se debe cumplir la  $b/t < 2,26 \cdot \sqrt{E_s/F_y}$ , donde b corresponde al ancho de la sección de acero y t a su espesor. Se permite la utilización de valores mayores de la relación b/t siempre y cuando su uso sea justificado por ensayos o análisis.

Para CFT, se debe cumplir la relación  $D/t < 0,15 \cdot E_s/F_y$ , donde D corresponde al diámetro de la sección de acero. Se permite la utilización de valores mayores de la relación D/t, siempre y cuando su uso sea justificado por ensayos o análisis. Las limitaciones de esbeltez toman en cuenta el efecto de confinamiento del concreto en el pandeo local de la pared del tubo rectangular o circular.

### b) Resistencia a la compresión

Según la Asociación Latinoamericana del Acero [21] también nos dice que la resistencia nominal en compresión  $P_n$  se encuentra controlada por el estado límite de pandeo global. La resistencia nominal es: Cuando  $P_n \geq 0,44 P_o$ :

$$P_n = P_o \cdot \left(0,658^{P_o/P_e}\right)$$

Cuando  $P_n < 0,44 P_o$ :

$$P_n = 0,877 \cdot P_e$$

donde:

$$P_e = \pi^2 \cdot (EI_{eff}) / (KL)^2$$

Para columnas SRC:

$$P_o = A_s \cdot F_y + A_{sr} \cdot F_{yr} + 0,85 \cdot A_c \cdot f'_c$$

$$EI_{eff} = E_s \cdot I_s + 0,5 \cdot E_s \cdot I_{sr} + C1 \cdot E_c \cdot I_c$$

$$C1 = 0,1 + 2 \cdot \left(\frac{A_s}{A_s + A_c}\right) \leq 0,3$$

Para columnas CFT y RCFT:

$$P_o = A_s \cdot F_y + A_{sr} \cdot F_{yr} + C2 \cdot A_c \cdot f'_c$$

$$EI_{eff} = E_s \cdot I_s + E_s \cdot I_{sr} + C3 \cdot E_c \cdot I_c$$

$$C3 = 0,6 + 2 \cdot \left(\frac{A_s}{A_s + A_c}\right) \leq 0,9$$

Donde:

$P_o$ : Resistencia nominal de compresión sin considerar el efecto del largo de la columna.

$P_e$ : Carga crítica de Euler.

$E_{\text{eff}}$ : Rigidez efectiva de la sección mixta

$E_s$ : Módulo de Elasticidad del Acero.

$E_c$ : Módulo de Elasticidad del Concreto.

$KL$ : Longitud efectiva de pandeo de la columna.

$C_2$ : Coeficiente igual a 0,85 para RCFT y 0,95 para CFT.

$\phi_c$ : Coeficiente de minoración de resistencia a la compresión.

$A_s$ : Área de la sección transversal del perfil de acero.

$A_c$ : Área total de la sección transversal de concreto.

$A_{sr}$ : Área de las barras de refuerzo continuo.

$f'_c$ : Resistencia cilíndrica del concreto a la compresión.

$F_y$ : Tensión mínima de fluencia del perfil de acero.

$F_{yr}$ : Tensión mínima de fluencia de las barras de refuerzo.

$I_c$ : Momento de Inercia de la sección total no fisurada de concreto.

$I_s$ : Momento de Inercia de la sección del perfil de acero.

$I_{sr}$ : Momento de Inercia de las barras de refuerzo.

Para diseñar con LRFD, se debe multiplicar la resistencia nominal por un factor  $\phi_c = 0.75$ . Para ASD, se divide la resistencia nominal por un factor  $\Omega_c = 2.00$ .

Para diseñar con LRFD, se debe multiplicar la resistencia nominal por un factor  $\phi_c = 0.75$ . Para ASD, se divide la resistencia nominal por un factor  $\Omega_c = 2.00$ .

### c) Resistencia a la tracción

La resistencia nominal en tracción  $P_n$  de una columna mixta se encuentra controlada por el estado límite de fluencia del acero:

$$P_n = A_s \cdot F_y + A_{sr} \cdot F_{yr}$$

La resistencia de diseño en tracción se calcula de la misma manera para cualquier tipo de columna mixta.

Para diseñar con LRFD, se debe multiplicar la resistencia nominal por un factor  $\phi_t = 0.9$ .

Para ASD, se divide la resistencia nominal por un factor  $\Omega_t = 1.67$ .

### d) Resistencia al corte:

Según la Asociación Latinoamericana del Acero [21] menciona que en una columna mixta la resistencia al corte se hallará considerando la resistencia del acero o la resistencia del concreto. Cuando se desea considerar sólo el efecto del acero se debe aplicar la siguiente formula:

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v + A_{st} \cdot F_{yr} \cdot \frac{d}{s}$$

Donde el coeficiente  $C_v$  se calcula cuando:

- El perfil de acero es I laminado de doble simetría.
- El perfil de acero es una sección tubular hueca:
- El perfil de acero no es I ni sección circular tubular

### 2.7.3.1.2. Miembros solicitados por flexión

#### a) Resistencia a la Flexión:

Según la Asociación Latinoamericana del Acero [21] respecto a la sección transversal de cualquier tipo de columna mixta se hallará utilizando los siguientes:

- La superposición de las tensiones elásticas y para la distribución de tensiones plásticas tanto en la sección mixta y la sección de acero respectivamente para diseñar con LRFD, se multiplicará la resistencia nominal por  $\phi_b = 0,9$  y para ASD, se divide la resistencia nominal por  $\Omega_b = 1,67$ .

- Además, si existen conectores de corte y el concreto cumple con las limitaciones del material expuestas anteriormente, y la resistencia nominal a la flexión se calcula en base al método de distribución de tensiones plásticas o al método de compatibilidad de deformaciones en la sección mixta. Para diseñar con LRFD, se debe multiplicar la resistencia nominal por  $\phi_b = 0,85$ . Para ASD, se divide la resistencia nominal por  $\Omega_b = 1,76$ .

### 2.7.3.1.3. Miembros solicitados por fuerza axial y flexión combinados

El cálculo de la demanda sobre los miembros solicitados por fuerza axial y flexión combinados, deberán incluir los efectos de segundo orden, bien sea por un análisis de segundo orden o por amplificación de fuerzas de primer orden.

En la resistencia nominal de la sección transversal se deberá utilizar el método de distribución de tensiones plásticas o el método de compatibilidad de deformaciones en la sección mixta según la Asociación Latinoamericana del Acero [21]

### 2.7.3.2. ACI 318-05

Según el Comité ACI 318-05 [22] las consideraciones y requisitos de diseño para columnas compuesta descritas aquí solo es aplicable en el caso de solicitaciones a compresión.

#### Limitaciones geométricas y de materiales:

Para los tipos de columnas mixtas (CFT y RCFT) se presentan las siguientes limitaciones:

- Para RCFT, se debe cumplir la relación  $b/t \geq \sqrt{3E_s/F_y}$ , donde  $b$  corresponde al ancho de la sección de acero y  $t$  a su espesor.
- Para CFT, se debe cumplir la relación  $D/t \geq \sqrt{8E_s/F_y}$ , donde  $D$  corresponde al diámetro de la sección de acero.

#### a) Resistencia a la compresión

Para esta se presenta la siguiente formula:

$$\phi_c \cdot P_{n,max} = \phi_c \cdot 0,85 \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + F_y \cdot A_{st})$$

donde la Asociación Latinoamericana del Acero [21] señala que:

- $\phi_c$  corresponde al factor de minoración de la resistencia a la compresión
- $A_{st}$  es el área total de acero no preesforzado.
- Factor 0,85 que multiplica a  $\phi_c$ , su propósito es limitar la resistencia de diseño máxima a compresión del elemento, para considerar el efecto de una imperfección mínima en la geometría o aplicación de la carga al elemento.

#### **b) Efectos de esbeltez:**

Según la Asociación Latinoamericana del Acero [21] el ACI 318-05 considera los efectos de esbeltez para amplificar los momentos de primer orden por efectos de segundo orden, no modifica la capacidad a compresión del elemento.

Para calcular los factores de amplificación requiere de un radio de giro y una rigidez efectiva.

Para la evaluación del radio de giro,  $r$ , de la sección mixta establece un límite superior de este parámetro igual a:

$$r = \sqrt{\frac{(E_c \cdot I_g / 5) + E_s \cdot I_{sx}}{(E_c \cdot A_g / 5) + E_s \cdot A_{sx}}}$$

Donde:

$E_s$ : Módulo de Elasticidad del Acero.

$E_c$ : Módulo de Elasticidad del Concreto.

$I_g$ : Momento de Inercia de la sección total de la columna mixta.

$I_{sx}$ : Momento de Inercia del eje fuerte de la sección de acero.

$A_g$ : Área de la sección total de la columna.

$A_{sx}$ : Área de la sección de acero.

Para el cálculo de la rigidez efectiva, la norma establece que se puede utilizar la siguiente fórmula, para el caso de columnas mixtas, en ausencia de una estimación más precisa.

$$EI = \frac{(E_c \cdot I_g / 5)}{1 + \beta_d} + E_s \cdot I_{sx}$$

Donde:

$\beta_d$  es la razón entre la máxima carga axial permanente mayorada y la máxima carga axial total mayorada. En caso de que no se disponga de los datos sobre la o las cargas axiales mayoradas a las que se encuentra sometida la columna, el Comentario del código ACI 318-05 [22] permite aproximar  $\beta_d$  a 0,6.

## 2.7.4. Recomendaciones de Diseño

Se presenta los métodos de diseño recomendados para cada tipo de columnas compuestas.

### 2.7.4.1. Columnas SRC

#### 2.7.4.1.1. Diseño de columnas solicitadas por Compresión

Para el diseño de columnas por solicitaciones a compresión se recomienda utilizar el método expuesto por el Código ACI 318-05 [22], debido a que presentó una mejor correlación en los datos experimentales hechos por los códigos de AISC 360-05 [23] y el Eurocode 4

Se debe utilizar la siguiente formula:

$$\phi * P_{n,max} = 0,85 \cdot \phi_c \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr})$$

Donde:

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del concreto

$A_c$ : Área del concreto armado

$A_s$ : Área del perfil de acero

$A_{sr}$ : Área total de las armaduras longitudinales

$F_y$ : Tensión de fluencia del perfil de acero

$F_{yr}$ : Tensión de fluencia de la armadura longitudinal

$\phi_c$ : 0.65

La rigidez efectiva se calcula:

$$EI_{eff} = \frac{(E_c I_g / 5)}{1 + \beta_d} + E_s \cdot I_{sx} + E_{sr} \cdot I_{srx}$$

Donde:

$I_g$ : Área total de la columna mixta  
 $I_{sx}$ : Momento de Inercia del perfil de acero en el eje fuerte  
 $I_{srx}$ : Momento de Inercia proporcionado por el refuerzo longitudinal en el eje fuerte  
 $I_{sry}$ : Módulo de elasticidad del concreto  
 $E_c$ : Módulo de elasticidad del perfil de acero  
 $E_s$ : Módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal  
 $\beta_d$ : Relación máx. de la fuerza axial sostenida mayorada y la máx. fuerza axial mayorada asociada con la misma combinación de carga. Cuando se desconocen las fuerzas mayoradas se puede aproximar  $\beta_d = 0.60$

#### 2.7.4.1.2. Diseño de columnas solicitadas por Tracción

Se recomienda usar el código AISC 360-05 [23], debido a que es el único código que presenta el diseño por tracción para una columna compuesta.

Se debe cumplir que  $\phi P_n > P_u$ , donde  $P_u$  se obtiene de las solicitaciones de tracción en la columna.

$$P_n = F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr}$$

Donde:

$A_s$ : Área de la sección de acero

$A_{sr}$ : Área de los refuerzos longitudinales

$F_y$ : Tensión de fluencia del perfil de acero

$F_{yr}$ : Tensión de fluencia de las barras longitudinales

Los factores de minoración de la resistencia son  $\phi_t = 0.90$  (LRFD) y  $\Omega_t = 1.67$  (ASD)

#### 2.7.4.1.3. Diseño de columnas solicitadas por Corte

Se debe tener en cuenta la resistencia del acero o la del concreto, esta se debe calcular el corte  $V_n$  considerando la resistencia del perfil embebido de acero.

$$V_n = V_s + V_{sv} = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v + \frac{A_{st} \cdot F_{yr} \cdot d}{s}$$

Donde:

Vs: Resistencia nominal al corte del perfil de Acero [N]

Vsv: Resistencia nominal al corte de la armadura de confinamiento de la columna [N]

Fy: Tensión de fluencia del perfil de acero [MPa]

Fyr: Tensión de fluencia de la armadura de confinamiento [MPa]

Aw: Área del alma traccionada, corresponde a la altura total del alma multiplicada por el espesor de ésta ( $d_s \cdot t_w$ ) [mm<sup>2</sup>]

Ast: Área de la armadura de confinamiento [mm<sup>2</sup>]

Cv: Coeficiente de corte del Alma

d: Profundidad efectiva de la sección de concreto [mm]

s: Espaciamiento de la armadura de confinamiento [mm]

Cuando el perfil es tubular, entonces el valor de Cv dependerá de lo siguiente:

Para  $h/t_w < 1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot E_s / F_y}$

$C_v = 1.00$

#### **2.7.4.1.4. Diseño de columnas solicitadas por Flexión**

Se sugiere diseñar mediante el método del límite plástico propuesto por el código AISC 360-05 según Asociación Latinoamericana del Acero [21]

#### **2.7.4.2. Columnas CFT**

##### **2.7.4.2.1. Diseño de columnas solicitadas por Compresión**

Según Asociación Latinoamericana del Acero [21] sugiere diseñar las columnas CFT solicitadas por compresión pura según el código AISC 360-05 [23].

Se cumplirá que:

$$D/t < 0,15 \cdot E_s / F_y$$

Donde: D: diámetro exterior del perfil de acero

t: espesor del perfil tubular de acero

La resistencia nominal de una columna mixta simbolizada por Pn, se encuentra controlada por el estado límite de pandeo global. Por ello según Asociación Latinoamericana del Acero [21] La resistencia nominal es:

Cuando  $P_e > 0.44 P_o$ :

$$P_n = P_o * \left( 0,658^{P_o/P_e} \right)$$

Cuando  $P_e < 0.44 P_o$ :

$$P_n = 0.877 P_e$$

En  $P_n$ , se debe ocupar un factor  $\phi_c$ . (para LRFD)

Pues la carga nominal de diseño debe ser:

$$\phi_c * P_n \geq P_u$$

Donde:

$$P_o = A_s * F_y + A_{sr} * F_{yr} + C_2 * A_c * f'_c$$

$$P_e = \pi^2 * (E_{eff}) / (KL)^2$$

$$E_{eff} = E_s * I_s + E_s * I_{sr} + C_3 * E_c * I_c$$

Con el coeficiente

$$C_3 = 0,6 + 2 * \left( \frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0,9$$

Donde:

$P_o$ : Resistencia nominal de compresión sin considerar el efecto del largo de la columna.

$P_e$ : Tensión crítica de Euler [N].

$E_{eff}$ : Rigidez efectiva de la sección mixta [N-mm].

$E_s$ : Modulo de Elasticidad del Acero [MPa].

$E_c$ : Modulo de Elasticidad del Concreto [MPa].

$KL$ : Longitud efectiva de pandeo de la columna [mm].

$C_2$ : Coeficiente igual a 0,95 para CFT.

$\phi_c$ : Coeficiente de minoración de resistencia a la compresión.

$A_s$ : Área de la sección transversal del perfil de acero [mm<sup>2</sup>].

$A_c$ : Área de la sección transversal de concreto [mm<sup>2</sup>].

$A_{sr}$ : Área total de las barras de refuerzo continuo [mm<sup>2</sup>].

$f'_c$ : Resistencia cilíndrica del concreto a la compresión [MPa].

$F_y$ : Tensión mínima de fluencia del perfil de acero [MPa].

$F_{yr}$ : Tensión mínima de fluencia de las barras de refuerzo [MPa].

$I_c$ : Momento de Inercia de la sección de concreto [mm<sup>4</sup>].

$I_s$ : Momento de Inercia de la sección del perfil de acero [mm<sup>4</sup>].

$I_{sr}$ : Momento de Inercia de las barras de refuerzo [mm<sup>4</sup>].

$D$ : Diámetro exterior de la sección transversal del perfil tubular [mm].

$t$ : Espesor de la sección transversal del perfil tubular [mm].

#### 2.7.4.2.2. Diseño de columnas solicitadas por Tracción

Según Asociación Latinoamericana del Acero [21] se sugiere utilizar el código AISC 360-05, puesto que es el único que presenta diseño a tracción de una columna compuesta.

Por tanto, se debe cumplir que

$$\phi P_n > P_u$$

Calcular  $P_n$  :

$$P_n = F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr}$$

Donde:  $A_s$ : Área de la sección de acero

$A_{sr}$ : Área de los refuerzos longitudinales

$F_y$ : Tensión de fluencia del perfil de acero

$F_{yr}$ : Tensión de fluencia de las barras longitudinales

Los factores de minoración son:

$\phi_t = 0.90$  (LRFD) y  $\Omega_t = 1.67$  (ASD)

#### 2.7.4.2.3. Diseño de columnas solicitadas por Corte

Cuando se diseña teniendo en cuenta la presencia del acero, se deberá calcular  $V_n$  según lo mencionado anteriormente y tener presente también cuando se diseñe solamente el concreto.

#### 2.7.4.2.4. Diseño de columnas solicitadas por Flexión

Según S. Carrasco Navarrete, R. Herrera, J. F. Beltrán y L. Massone [24] diseñar mediante el método de límite plástico propuesto por el código AISC 360-05.

#### 2.7.4.3. Columnas RCFT

##### 2.7.4.3.1. Diseño de columnas solicitadas por Compresión

Según S. Carrasco Navarrete, R. Herrera, J. F. Beltrán y L. Massone [24] recomienda utilizar el método de diseño del código ACI318-05 ya que se debe cumplir lo siguiente:

$$t \geq b \cdot \sqrt{\frac{F_y}{3 \cdot E_s}}$$

Utilizando la siguiente formula

$$\phi * P_{n\_max} = 0,85 \cdot \phi_c \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr})$$

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del concreto

$A_c$ : Área del concreto Armado

$A_s$ : Área del perfil de acero

Asr: Área total de las armaduras longitudinales

Fy: Tensión de fluencia del perfil de acero

Fyr: Tensión de fluencia de la armadura longitudinal

$\phi_c$ : 0.65

t: Espesor del perfil de acero

b: Anchura del lado más pequeño del perfil de acero

Para calcular la rigidez se calcula con la siguiente formula:

$$EI_{eff} = \frac{(E_c \cdot I_g / 5)}{1 + \beta_d} + E_s \cdot I_{sx} + E_{sr} \cdot I_{srx}$$

Donde:

Ig: Área total de la columna mixta

I<sub>sx</sub>: Momento de Inercia del perfil de acero en el eje fuerte

I<sub>srx</sub>: Momento de Inercia proporcionado por el refuerzo longitudinal en el eje fuerte

E<sub>c</sub>: Módulo de elasticidad del Concreto

E<sub>s</sub>: Módulo de elasticidad del perfil de Acero

E<sub>sr</sub>: Módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal

$\beta_d$ : es la relación entre la máxima fuerza axial sostenida mayorada y la máxima fuerza axial mayorada asociada con la misma combinación de carga. Cuando se desconocen las fuerzas mayoradas se puede aproximar  $\beta_d = 0.60$

Según la investigación ya vista podemos decir que el diseño de columnas RCFT solicitadas por tracción, corte y flexión será la misma que las columnas CFT mencionadas anteriormente.

## 2.8. Determinación de la demanda sísmica sobre estructuras mixtas.

Según R. Herrera [31] de acuerdo con los estándares actuales de diseño sismorresistente, el procedimiento para determinar los requisitos sísmicos de la estructura es el siguiente:

1. Determinación de la demanda elástica para una ubicación determinada: De acuerdo con las características de la actividad sísmica regional (microzonificación) y el efecto local del suelo (microzonificación), se determina la respuesta de una estructura elástica a un terremoto con ciertas características. Asimilando a un “terremoto de diseño”. Esta demanda suele expresarse mediante un cortante basal, expresado como porcentaje del peso que debe soportar la estructura (esto incluye una fracción de la carga de uso) como porcentaje de la carga lateral equivalente.

2. Factor de Reducción: se le conoce así al Coeficiente Básico de Reducción de las fuerzas Sísmicas (R), el cual se determina como el producto del coeficiente  $R_0$  determinados a partir de la siguiente fórmula:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Donde:

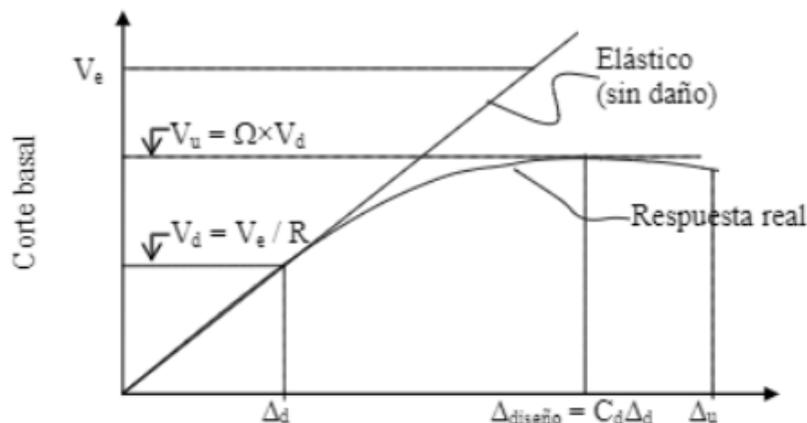
R: Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$R_0$ : Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$I_a$ : Irregularidad en Altura

$I_p$ : Irregularidad en Planta

3. Distribución del cortante basal en altura: el cortante se distribuye en todos los niveles de la estructura, generalmente en función del periodo del modo fundamental traslacional.
4. Determinación de esfuerzos: empleando un modelo elástico lineal de la estructura, determinamos los esfuerzos (axial, cortante, flexión, torsión) generados en los elementos del sistema estructural por las cargas equivalentes por piso.
5. Derivas: usando el mismo modelo se determinan los desplazamientos entre los pisos sucesivos.
6. Demanda Inelástica de desplazamientos: los resultados de las derivas se amplifican por un factor para estimar el desplazamiento real que sufrirá la estructura bajo un sismo de diseño.
7. Evaluación del diseño estructural: los resultados de esfuerzos internos y desplazamientos del modelo se comparan con las capacidades nominales y desplazamiento máximos admisibles. Las primeras se obtienen de las normas de diseño sismorresistente de los elementos estructurales, mientras que los segundos son los resultados que determina la demanda sísmica.



Conceptos Básicos de Diseño Sismorresistente

Considerando la figura anterior, existen tres factores de diseño que son dependientes del sistema estructural: entre los cuales tenemos el coeficiente de básico de reducción sísmica,  $R$ ; el factor de amplificación del desplazamiento,  $C_d$ ; y el factor de sobrerresistencia,  $\Omega$ . Como la demanda elástica está definida por la ubicación geográfica, se necesita conocer estos tres parámetros para estimar la demanda reducida para el cual se diseñará la estructura, los desplazamientos que ésta alcanzará para ese nivel de demanda y la máxima capacidad que podrá desarrollar.

la ASCE 7-05 [32] propone valores a estos parámetros de diseño para sistemas estructurales mixtos. La tabla que se presenta a continuación contiene un extracto de estos valores para el caso de sistemas convencionales típicos de concreto o acero, como marcos rígidos, marcos arriostrados y sistema de muros.

Tabla 14 *Parámetros de diseño de acuerdo a ASCE 7-05 [32]*

<b>Sistema estructural</b>	<b>R</b>	<b><math>\Omega</math></b>	<b><math>C_d</math></b>
Muros de hormigón armado especiales	5	2 ½	5
Marcos de acero especiales arriostrados concéntricamente	6	2	5
Marcos de acero corrientes arriostrados concéntricamente	3 ¼	2	3 ¼
Marcos mixtos arriostrados excéntricamente	8	2	4
Marcos mixtos arriostrados concéntricamente	5	2	4 ½
Marcos mixtos corrientes arriostrados	3	2	3
Muros de placa de acero y hormigón	6 ½	2 ½	5 ½
Muros especiales de hormigón con elementos de acero	6	2 ½	5
Muros corrientes de hormigón con elementos de acero	5	2 ½	4 ½
Marcos rígidos especiales de acero	8	3	5 ½
Marcos rígidos corrientes de acero	3 ½	3	3
Marcos rígidos especiales de hormigón armado	8	3	5 ½
Marcos rígidos corrientes de hormigón armado	3	3	2 ½
Marcos rígidos mixtos especiales	8	3	5 ½
Marcos rígidos mixtos intermedios	5	3	4 ½
Marcos rígidos mixtos corrientes	3	3	2 ½
Marcos mixtos semirrígidos	6	3	5 ½

En esta tabla se puede ver que los sistemas estructurales mixtos tienen parámetros de diseño similares a los sistemas en acero u concreto armado. Esto se debe a que inicialmente se replicaron los parámetros de sistemas convencionales para sistemas mixtos. La validez de estos parámetros ha sido verificada experimentalmente para algunos sistemas estructurales, a través de ensayos de sistemas estructurales completos como los realizados por Herrera et al. [33], Tsai et al. [34] y Fahnstock et al. [35]

Por lo que se puede afirmar que para el diseño de los elementos estructurales y para la elección de sistemas estructurales la Norma E.030 – Diseño Sismorresistente [11] y Norma E.060 – Diseño en Concreto Armado [13] del Reglamento Nacional de Edificaciones remiten de las normas, ASCE 7-05 [32], ACI 318-05 [22], AISC LRFD [23].

## **Metodología**

### **2.9. Tipo y nivel de investigación**

#### **Según el nivel:**

Investigación descriptiva – comparativa: Este tipo de investigación vamos a recolectar bibliografía sobre columnas compuestas con el fin de evaluar parámetros estructurales y económicos, con el fin de compararlos con columnas convencionales como son las de concreto armado.

#### **Según el enfoque:**

Investigación Cuantitativa: Debido a que recoge y analiza datos cuantitativos sobre variables, estos serán utilizados en la modelación de las columnas de concreto armado, para luego realizar cálculos y proponer un sistema estructural a base de elementos tubulares compuesto (acero y concreto).

#### **Según el tipo:**

Investigación No Experimental: En este tipo investigación no vamos a manipular las variables deliberadamente, solo nos basaremos en los resultados obtenidos para describirlos y analizarlos sin necesitar de imitarlos.

### **2.10. Diseño de investigación**

La presente investigación es documental debido a que recabará bibliografía que ya existe sobre los diversos métodos de diseño de columnas compuestas, basado en ensayos experimentales a nivel internacional.

#### **2.10.1. Hipótesis**

“Existen parámetros estructurales y económicos que permiten decidir entre optar por un diseño con columnas de concreto armado y un diseño con columnas mixtas”

### **2.11. Población, muestra, muestreo**

#### **Población:**

Como población tenemos al complejo parroquial “San Juan de Dios”.

#### **Muestra:**

Está constituida por una nueva edificación para el complejo parroquial “San Juan de Dios” ubicado en la ciudad de Chiclayo a la cual se hará un análisis comparativo tanto estructural como económico.

#### **Muestreo:**

Para la presente tesis no se tiene muestreo.

### **2.12. Criterios de selección**

Se trata de una sola edificación a evaluar, en este caso es el complejo parroquial San Juan de Dios.

## 2.13. Operacionalización de variables

Tabla 15

Cuadro de operacionalización de variables

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Técnica
<b>Variable independiente</b> Columnas de concreto armado y columnas mixtas	Las columnas de concreto armado y columnas mixtas, son definidas como aquellos elementos estructurales que tienen la capacidad de poder soportar las fuerzas externas, principalmente las de flexo compresión [13]	La evaluación de la variable de estudio, tiende a determinar las condiciones y características de las columnas de concreto armado y las columnas compuestas.	Columnas de concreto armado	Calidad del concreto Rigidez Dimensiones	Observación Revisión documentaria (E020 – E030 – E050 – E060 – E070 – AISC 360 - 05)
			Columnas compuestas	Calidad del concreto Calidad del acero Rigidez Dimensiones	
<b>Variable dependiente</b> Análisis estructural y económica	El análisis estructural y económico, es aquella evaluación que se realiza, de diferentes elementos estructurales, en cuanto a los costos que involucra su elaboración; así como, las condiciones técnicas expuestas en la elaboración del mismo [13].	La variable de estudio, tiende a buscar la caracterización estructural, económico y ambiental, del elemento estructural tomado en consideración.	Análisis estructural	Resistencia a cortante Resistencia a flexo compresión Resistencia a la fuerza sísmica	Observación Revisión documentaria (Norma de metrados y presupuestos - E020 – E030 – E050 – E060 – E070 - AISC 360 - 05)
			Análisis económico	Costos y presupuesto Metrados Análisis de costos unitarios	
			Análisis ambiental	Evaluación de impacto ambiental	

Fuente: Elaboración propia

## **2.14. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos**

### **2.14.1. Técnicas**

Para la presente investigación, se ha considerado como técnica de evaluación, tanto la observación, como la revisión documentaria. Ha sido considerada a la observación, debido a que se ha desarrollado el proceso de recolección de datos, respecto a los ensayos de suelos, mediante medios visuales, en aplicación de ensayos relacionados. Mientras que, ha sido considerado a la revisión documentaria, debido a que se ha recurrido a la indagación de diferentes normas de diseño, con la finalidad de haber podido realizar la comparativa, tanto técnica, como económica; así como, resistencia y aspectos ambientales de las estructuras de ambos materiales, tanto concreto como, conceto con acero.

### **2.14.2. Instrumentos**

**Ficha de observación (Fichas de estudio de suelos):** Para la presente investigación, se ha realizado el estudio de mecánica de suelos, aplicado hacia el área de evaluación en donde se ha asentado la edificación diseñada, en donde los resultados han correspondido a ser una visita de campo para caracterizar al suelo y de forma consiguiente, a realizar la evaluación topográfica del mismo.

**Revisión documentaria:** Se ha recurrido a la recolección de información, por medio de las normativas técnicas vigentes, con la finalidad de que se haya podido conocer las condiciones mínimas de diseño, en cuanto a estas normas, relacionadas directamente con el diseño resistente, los metrados y el presupuesto mismo. Cabe señalar que, las normas que han sido tomadas en cuenta, fueron los siguientes:

Norma de Metrados y Presupuestos

E020

E030

E050

E060

E070

AISC 360 - 05

## **2.15. Procedimientos**

Iniciando el estudio de esta tesis se pidieron los permisos a las autoridades correspondientes de la Universidad Santo Toribio de Mogrovejo, luego se procedió a recopilar la información teniendo en cuenta las normas vigentes dando como primer paso al estudio de mecánica de suelos y levantamiento topográfico del sitio.

## **2.16. Plan de procesamiento y análisis de datos**

### **FASE I**

Coordinar con las autoridades correspondientes para el acceso y los permisos requeridos para los estudios a aplicar.

Recopilación de la información pertinente para el diseño de las estructuras mixtas.

Revisión de la normativa vigente.

Evaluación del impacto de ambiental

Realizar topografía del terreno.

Realizar los estudios de Mecánica de Suelos.

## **FASE II**

Estructuración y predimensionamiento de los elementos de concreto armado.

Análisis y reajustes del diseño estructural del proyecto.

Análisis y diseño de los elementos de concreto armado del proyecto en estudio en el programa SAP 2000.

Revisión de la norma vigentes.

Análisis y reajustes del diseño estructural del proyecto.

Revisión de la norma vigentes.

Continuación del Impacto Ambiental.

## **FASE III**

Análisis y diseño de los elementos de concreto armado del proyecto en estudio en el programa SAP 2000.

Análisis y diseño de las columnas compuestas con el programa CypeCAD

Elaboración de memorias de cálculo.

Revisión de las normativa vigente nacional y alineación de la información de esta.

Continuación de la evaluación del Impacto Ambiental.

## **FASE IV**

Elaboración y replanteo de planos.

Elaboración de metrados del proyecto.

Elaboración de costos y presupuesto del proyecto.

Revisión de la normativa vigente.

Continuación de la Evaluación del impacto ambiental.

## **FASE V**

Informe final del impacto ambiental

Análisis de resultados.

Elaboración de las conclusiones y recomendaciones.

## 2.17. Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	OPERACIONALIZACIÓN		
			VARIABLES	INDICADORES	METODOLOGÍA
¿Cómo influye la decisión en la selección del material principal al momento de diseñar una estructura?	<p><b>Objetivo General:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Análisis Comparativo Estructural y Económico del Diseño con Columnas de Concreto Armado y Columnas Mixtas (Concreto y Acero) del Complejo Parroquial San Juan de Dios del Distrito de Chiclayo, 2018-2019</li> </ul> <p><b>Objetivos Específicos:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Realizar el levantamiento topográfico del terreno.</li> <li>- Realizar los estudios básicos como de mecánica de suelos (EMS), para analizar y definir parámetros de diseño.</li> <li>- Definir la estructuración y dimensionamiento de los elementos para el sistema convencional con columnas de concreto armado.</li> <li>- Definir la estructuración y dimensionamiento de los elementos para el sistema con columnas mixtas (concreto embebido en perfiles de acero)</li> <li>- Desarrollar las memorias de cálculo y planos engloba el proyecto</li> <li>- Realizar los metrados para poder analizar los costos</li> <li>- Impacto Ambiental del proyecto</li> <li>- Comparación del análisis estructural entre estructuras de concreto armado y estructuras mixtas</li> <li>- Evaluar y comparar características técnicas y económicas de los sistemas estructurales diseñados.</li> <li>- Análisis de resultados obtenidos.</li> </ul>	Existen parámetros estructurales y económicos que permiten decidir entre optar por un diseño con columnas de concreto armado y un diseño con columnas mixtas*	<p><b>Variable Independiente:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Columnas</li> </ul> <p><b>Variables Dependientes:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Respuesta Sísmica</li> <li>- Impacto Ambiental</li> <li>- Resistencia</li> <li>- Costos</li> <li>- Secciones</li> </ul>	<p><b>Para la Variable dependiente: Materiales</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Resistencia</li> <li>- Longitud</li> <li>- Espesor</li> <li>- Peso</li> <li>- Modulo de Elasticidad</li> <li>- Ductilidad</li> <li>- Soldabilidad</li> </ul> <p><b>Para la Variable dependiente : Costos de Proceso Constructivo</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Análisis de Costos Unitarios (costo por m2)</li> </ul> <p><b>Para la Variable Dependiente: Diseño Estruct.</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Comportamiento Sísmico</li> <li>- Peso de la Edificación</li> <li>- Desplazamientos</li> <li>- Rigidez</li> </ul> <p><b>Para la Variable Impacto Ambiental</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Matriz de Leopold</li> </ul>	<p><b>Tipo de Investigación:</b>  <b>Investigación descriptiva-comparativa</b> Este tipo de investigación vamos a recolectar bibliografía sobre columnas compuestas con el fin de evaluar parámetros estructurales y económicos, con el fin de compararlos con columnas convencionales como son las de concreto armado.</p> <p><b>Investigación Cuantitativa:</b> Debido a que recoge y analiza datos cuantitativos sobre variables, estos serán utilizados en la modelación de las columnas de concreto armado, para luego realizar cálculos y proponer un sistema estructural a base de elementos tubulares compuesto (acero y concreto).</p> <p><b>Investigación No Experimental:</b> En este tipo de investigación no vamos a manipular las variables deliberadamente, solo nos basaremos en los resultados obtenidos para describirlos y analizarlos sin necesitar de imitarlos.</p> <p><b>Población</b>            La población para este estudio es el complejo parroquial San Juan de Dios.</p> <p><b>Muestra</b>            La muestra en estudio está constituida por una nueva edificación para el complejo parroquial San Juan de Dios que esta será diseñada y analizada por los Sistemas Estructurales de Concreto armado y Columnas mixtas.</p>

## 2.18. Consideraciones éticas

Hoy en día el acceso a internet gracias a los avances tecnológicos, han tenido como resultado que, en la gran mayoría personas con estudios superiores y estudiantes, busquen fácilmente sus trabajos y copiar sin citarlos haciéndolos pasar por su autoría.

A esto se le conoce como plagio el cual puede ser de manera intencionada o quizás inconscientemente por falta de conocimiento por ello lo definimos de la siguiente manera Según Girón, 2008 [25]: definiría el plagio como la apropiación de conocimientos, ideas de otros sin darles el crédito que les corresponde.

I. Naveed [26] también nos comenta que “en el ámbito académico algunos estudiantes tienden a poner referencias solo por llenar el texto, sin asegurar de la veracidad de que las referencias estén incluidas en su apropiado contexto”.

Por ende, en la presente tesis se ha tenido un riguroso cuidado en la forma de redactar y citar a las fuentes de forma correcta según lo establecido por las normas internacionales vigentes IEEE para así evitar cometer plagio.

### III. Resultados

#### 3.1. Realizar los estudios de mecánica de suelos

Tipo de cimentación. -Por la naturaleza de la estructura y del suelo se ha considerado una cimentación del tipo superficial (poco profunda), zapatas conectadas con viga de conexión rígida.

Estrato de apoyo de la cimentación. - Es un estrato Arcilla de Baja Plasticidad del tipo CL, obtenido en los 3 SPT realizados.

Parámetros de diseño para la cimentación. - Se ha determinado una profundidad mínima de cimentación de 1.50m medida a partir del nivel natural del suelo, teniendo en cuenta los perfiles estratigráficos obtenidos. La presión admisible definida a la falla local es de 0.96 Kg/cm<sup>2</sup>.

Agresividad del suelo a la cimentación. - Hecho el respectivo ensayo en 03 muestras analizadas se ha encontrado un valor máximo de 0.0159% de SULFATOS, lo que significa a todas luces una exposición a sulfatos Leve al concreto. Por otro lado, los CLORUROS por su acción química sobre el concreto y acero del cemento se determinó que la exposición es Leve con un valor máximo de 0.165%.

Recomendaciones Adicionales. - Se recomienda el uso de un cemento Tipo MS o tipo V

El nivel freático fue encontrado a la profundidad de 1.80 m

Asentamiento esperado es de 0.25 cm como se puede observar en el ensayo de consolidación realizado que es menor a lo estipulado por la norma que es 1 pulgada (2.54 cm)

El suelo no es expansivo debido a la presencia de finos no es licuefactible.

##### 3.1.1. Corrección del número de golpes del SPT

###### Cn: Corrección por sobrecarga

El efecto de sobrecargas del terreno que obviamente será mayor con la profundidad, incrementándose la energía potencial siendo necesario un mayor número de golpes. En este caso el factor de corrección lo llamaremos CN y ese valor que depende directamente de las tensiones efectivas (P') a cada profundidad. A efectos prácticos y según la norma UNE-EN ISO 22476-3 no deberán aplicarse valores de CN mayores de 2, y preferiblemente de 1.5.

La curva de corrección de Peck, Hanson y Tornburn (1974), puede ser estimada a través de la siguiente ecuación:

$$CN = 0.77 \log_{10} (20 / P')$$

Válida siempre que  $P' > 0.25 \text{ kg/cm}^2$ , Sí  $P' = 1 \text{ kg/cm}^2$  tomar a  $CN = 1$

Dónde:

$P'$  = Tensión efectiva de sobrecarga en  $\text{kg/cm}^2$

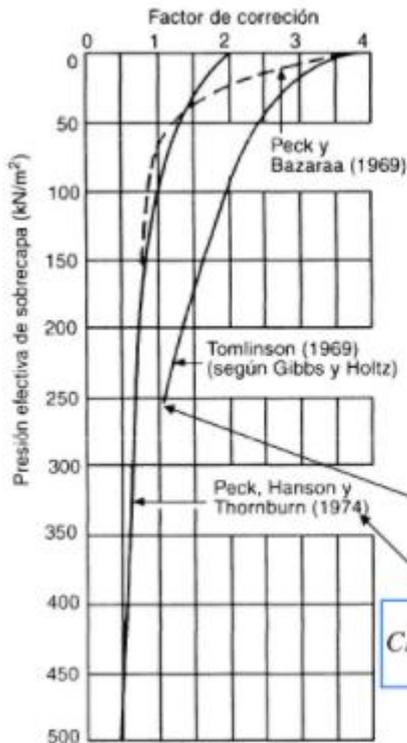
$$P' = G_s \times h_n$$

$G_s$ : Gravedad Específica

$h_n$ : profundidad

Además de ello, es que es pertinente el uso de la corrección de Bowles (1988), la que sostiene lo siguiente:

$$N_{\text{corregido}} = N_{\text{in situ}} \cdot CN \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 \cdot n_5$$



De la gráfica se deduce:

- La diferencia entre  $N_{\text{corregido}}$  y  $N_{\text{insitu}}$ , es más acentuada cerca de la superficie
- Las correcciones de Gibbs y Holtz (1969) son mayores a las de Peck y Bazaraa (1969) y estas últimas a las de Peck, Hanson y Thornburn.

$$100 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N_{\text{corregido}} = \frac{N_{\text{insitu}} \cdot 35}{P' + 7}$$

$$(P' \leq 280 \text{ kN/m}^2)$$

$$CN = 0.77 \log_{10} \left( \frac{20}{P'} \right)$$

**n1: Corrección por la energía aplicada  $N_{60} = N \times E_r/60$**

El ensayo de SPT, según estudios realizados a lo largo del tiempo, cuentan con una energía del 60% debido a pérdidas por rozamiento y otros factores, sin embargo, con el transcurrir del tiempo se han incluido sistemas automáticos de elevación y caídas (motores), aumentando el rendimiento.

Debido a esto, se corrigió por un factor de energía para obtener un valor normalizado, llamado  $N_{60}$ , el cual se puede determinar a través de la siguiente fórmula:

$$N_{60} = (N \cdot E_r) / 60$$

Considerándose a  $E_r$  como el porcentaje de energía de golpeo obtenido con los métodos automáticos y  $N$  el número de golpes en campo.

**n2: Corrección por la longitud de la barra del equipo**

Esta longitud influye en que a más varillaje más peso sobre el elemento golpeado. De esta forma a mayor profundidad menor valor de la relación entre la masa que golpea / masa golpeada, lo que suponiendo un terreno homogéneo haría que el valor de  $N$  aumentara con la profundidad.

Para longitudes totales del varillaje inferiores a 10 m, el factor de corrección que se aplica es el propuesto por Skempton (1986), para longitudes mayores no se aplicara corrección tal y como indica la norma UNE.

Tabla 16  
Factores de Corrección por longitud de la barra

Longitud de varillaje	Factor de Corrección
> 10 m	1.00
6 - 10 m	0.95
<b>4 - 6 m</b>	<b>0.85</b>
3 - 4 m	0.75

Fuente: Braja Das

### n3: Corrección por barra toma-muestra

Este factor tiene que ver con el recubrimiento interno del tubo toma muestra.

Tabla 17

*Factores de Corrección por barra toma-muestra*

Característica	Factor de Corrección
<b>Sin encamisado</b>	<b>1.00</b>
Con encamisado :	
Arena densa, arcilla	0.80
Arena suelta	0.90

Fuente: Braja Das

### n4: Corrección por diámetro de perforación

Estos factores de corrección de valor  $N_{spt}$ , están dados según el diámetro de perforación. Esta corrección se realiza en suelos granulares. En suelos cohesivos la influencia del diámetro de la perforación es despreciable.

Tabla 18

*Factores de Corrección por diámetro de perforación*

Diámetro *	Factor de Corrección
<b>60 - 120 mm</b>	<b>1.00</b>
150 mm	1.05
200 mm	1.15

Fuente: Braja Das

### n5: Corrección del agua y sobrecarga en arenas

La profundidad con la que se hace la prueba del SPT influye en cierto grado en el valor  $N$  de suelos sin cohesión. Los valores de  $N$  al aumentar la profundidad pueden indicar compacidades mayores a las reales, debido al confinamiento producido por la presión de sobrecarga. Si el valor  $N$  se considera estándar a una profundidad correspondiente a una presión de sobrecarga efectiva de  $10 \text{ Tn/m}^2$ , el factor de corrección  $CN$ , aplicable a los valores de campo  $N$  para presiones diferentes, se encuentra dada por:

$$CN = 1 - 1.25 * LONG_{10} \left( \frac{P}{100} \right)$$

Esta ecuación es válida para  $p > 2.5 \text{ Tn/m}^2$ , considerándose  $P$  como la presión vertical efectiva por sobrecarga en  $\text{Tn/m}^2$  a la elevación de la prueba de penetración.

Según M. Devincenzi y F. Norberto [27] nos dice que “la saturación del terreno en arenas gruesas y gravas no afectara resultado, mientras que, en arenas finas y limos bajo el nivel freático, Terzaghi y Peck recomiendan corregir el valor obtenido, si  $N > 15$ , ya que indicara que tan débil sea la resistencia al corte bajo efecto de las presiones intersticiales en exceso que se generan al momento del golpe.

### 3.1.2. Profundidad del nivel freático

$$N = 15 + \frac{N' - 15}{2}$$

La profundidad del nivel freático se debe tomar al menos dos días después de haber realizado la calicata, debido a la presión que ejerce el martillo hace que el agua sea removida por lo que hay dejar que el terreno se asiente y el agua comience a filtrar de los lados el agua.

### 3.1.3. Asentamiento

El ensayo utilizado es el de compresibilidad endométrica (Ensayo de Consolidación), el cual permite simular de forma controlada el proceso de consolidación y obtener los parámetros de compresibilidad y estimar el tiempo necesario para que este proceso ocurra, ya que objetivo de este ensayo es determinar parámetros para predecir la velocidad y la magnitud del asentamiento de estructuras fundadas sobre arcillas. Por ello después de elaborar memorias de cálculo en el laboratorio académico arrojó un asentamiento de 0.25 cm que es menor a 1” según lo estable la norma peruana.

### 3.1.4. Asentamiento del suelo arcilloso a largo plazo

Cuando se analizar el asentamiento del suelo arcilloso a largo plazo, se puede hacer hincapié a la consideración de dos tipos de consolidaciones, dentro de las que se evidencia a la consolidación primaria y la consolidación secundaria. La consolidación primaria, expone aquel asentamiento de tipo diferido, en cuanto al tiempo que ha sido requerido para que la humedad del suelo, pueda ser eliminado del área de estudio, con la finalidad de que se puedan producir determinados cambios, en cuanto a las tensiones efectivas. En base a esto, es que se suele ofrecer la expulsión de la humedad del suelo, contando con un proceso de larga duración, pudiendo llevar semanas o años. Mientras que, la consolidación secundaria, aborda el asentamiento de tipo elástico, el cual llega a activarse, después de que la totalidad del agua de drenaje, llega a ser expulsada del suelo, contando con una tensión efectiva constante.

Tabla 19  
*Asentamiento a largo plazo*

	TIPO	H
ESTRATO	ARCILLA	2.7
ZAPATA	CUADRADO	1

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right)$$

Cc	0.1782	
	LL	29.8
	H	2700
	e0	1

$\sigma'_0$	148.2195	KN/M2			
1° ESTRATO	$\gamma_{seco}$ (arena)	26.36		H	4.2
2° ESTRATO	$\gamma_{sat}$ (arena)	24.68		H	2.25
3° ESTRATO	$\gamma_{sat}$ (arcilla)	27.81		H	0.45

Z (M)	M1(L/B)	B (M)	N1 *Z/(B/2)	Ic	
4.5	1	1	9	0.051	20.1756
6	1	1	12	0.029	11.4724
7.5	1	1	15	0.019	7.5164

Calculamos

$\Delta\sigma$        $\Delta\sigma'$       12.2636      KN/M2

S      8.305429295      mm

Consolidación primaria (1 a 2.50 años)

Fuente: Elaboración propia

### 3.2. Ejecutar el análisis dinámico de la edificación con diferentes diseños estructurales (columnas de concreto armado y columnas mixtas)

- **Zonificación (Z)**

Tabla 20

*Zonificación del proyecto*

FACTOR DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45

Fuente: RNE (E030-Diseño Sismorresistente 2018)

- **Perfil de Suelo**

El tipo de perfil según su capacidad portante de 0.96 kg/cm<sup>2</sup> pertenece a suelos intermedios (S2).

- **Parámetros de sitio**

Tabla 21

*Periodo de Sitio del proyecto*

PERIODOS "TP" Y "TL"		
SUELO	TP	TL
S2	0.6	2.0

Fuente: RNE (E030-Diseño Sismorresistente 2018)

Donde:

TP: Periodo que define la plataforma de factor

C (factor de amplificación de aceleración estructural respecto a la aceleración del suelo).

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

- **Periodo fundamental de vibración**

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

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

CT = 35 siempre y cuando sean:

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

CT = 45; siempre y cuando:

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

CT = 60; Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Tabla 22

*Periodo de Vibración Módulo I*

hn (m)	CT	T (seg)
3.65	35	0.10

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 23

*Periodo de Vibración Módulo II*

hn (m)	CT	T (seg)
7.1	35	0.20

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 24

*Periodo de Vibración Módulo Nave Central*

hn (m)	CT	T (seg)
14.35	35	0.41

Fuente: Elaboración Propia

- **Factor de amplificación sísmica**

Tabla 25

*Factor de Amplificación Módulo I*

T	TP	TL	C
0.1	0.6	2.00	2.5

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 26

*Factor de Amplificación Módulo II*

<b>I</b>	<b>TP</b>	<b>TL</b>	<b>C</b>
0.2	0.6	2.00	<b>2.5</b>

Fuente: Elaboración Propia

- **Categoría de la edificación y factor de uso**

Tabla 27

*Categoría y Factor de Uso Módulo I*

<b>CATEGORÍA DE EDIFICACIÓN Y FACTOR USO</b>		
<b>CATEGORIA</b>		<b>FACTOR</b>
COMÚN	C	1

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 28

*Categoría y Facto de Uso Módulo II*

<b>CATEGORÍA DE EDIFICACIÓN Y FACTOR USO</b>		
<b>CATEGORIA</b>		<b>FACTOR</b>
COMÚN	C	1

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 29

*Categoría y Factor de Uso Módulo Nave Central*

<b>CATEGORÍA DE EDIFICACIÓN Y FACTOR USO</b>		
<b>CATEGORIA</b>		<b>FACTOR</b>
ESENCIAL	A	1.5

Fuente: Elaboración Propia

- **Tipo de sistema estructural**

Tabla 30

*Tipo de Sistema Estructural Módulo I*

<b>DIRECCIÓN X</b>	
<b>Sistema Estructural</b>	<b>Ro</b>
PORTICOS	8

DIRECCIÓN Y	
Sistema Estructural	Ro
PORTICOS	8

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 31  
*Tipo de Sistema Estructural Módulo II*

DIRECCIÓN X	
Sistema Estructural	Ro
PORTICOS	8

DIRECCIÓN Y	
Sistema Estructural	Ro
PORTICOS	8

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 32  
*Tipo de Sistema Estructural Módulo Nave Central*

DIRECCIÓN X	
Sistema Estructural	Ro
MUROS ESTRUCTURALES	6

DIRECCIÓN Y	
Sistema Estructural	Ro
MUROS ESTRUCTURALES	6

Fuente: Elaboración Propia

- **Irregularidades**

El módulo I del complejo parroquial no presentan irregularidades ni en planta ni en altura, por lo que se consideró los factores  $I_p$  e  $I_a$  como 1.00

Tabla 33  
*Irregularidades Módulo I*

DIRECCIÓN X	
$I_a$	$I_p$
1	1

DIRECCIÓN Y	
$I_a$	$I_p$
1	1

Fuente: Elaboración Propia

El módulo II del complejo parroquial no presente irregularidad en altura, pero si presenta irregularidad en planta por lo cual según la norma se deberá tomar el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Tabla 34  
*Irregularidades Módulo II*

DIRECCIÓN X	
Ia	Ip
0.75	0.75

DIRECCIÓN Y	
Ia	Ip
0.75	0.75

Fuente: Elaboración Propia

Nave Central del complejo parroquial por ser una edificación de categoría Esencial no presentan irregularidades ni en planta ni en altura, por ellos los factores Ip e Ia como 1.00

Tabla 35  
*Irregularidad Módulo Nave Central*

DIRECCIÓN X	
Ia	Ip
1	1

DIRECCIÓN Y	
Ia	Ip
1	1

- **Análisis Estático**

El coeficiente para el análisis estático en el módulo I es 0.1477

Tabla 36  
*Parámetros para Análisis Estático Módulo I*

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Z =	0.45	Z =	0.45
U =	1	U =	1
C =	2.5	C =	2.5
S =	1.05	S =	1.05
Tp =	0.6	Tp =	0.6
Tl =	2.00	Tl =	2.00
T =	0.10	T =	0.10
hn =	3.65	hn =	3.65
CT =	35	CT =	35
Ro =	8	Ro =	8
Ia =	1	Ia =	1
Ip =	1	Ip =	1
R =	8	R =	8

ZUCS / R	0.1477
K =	1.00

ZUCS / R	0.1477
K =	1.00

Fuente: Elaboración Propia

El coeficiente para el análisis estático en el módulo II es 0.2625

Tabla 37

*Parámetros para Análisis Estático Módulo II*

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Z =	0.45	Z =	0.45
U =	1	U =	1
C =	2.5	C =	2.5
S =	1.05	S =	1.05
Tp =	0.6	Tp =	0.6
Tl =	2.00	Tl =	2.00
T =	0.20	T =	0.20
hn =	7.1	hn =	7.1
CT =	35	CT =	35
Ro =	8	Ro =	8
la =	0.75	la =	0.75
lp =	0.75	lp =	0.75
R =	4.5	R =	4.5

ZUCS / R	0.2625
K =	1.00

ZUCS / R	0.2625
K =	1.00

Fuente: Elaboración Propia

El coeficiente para el análisis estático en el módulo Nave Central es 0.2953

Tabla 38

*Parámetros para Análisis Estático Módulo Nave Central*

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Z =	0.45	Z =	0.45
U =	1.5	U =	1.5
C =	2.5	C =	2.5
S =	1.05	S =	1.05
Tp =	0.6	Tp =	0.6
Tl =	2.00	Tl =	2.00
T =	0.41	T =	0.41
hn =	14.35	hn =	14.35
CT =	35	CT =	35
Ro =	6	Ro =	6
la =	1	la =	1
lp =	1	lp =	1
R =	6	R =	6

ZUCS / R	0.2953
K =	1.00

ZUCS / R	0.2953
K =	1.00

Fuente: Elaboración Propia

- **Análisis dinámico**

Tabla 39

*Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo I (Dirección X)*

T	A
0	0.14765625
0.06	0.14765625
0.12	0.14765625
0.18	0.14765625
0.24	0.14765625
0.3	0.14765625
0.36	0.14765625
0.42	0.14765625
0.48	0.14765625
0.54	0.14765625
0.6	0.14765625
0.74	0.11972128
0.88	0.10067472
1.02	0.08685662
1.16	0.07637392
1.3	0.06814904
1.44	0.06152344
1.58	0.05607199
1.72	0.051975

1.86	0.051975
2.00	0.051975
2.8	0.051975
3.6	0.051975
4.4	0.051975
5.2	0.051975
6	0.051975
6.8	0.051975
7.6	0.051975
8.4	0.051975
9.2	0.051975
10.00	0.051975

Fuente: Elaboración propia

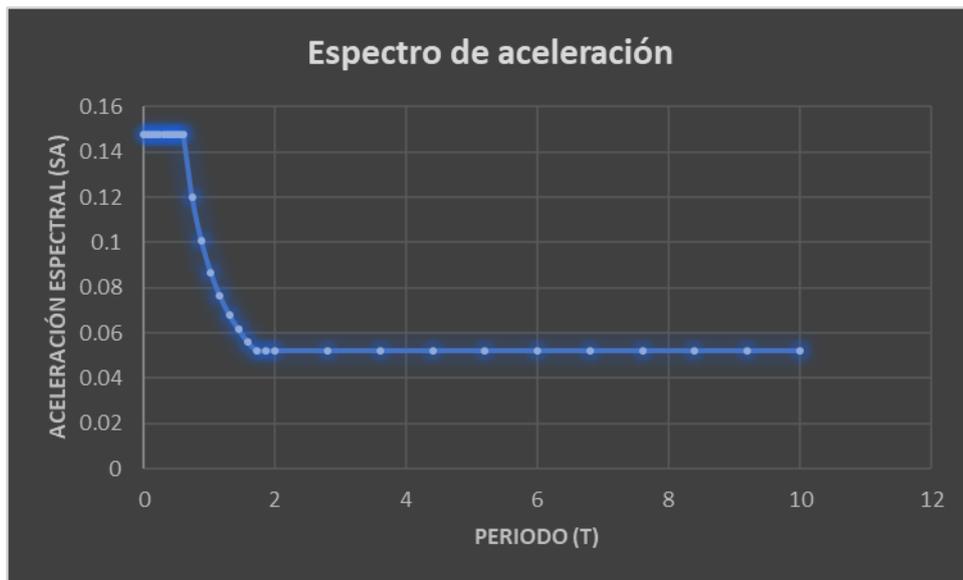


Figura 5 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo I (Dirección X)

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 40

Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo I (Dirección Y)

<b>T</b>	<b>A</b>
0	0.14765625
0.06	0.14765625
0.12	0.14765625
0.18	0.14765625
0.24	0.14765625
0.3	0.14765625
0.36	0.14765625
0.42	0.14765625
0.48	0.14765625
0.54	0.14765625

0.6	0.14765625
0.74	0.11972128
0.88	0.10067472
1.02	0.08685662
1.16	0.07637392
1.3	0.06814904
1.44	0.06152344
1.58	0.05607199
1.72	0.051975
1.86	0.051975
2.00	0.051975
2.8	0.051975
3.6	0.051975
4.4	0.051975
5.2	0.051975
6	0.051975
6.8	0.051975
7.6	0.051975
8.4	0.051975
9.2	0.051975
10.00	0.051975

Fuente: Elaboración Propia

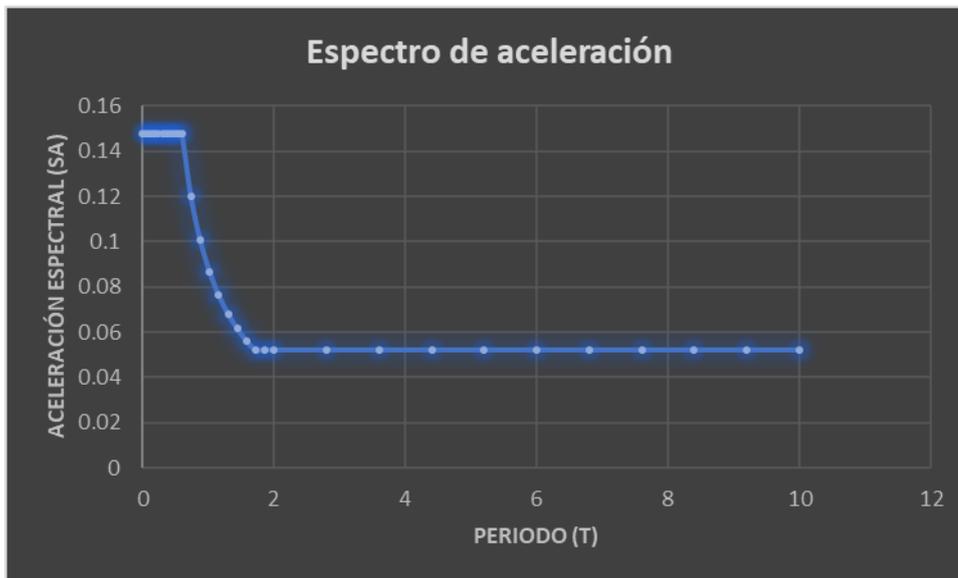


Figura 6 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo I (Dirección Y)

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 41  
*Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo II (Dirección X)*

<b>T</b>	<b>A</b>
0	0.2625
0.06	0.2625
0.12	0.2625
0.18	0.2625
0.24	0.2625
0.3	0.2625
0.36	0.2625
0.42	0.2625
0.48	0.2625
0.54	0.2625
0.6	0.2625
0.74	0.21283784
0.88	0.17897727
1.02	0.15441176
1.16	0.13577586
1.3	0.12115385
1.44	0.109375
1.58	0.09968354
1.72	0.09156977
1.86	0.08467742
2.00	0.07875
2.8	0.051975
3.6	0.051975
4.4	0.051975
5.2	0.051975
6	0.051975
6.8	0.051975
7.6	0.051975
8.4	0.051975
9.2	0.051975
10.00	0.051975

Fuente: Elaboración Propia

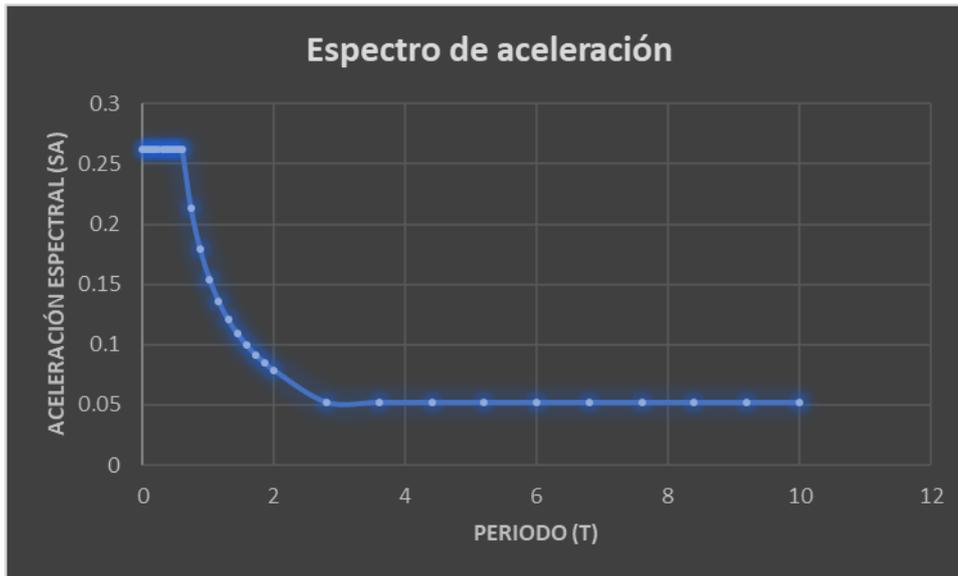


Figura 7 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo II (Dirección X)

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 42

*Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo II (Dirección Y)*

<b>T</b>	<b>A</b>
0	0.2625
0.06	0.2625
0.12	0.2625
0.18	0.2625
0.24	0.2625
0.3	0.2625
0.36	0.2625
0.42	0.2625
0.48	0.2625
0.54	0.2625
0.6	0.2625
0.74	0.21283784
0.88	0.17897727
1.02	0.15441176
1.16	0.13577586
1.3	0.12115385
1.44	0.109375
1.58	0.09968354
1.72	0.09156977
1.86	0.08467742
2.00	0.07875
2.8	0.051975
3.6	0.051975
4.4	0.051975

5.2	0.051975
6	0.051975
6.8	0.051975
7.6	0.051975
8.4	0.051975
9.2	0.051975
10.00	0.051975

Fuente: Elaboración Propia

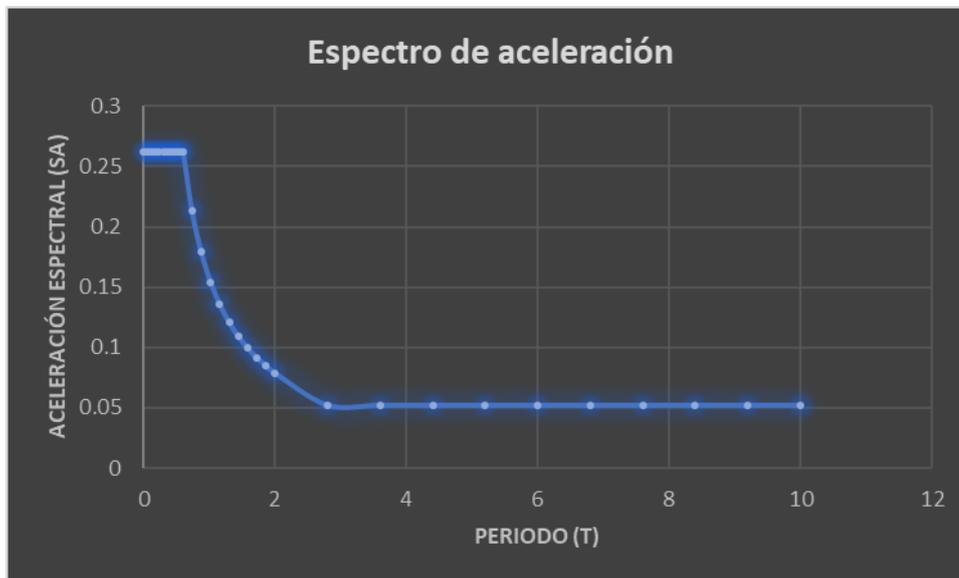


Figura 8 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo II (Dirección Y)

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 43  
*Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo Nave Central (Dirección X)*

<b>T</b>	<b>A</b>
0	0.2953125
0.06	0.2953125
0.12	0.2953125
0.18	0.2953125
0.24	0.2953125
0.3	0.2953125
0.36	0.2953125
0.42	0.2953125
0.48	0.2953125
0.54	0.2953125
0.6	0.2953125
0.74	0.23944257
0.88	0.20134943
1.02	0.17371324
1.16	0.15274784
1.3	0.13629808
1.44	0.12304688
1.58	0.11214399
1.72	0.10301599
1.86	0.0952621
2.00	0.08859375
2.8	0.0779625
3.6	0.0779625
4.4	0.0779625
5.2	0.0779625
6	0.0779625
6.8	0.0779625
7.6	0.0779625
8.4	0.0779625
9.2	0.0779625
10.00	0.0779625

Fuente: Elaboración Propia

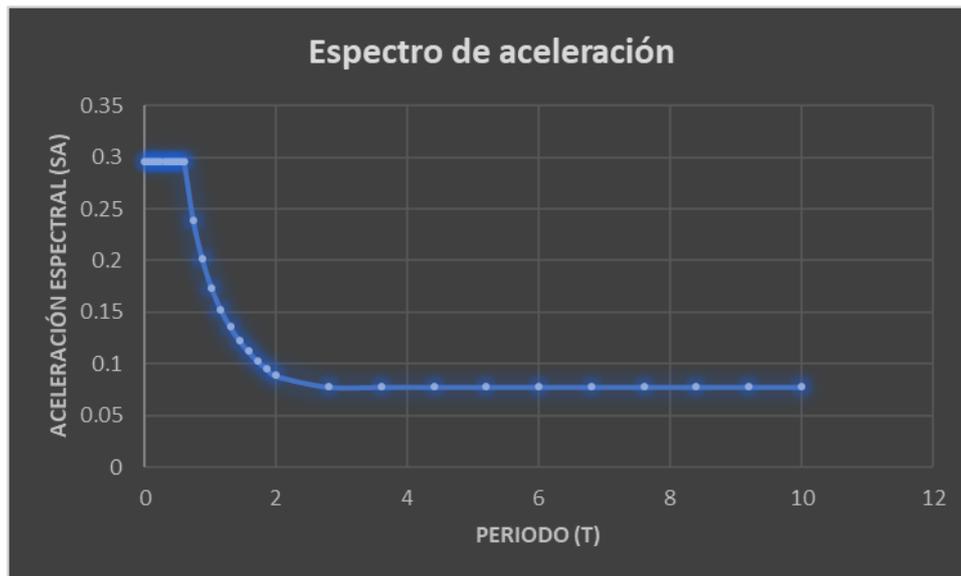


Figura 9 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo II (Dirección X)

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 44

*Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo Nave Central (Dirección Y)*

<b>T</b>	<b>A</b>
0	0.2953125
0.06	0.2953125
0.12	0.2953125
0.18	0.2953125
0.24	0.2953125
0.3	0.2953125
0.36	0.2953125
0.42	0.2953125
0.48	0.2953125
0.54	0.2953125
0.6	0.2953125
0.74	0.23944257
0.88	0.20134943
1.02	0.17371324
1.16	0.15274784
1.3	0.13629808
1.44	0.12304688
1.58	0.11214399
1.72	0.10301599
1.86	0.0952621
2.00	0.08859375
2.8	0.0779625
3.6	0.0779625
4.4	0.0779625

5.2	0.0779625
6	0.0779625
6.8	0.0779625
7.6	0.0779625
8.4	0.0779625
9.2	0.0779625
10.00	0.0779625

Fuente: Elaboración Propia

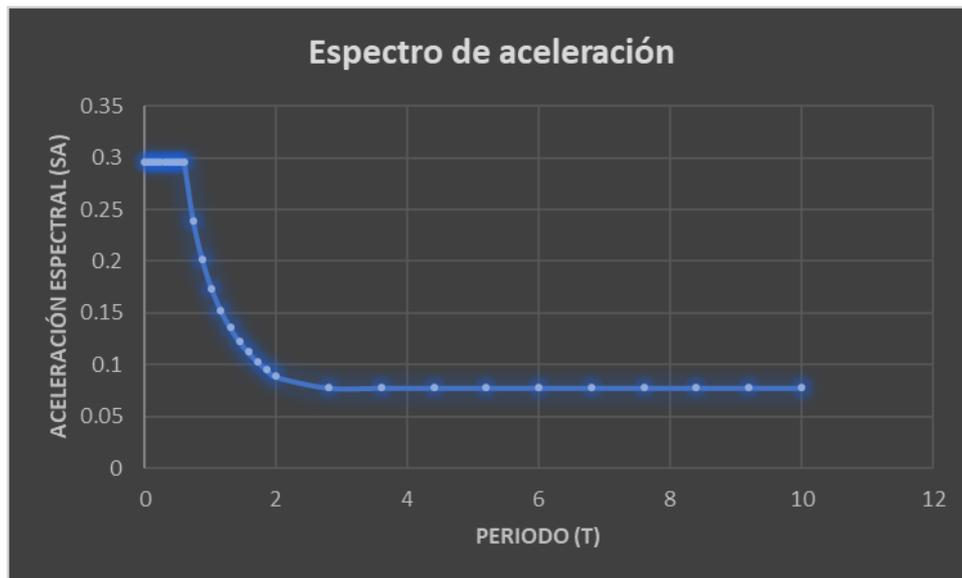


Figura 10 Espectro de las pseudo aceleraciones Módulo II (Dirección Y)

Fuente: Elaboración Propia

- **Cortante en la base**

Tabla 45

*Cortante en la base Módulo II*

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf
SxE	LinStatic		-48.8524	-1.525E-13	9.748E-13
SyE	LinStatic		1.047E-13	-48.8524	2.416E-13
SxD	LinRespSpec	Max	44.4102	15.3067	43.314
SyD	LinRespSpec	Max	15.8529	43.9671	55.1168

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 46

*Cortante en la base Módulo Nave Central*

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf
SxE	LinStatic		-238.0494	000000002767	000000003197
SyE	LinStatic		000000000124	-238.0494	-1.421E-13
SxD	LinRespSpec	Max	214.5221	105.057	143.304
SyD	LinRespSpec	Max	82.1821	214.74	133.9117

Fuente: Elaboración Propia

- **Modos de vibración**

Tabla 47

*Participación Modal Módulo II*

OutputCase Text	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	98.9142
MODAL	Acceleration	UY	100	98.5617

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 48

*Participación Modal Módulo Nave Central*

OutputCase Text	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	96.3759
MODAL	Acceleration	UY	100	97.4646

Fuente: Elaboración Propia

- **Verificación de derivas de entrepiso**

Tabla 49

*Derivas Módulo II*

DIRECCIÓN X							
PISOS	ALTURA	DESPLAZ. SAP	DESPLAZ. REAL	DESPLAZ. RELATIVO	DERIVA	VERIFICACIÓN	EFICIENCIA
1° NIVEL	410 cm	0.589	2.252	2.252	0.005	OK	78%
2° NIVEL	300 cm	0.793	3.032	0.779	0.003	OK	37%
PISOS	ALTURA	DESPLAZ. SAP	DESPLAZ. REAL	DESPLAZ. RELATIVO	DERIVA	VERIFICACIÓN	EFICIENCIA
1° NIVEL	410 cm	0.629	2.408	2.408	0.006	OK	84%
2° NIVEL	300 cm	1.009	3.860	1.452	0.003	OK	69%

DIRECCIÓN Y							
PISOS	ALTURA	DESPLAZ. SAP	DESPLAZ. REAL	DESPLAZ. RELATIVO	DERIVA	VERIFICACIÓN	EFICIENCIA
1° NIVEL	410 cm	0.396	1.515	1.515	0.004	OK	53%
2° NIVEL	300 cm	0.524	2.005	0.491	0.002	OK	23%
PISOS	ALTURA	DESPLAZ. SAP	DESPLAZ. REAL	DESPLAZ. RELATIVO	DERIVA	VERIFICACIÓN	EFICIENCIA
1° NIVEL	410 cm	0.387	1.482	1.482	0.004	OK	52%
2° NIVEL	300 cm	0.610	2.331	0.850	0.003	OK	40%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 50  
*Derivas Módulo Nave Central*

DIRECCIÓN X							
PISOS	ALTURA	DESPLAZ. SAP	DESPLAZ. REAL	DESPLAZ. RELATIVO	DERIVA	VERIFICACIÓN	EFICIENCIA
1° NIVEL	465 cm	0.343	1.545	1.545	0.003	OK	47%
2° NIVEL	300 cm	0.741	3.335	1.790	0.006	OK	85%
3° NIVEL	335 cm	1.144	5.149	1.815	0.005	OK	77%
4° NIVEL	335 cm	1.587	7.142	1.992	0.006	OK	85%
PISOS	ALTURA	DESPLAZ. SAP	DESPLAZ. REAL	DESPLAZ. RELATIVO	DERIVA	VERIFICACIÓN	EFICIENCIA
1° NIVEL	465 cm	0.351	1.581	1.581	0.003	OK	49%
2° NIVEL	300 cm	0.741	3.335	1.753	0.006	OK	83%
3° NIVEL	335 cm	1.105	4.970	1.636	0.005	OK	70%
4° NIVEL	335 cm	1.534	6.902	1.932	0.006	OK	82%

DIRECCIÓN Y							
PISOS	ALTURA	DESPLAZ. SAP	DESPLAZ. REAL	DESPLAZ. RELATIVO	DERIVA	VERIFICACIÓN	EFICIENCIA
1° NIVEL	465 cm	0.351	1.581	1.581	0.003	OK	49%
2° NIVEL	300 cm	0.734	3.302	1.720	0.006	OK	82%
3° NIVEL	335 cm	1.152	5.184	1.882	0.006	OK	80%
4° NIVEL	335 cm	1.563	7.034	1.850	0.006	OK	79%
PISOS	ALTURA	DESPLAZ. SAP	DESPLAZ. REAL	DESPLAZ. RELATIVO	DERIVA	VERIFICACIÓN	EFICIENCIA
1° NIVEL	465 cm	0.352	1.586	1.586	0.003	OK	49%
2° NIVEL	300 cm	0.741	3.333	1.747	0.006	OK	83%
3° NIVEL	335 cm	1.097	4.936	1.603	0.005	OK	68%
4° NIVEL	335 cm	1.554	6.994	2.058	0.006	OK	88%

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3. Presentar los planos estructurales de las 2 alternativas

#### 3.3.1. Descripción del proyecto de la edificación

El presente trabajo cuenta con los planos arquitectónicos propuestos por la parroquia Sagrada Familia, cuya área es de 445 m<sup>2</sup>, del cual los 2 primeros niveles están destinados para nave central, el tercer nivel un salón de usos múltiples, y el cuatro nivel con aulas, los cuales se encuentran distribuidas como se detalla en la memoria descriptiva arquitectónica.

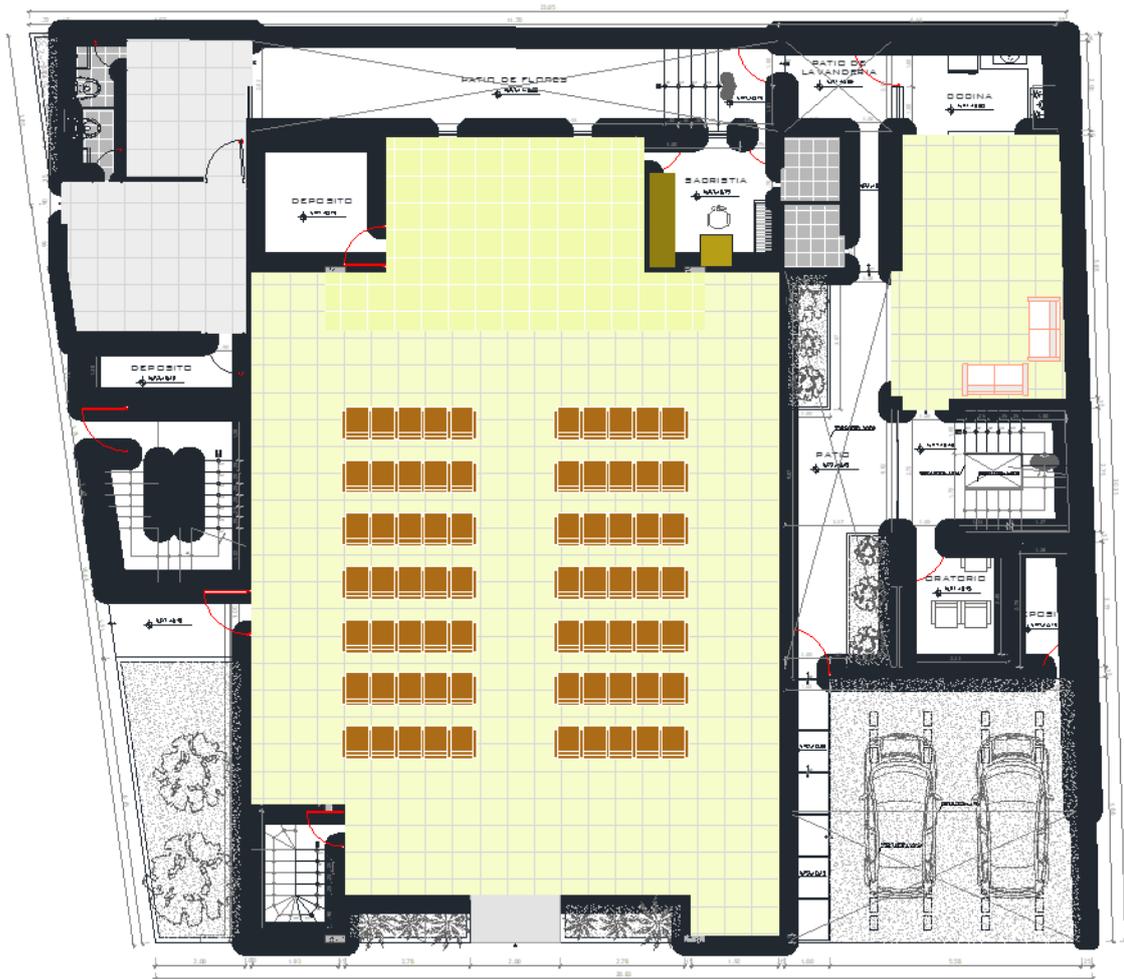


Figura 11 Planta primer nivel

Fuente: Planos de arquitectura proporcionados por La Parroquia Sagrada Familia

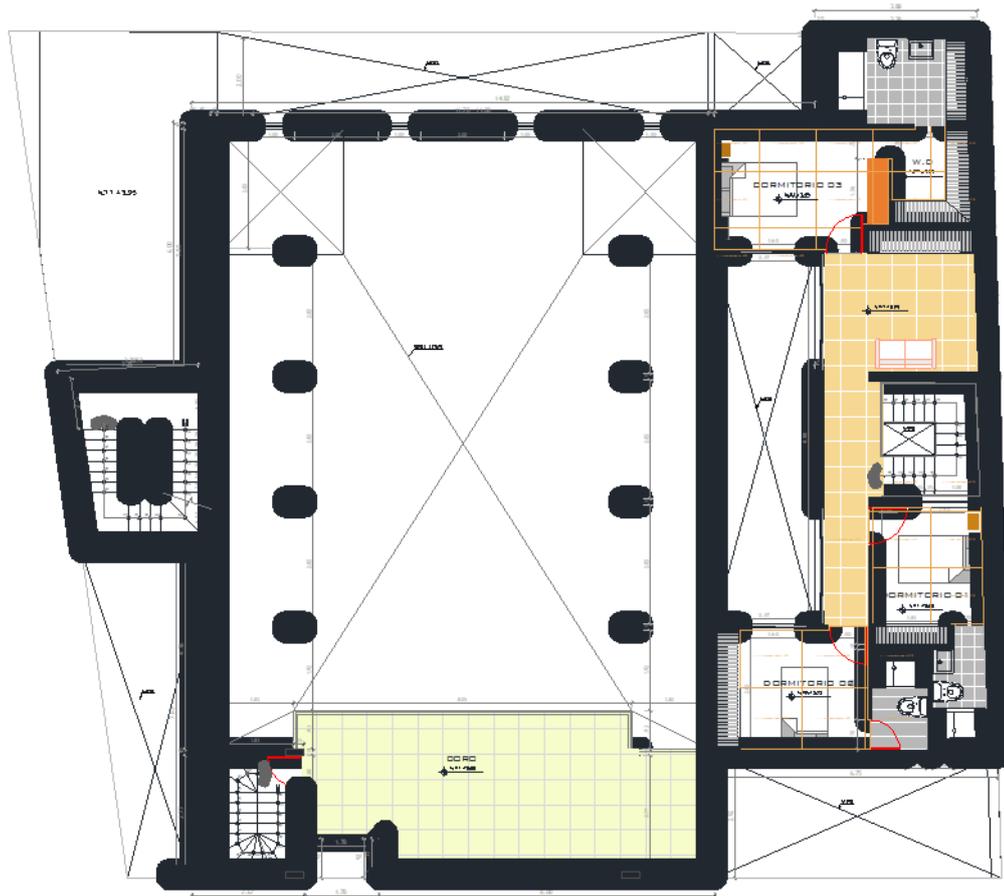


Figura 12 Planta Segundo Nivel

Fuente: Planos de arquitectura proporcionados por La Parroquia Sagrada Familia

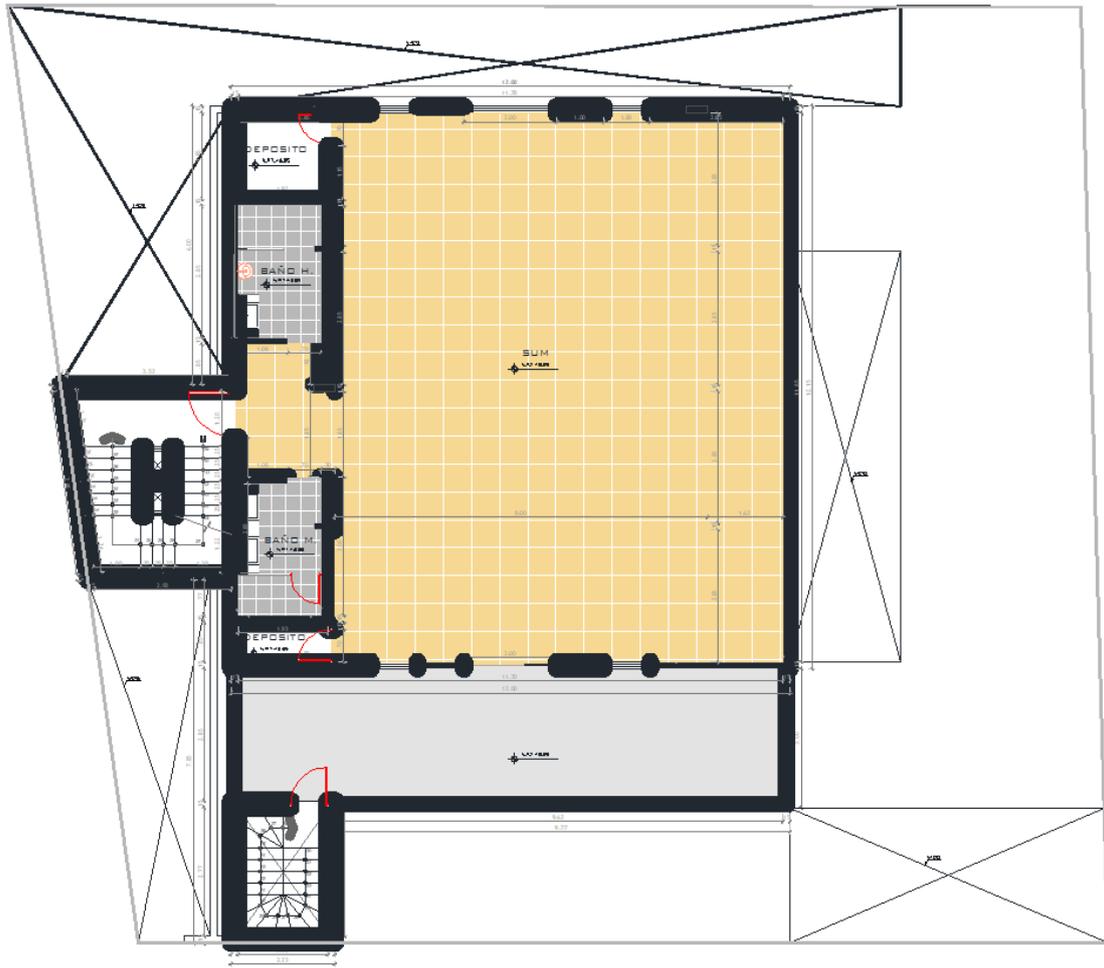


Figura 13 Planta Tercer Nivel

Fuente: Planos de arquitectura proporcionados por La Parroquia Sagrada Familia

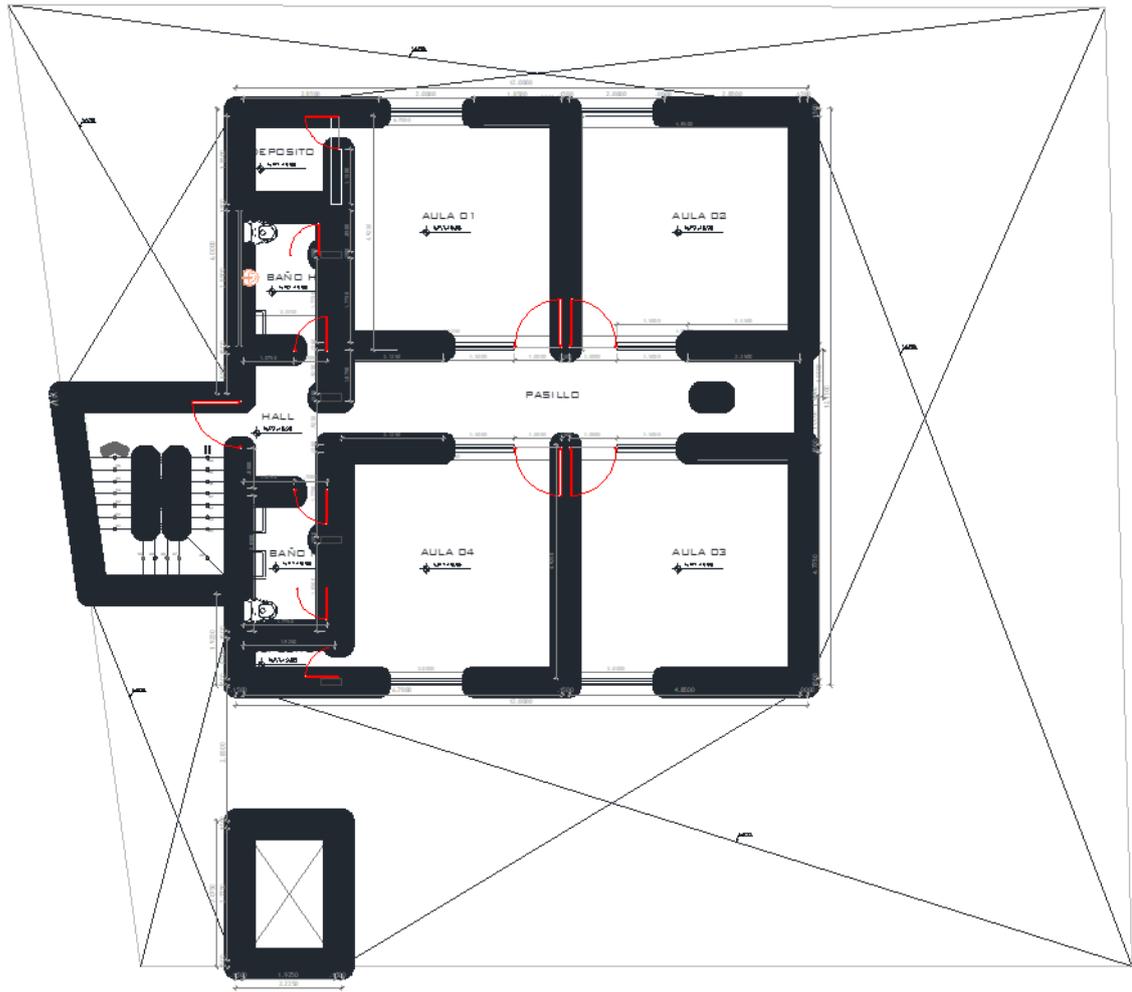


Figura 14 Planta Cuarto Nivel

Fuente: Planos de arquitectura proporcionados por La Parroquia Sagrada Familia

Tabla 51  
Comparativa entre CYPECAD y SAP

ELEMENTO	PISO	CARGA	CYPECAD	SAP
PILAR C1	1	P	960.43	1015.48
		M	463.99	638.1732
		V	69.71	91.607
	2	P	744.15	748.14
		M	157.9	339.76
		V	65	131.915
	3	P	486.96	490.17
		M	109.47	624.5978
		V	54.15	113.263
	4	P	232.77	250.14
		M	103.35	412.11
		V	43.09	71.308
PILAR C2	1	P	1715.29	1631.544
		M	459.3	905.64
		V	69.32	124.002
	2	P	1493.74	1389.395
		M	277.05	401.36
		V	83.54	111.435
	3	P	940.75	865.379
		M	192.61	219.02
		V	66.76	136.303
	4	P	446.18	378.437
		M	256.69	228.2131
		V	52.09	108.88
PILAR C3	1	P	964.8	1084.47
		M	427.81	753.7421
		V	70.15	137.307
	2	P	749.34	847.14
		M	137.76	177.92
		V	89.05	130.394
	3	P	489.12	547.14
		M	109.3	124.15
		V	69.84	113.67
	4	P	232.87	250.14
		M	105	157.14
		V	61.5	73.44
PILAR C4	1	P	1857.97	1930.846825
		M	466.08	776.0255947
		V	85.6	140.259638
	2	P	1634.7	1659.975598
		M	173.94	270.4713731
		V	135.09	210.4919889
	3	P	1032.66	1041.511156
		M	153.09	237.340396
		V	72.34	137.1554615
	4	P	486.87	480.3808729
		M	110.24	161.819504
		V	196.24	306.6066466

PILAR C5	1	P	1873.95	1947.453623
		M	429.45	715.0364565
		V	85.96	140.8495149
	2	P	1650.71	1676.233143
		M	169.53	263.6139582
		V	138.81	216.2883484
	3	P	1042.17	1051.102668
		M	157.37	243.9758189
		V	159.46	302.3335622
	4	P	491.15	484.603828
		M	110.76	162.5828035
		V	198.18	309.6377152
PILAR C6	1	P	1720.25	1787.72491
		M	470.55	783.4681676
		V	95.71	156.8253499
	2	P	1512.14	1535.520585
		M	213.07	331.3173248
		V	230.63	359.3587046
	3	P	922.07	929.9732645
		M	199.56	309.3843453
		V	2312.68	4384.803603
	4	P	441.59	435.7043763
		M	136.71	200.6743867
		V	283.06	442.2547767
PILAR C7	1	P	1723.6	1791.20631
		M	434.23	722.995181
		V	95.68	156.7761935
	2	P	1515.78	1539.216867
		M	207.24	322.2518533
		V	235.23	366.5262459
	3	P	924.59	932.514864
		M	201.19	311.9113872
		V	211.73	401.4366306
	4	P	442.64	436.7403816
		M	137.82	202.3037377
		V	357.86	559.122781
PILAR C8	1	P	281.74	292.790941
		M	61.81	102.9139676
		V	15.87	26.00374363
	2	P	189.19	192.1152403
		M	21.71	33.75838514
		V	10.72	16.70348746
	3	P	113.81	114.7854905
		M	17.12	26.54169168
		V	8.4	15.92626315
	4	P	47.04	46.41303893
		M	10.33	15.16323908
		V	7.95	12.42113147
PILAR C9	1	P	344.52	358.0334173
		M	39.71	66.11735403
		V	67.13	109.9956717
	2	P	193.72	196.7152828

		M	19.27	29.96425986
		V	13.58	21.15982834
	3	P	116.14	117.1354615
		M	17.13	26.557195
		V	8.08	15.31954837
	4	P	47.37	46.7386406
		M	9.94	14.59076442
		V	3.17	4.952828525
PILAR C10	1	P	301.91	313.752087
		M	32.36	53.87956626
		V	18.98	31.09962533
	2	P	150.6	152.9285649
		M	41.58	64.65562662
		V	65.87	102.6360746
PILAR C11	1	P	203.23	211.2014728
		M	38.31	63.78634683
		V	11.24	18.41727022
	2	P	83.75	85.04493566
		M	58.9	91.5876962
		V	19.9	31.00740677
PILAR C12	1	P	380.63	395.5597922
		M	36.6	60.93918805
		V	9.38	15.36957248
	2	P	283.44	287.8225261
		M	40.53	63.02290878
		V	15.5	24.15149773
	3	P	195.45	197.1252449
		M	23.88	37.02193909
		V	9.5	18.01184523
	4	P	116.63	115.0755257
		M	18.73	27.49346253
		V	7.29	11.3899432
	5	P	47.49	46.85704121
		M	10.51	15.42745815
		V	3.28	5.124693237
PILAR C13	1	P	371.91	386.4977598
		M	35.79	59.59053388
		V	8.82	14.45198606
	2	P	281.85	286.2079417
		M	39.78	61.85668175
		V	14.88	23.18543782
	3	P	192.21	193.8574741
		M	25.55	39.61099429
		V	10.81	20.49558389
	4	P	115.62	114.0789873
		M	18.43	27.05309741
		V	7.35	11.48368759
	5	P	47.33	46.69917373
		M	10.54	15.47149467
		V	3.5	5.468422661
PILAR C14	1	P	164.28	170.7237019
		M	29.96	49.88355393

		V	12.99	21.28472777
		P	63.13	64.1061109
	2	M	18.55	28.84468191
		V	26.79	41.74313705
PILAR C15	1	P	238.33	247.6782316
		M	32.71	54.46231806
		V	16.29	26.69193344
	2	P	90.19	91.58451041
		M	36.75	57.14512454
		V	37.95	59.13221542
PILAR C16	1	P	173.13	179.9208334
		M	30.04	50.01675434
		V	9.82	16.09053323
	2	P	67.59	68.63507106
		M	39.01	60.65935533
		V	16.83	26.22385205

Fuente: Elaboración propia

Como se ha podido exponer anteriormente, los resultados, para ambos softwares, no ha sido considerable, en cuanto a que ambos cuentan con similares motores de procesamientos y teorías de diseño. Ante esta comparativa previa, es que se puede señalar la prioridad que se tiene, por continuar con el diseño en CYPECAD.

### 3.3.2. Sistema de concreto armado

#### Módulo I

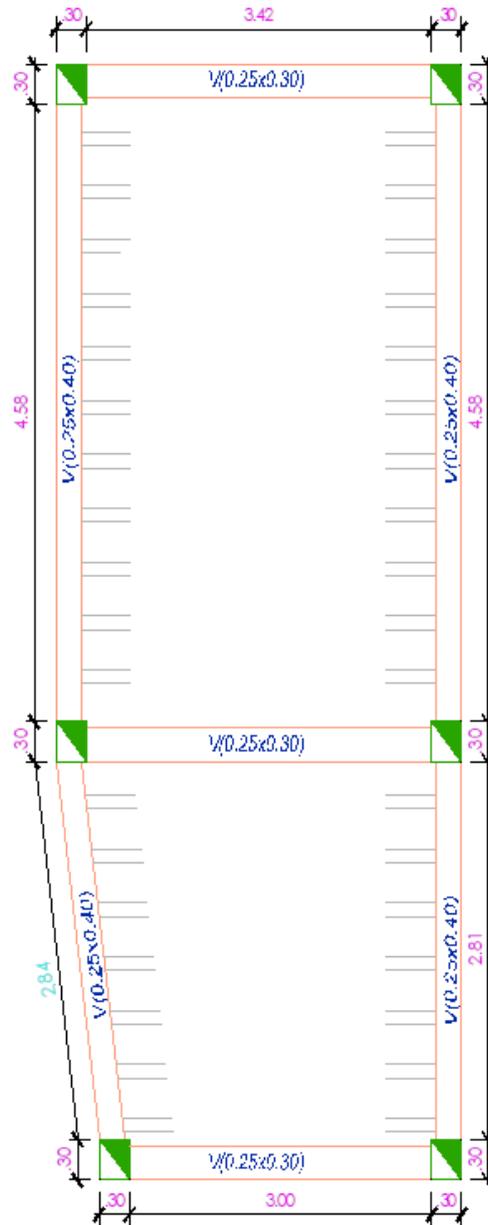


Figura 15 Estructuración Módulo I

Fuente: Elaboración propia

### Predimensionamiento de vigas Módulo I

Vigas - Dirección X-X				
Mayor Ln	$b = B/20 > 0.25$		$h = Ln/12$	
3.42	b=	0.25	h=	0.29
3.43	b=	0.25	h =	0.29
3.00	b=	0.25	h =	0.25
Entonces :		b = 0.25 m	h = 0.30 m	

Vigas - Dirección Y-Y				
Mayor Ln	$b = B/20 > 0.25$		$h = Ln/12$	
4.63	b=	0.25	h=	0.39
2.84	b=	0.25	h =	0.24
2.81	b=	0.25	h =	0.23
Entonces :		b = 0.25 m	h = 0.40 m	

### Predimensionamiento de Columnas Módulo I

<b>Peso</b>	1100 Kg
<b>N° Pisos</b>	1
<b>f c</b>	210 Kg/cm <sup>2</sup>

Columna	Área	$A_c = (A * P * N_p) / 0.35 * f_c$	Dimensión	
			h (cm)	B (cm)
1-A	2.85	42.65	25.00	25.00
1-B	3.42	51.18	25.00	25.00
2-A	7.95	118.98	25.00	25.00
2-B	8.10	121.22	25.00	25.00
3-A	5.27	78.87	25.00	25.00
3-B	5.26	78.72	25.00	25.00
Entonces :			h = 0.30 m	B = 0.30 m

## Módulo II

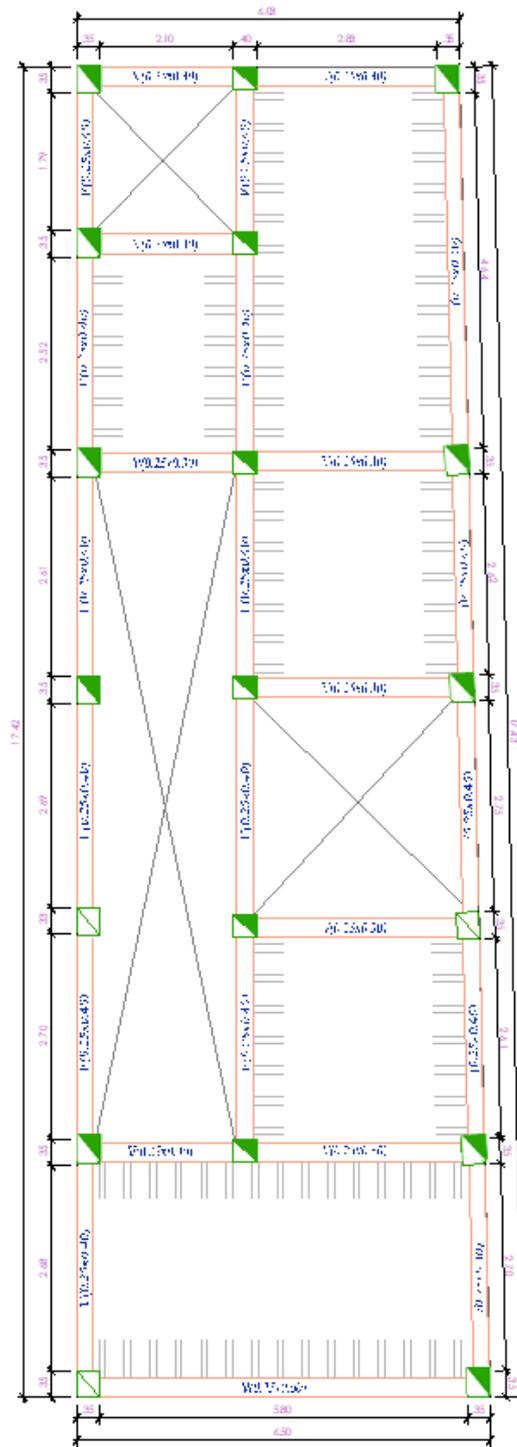


Figura 16 Estructuración del Módulo II

Fuente: Elaboración propia

## Predimensionamiento de vigas Módulo II

Vigas - Dirección X-X				
Mayor Ln	b = B/20 > 0.25		h = Ln/12	
6.25	b=	0.25	h=	0.52
2.17	b=	0.25	h=	0.18
3.68	b=	0.25	h=	0.31
3.60	b=	0.25	h=	0.30
3.51	b=	0.25	h=	0.29
3.43	b=	0.25	h=	0.29
3.28	b=	0.25	h=	0.27
Entonces :		b = 0.25 m	h = 0.60 m	
		b = 0.25 m	h = 0.30 m	

Vigas - Dirección Y-Y				
Mayor Ln	b = B/20 > 0.25		h = Ln/12	
2.48	b=	0.25	h=	0.21
2.6	b=	0.25	h=	0.22
2.64	b=	0.25	h=	0.22
2.56	b=	0.25	h=	0.21
2.47	b=	0.25	h=	0.21
1.71	b=	0.25	h=	0.14
4.62	b=	0.25	h=	0.39
2.6	b=	1.25	h=	0.22
2.48	b=	2.25	h=	0.21
Entonces :		b = 0.25 m	h = 0.40 m	

## Predimensionamiento de columnas Módulo II

<b>Peso</b>	1300 Kg
<b>Nº Pisos</b>	2
<b>fc</b>	210 Kg/cm <sup>2</sup>

Columna	Área	Ac= (A *P*Np)/0.35*fc	Dimensión	
			h (cm)	B (cm)
1-A	5.60	198.10	25.00	25.00
1-C	5.65	199.86	25.00	25.00
2-A	2.30	81.36	25.00	25.00
2-B	7.80	275.92	25.00	25.00
2-C	6.30	222.86	25.00	25.00
3-B	6.15	217.55	25.00	25.00
3-C	6.30	222.86	25.00	25.00
4-B	6.03	213.31	25.00	25.00
4-C	6.20	219.32	25.00	25.00
5-A	2.30	81.36	25.00	25.00
5-B	7.50	265.31	25.00	25.00
5-C	5.90	208.71	25.00	25.00
6-A	2.27	80.30	25.00	25.00
6-B	6.75	238.78	25.00	25.00
7-B	2.45	86.67	25.00	25.00
7-C	7.45	263.54	25.00	25.00
<b>Entonces :</b>			<b>h = 0.40 m</b>	<b>B = 0.30 m</b>

## Módulo Nave Central

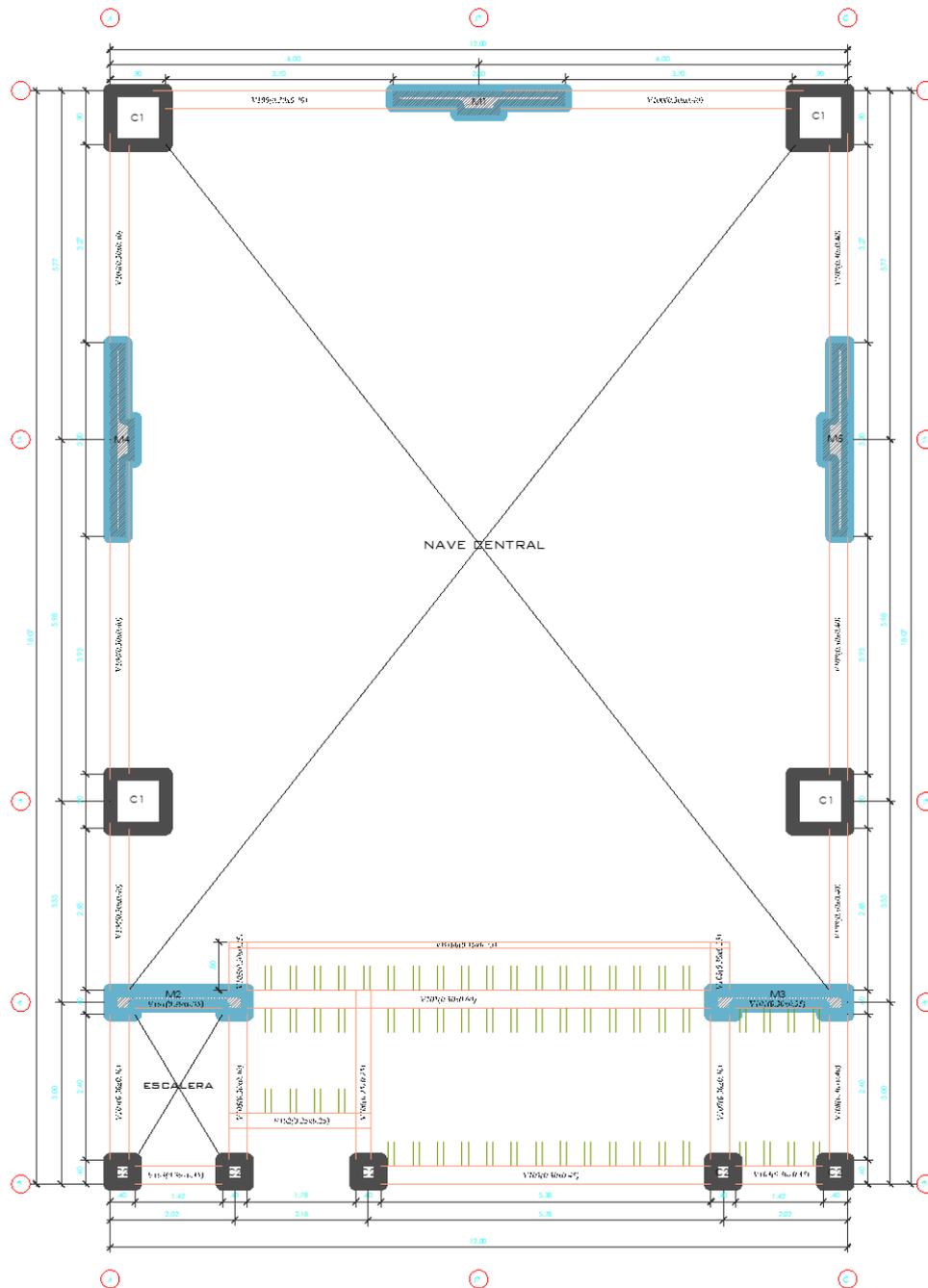
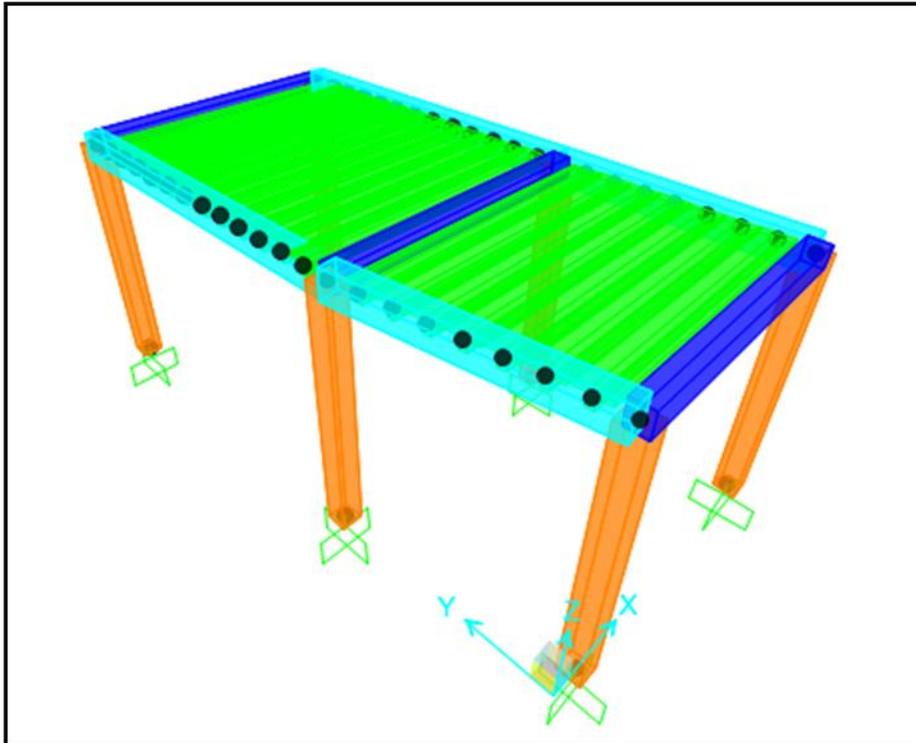


Figura 17 Estructuración Nave Central

Fuente: Elaboración propia

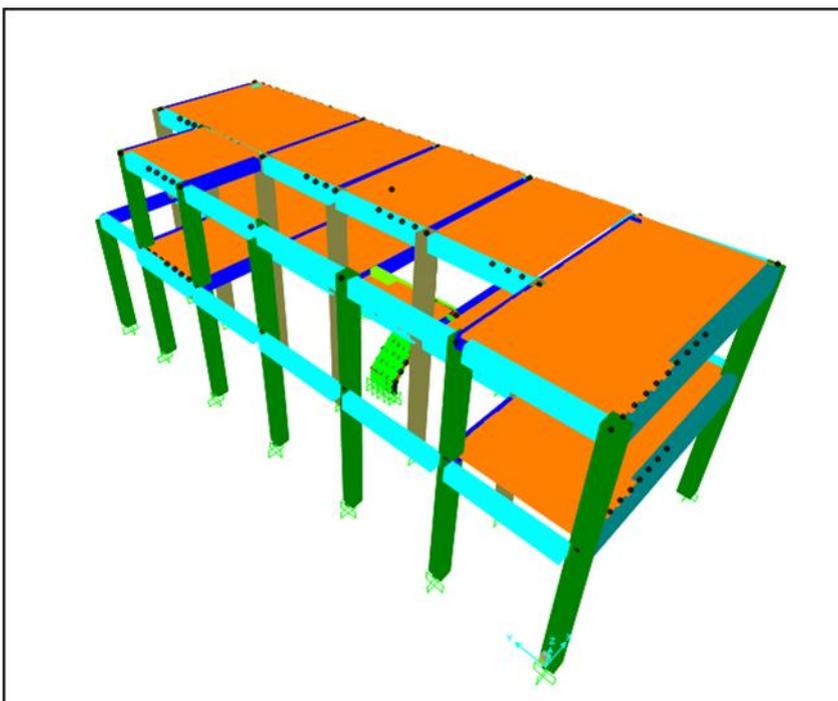
### 3.3.2.1. Modelamiento de los módulos del complejo parroquial en SAP 2000

Tabla 52  
Modelamiento del Módulo I



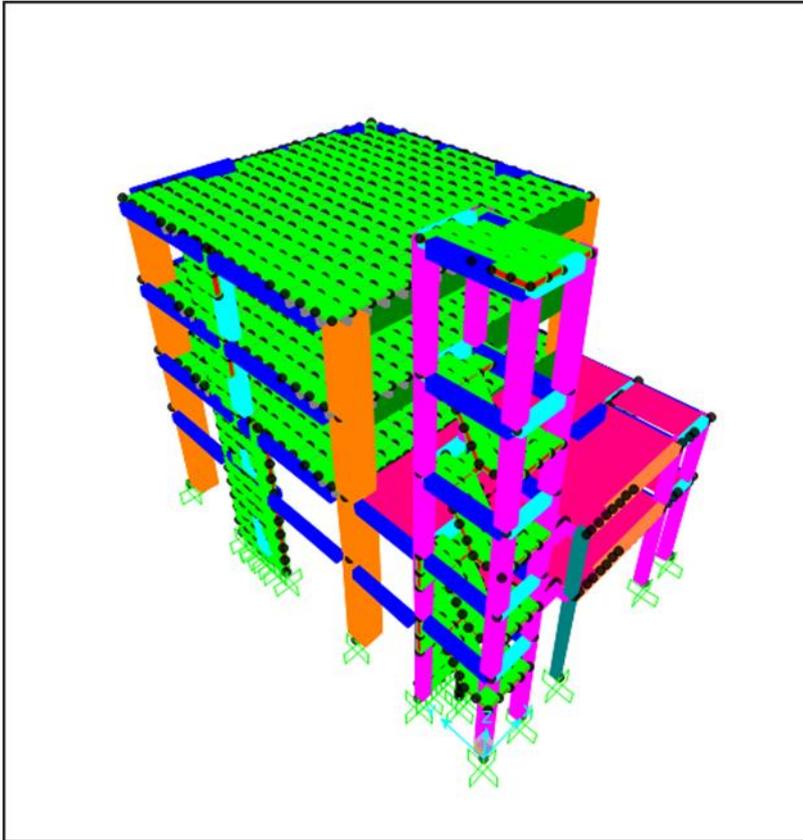
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 53  
*Modelamiento del Módulo II*



Fuente: Elaboración Propia

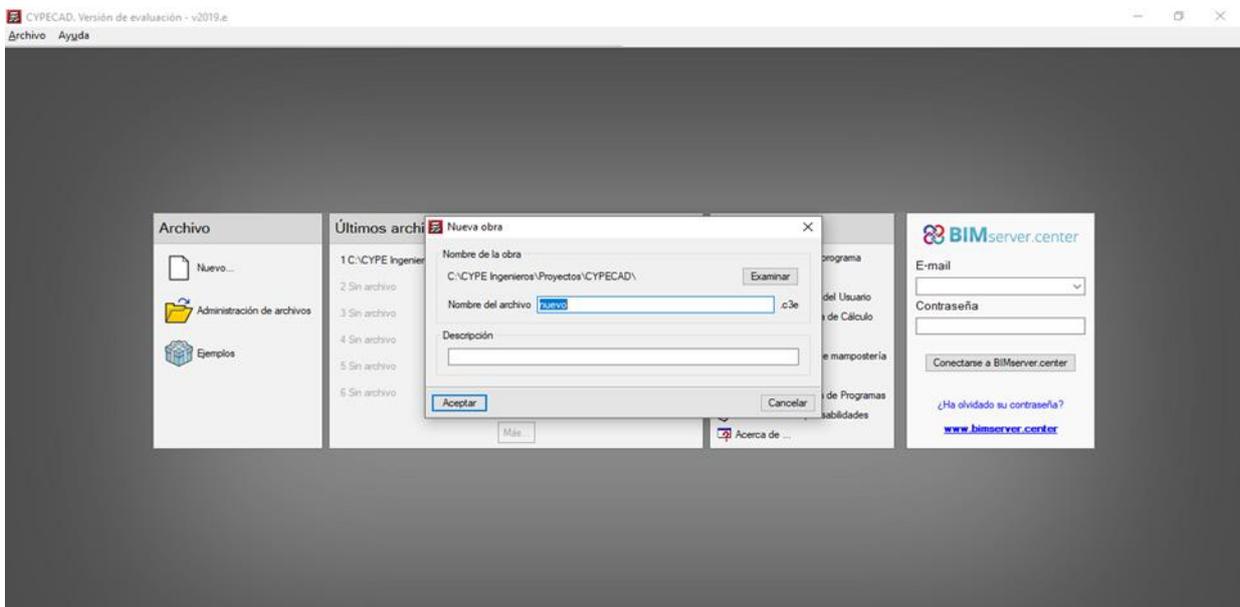
Tabla 54  
*Modelamiento del Módulo Nave Central*



Fuente: Elaboración Propia

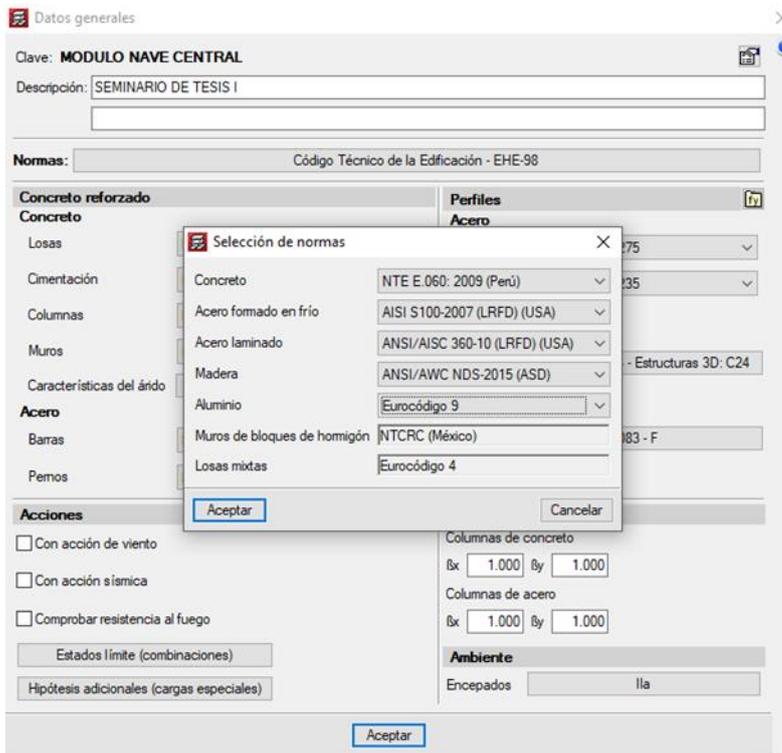
### 3.3.2.2. Modelamiento del Módulo Nave Central en CYPECAD

Tabla 55  
*Creación de un nuevo proyecto*



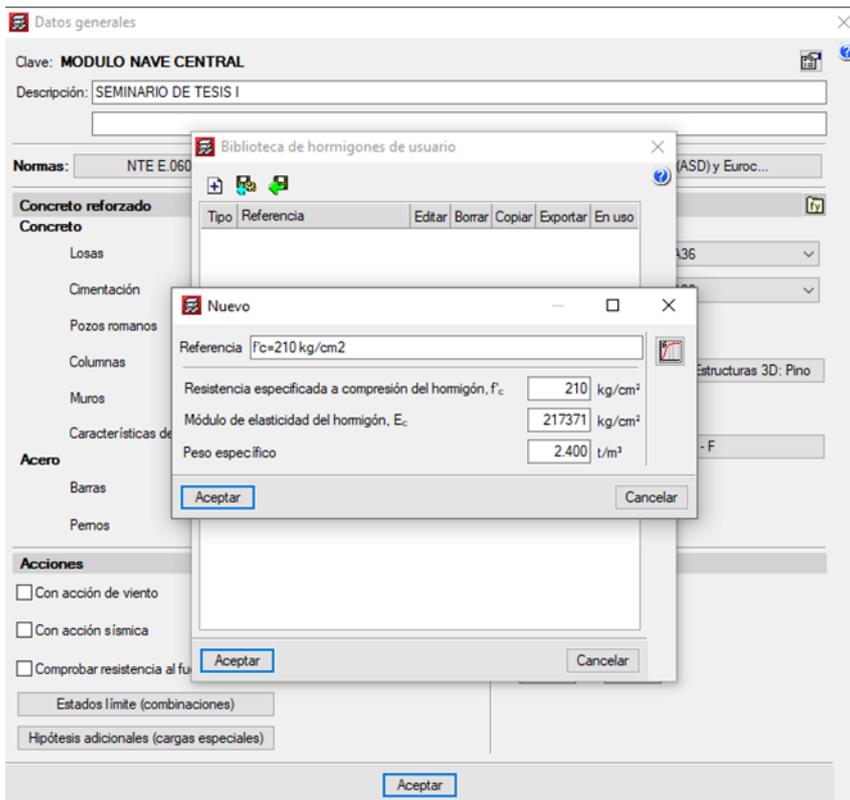
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 56  
*Configuración de Datos Generales*



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 57  
Configuración de Materiales ( $f_c$ ,  $f_y$ , A36)



Fuente: Elaboración Propia

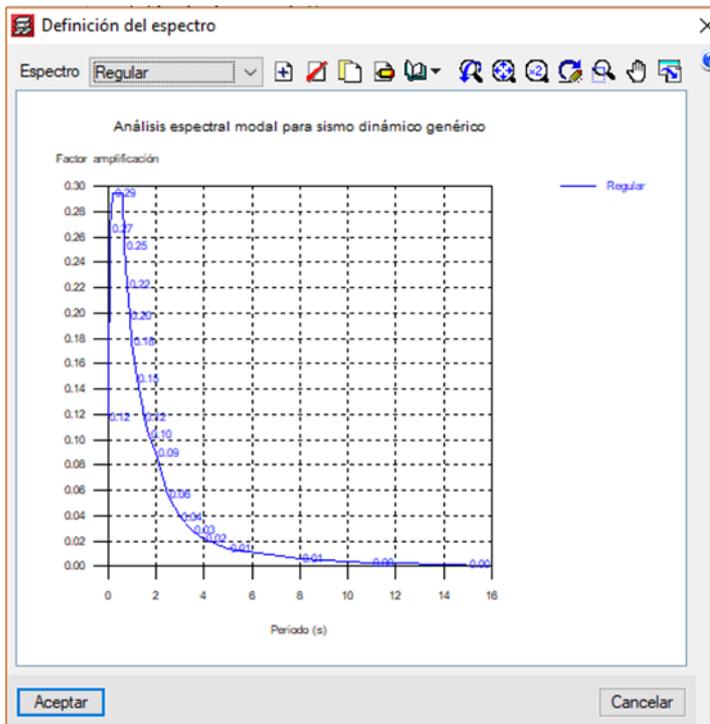
Tabla 58  
*Configuración de las Acciones Sísmicas*

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 59  
*Seleccionamos la Normativa Peruana*

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 60  
*Configuramos el Espectro Regular*

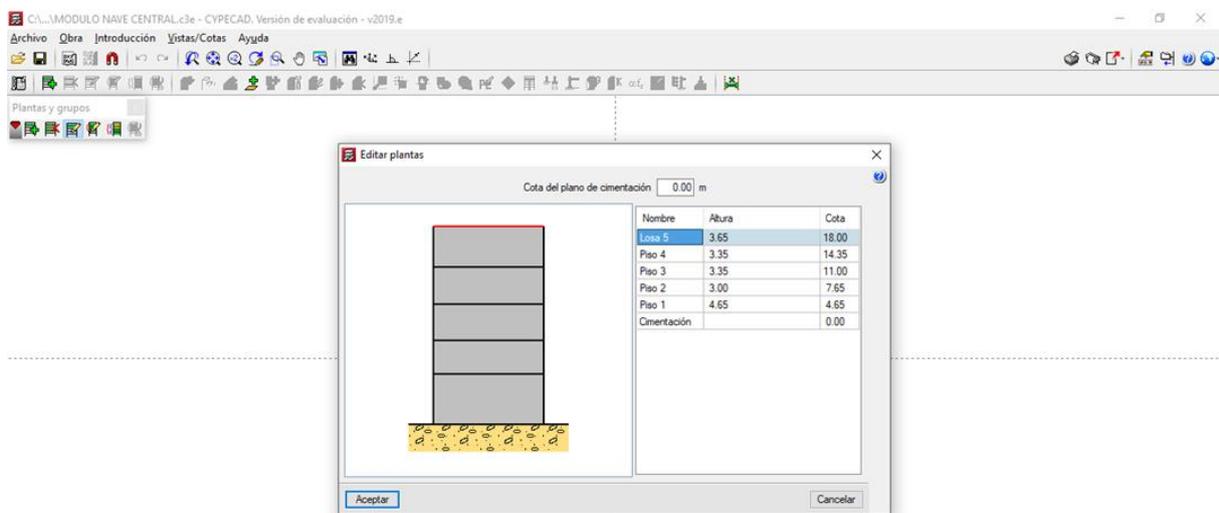
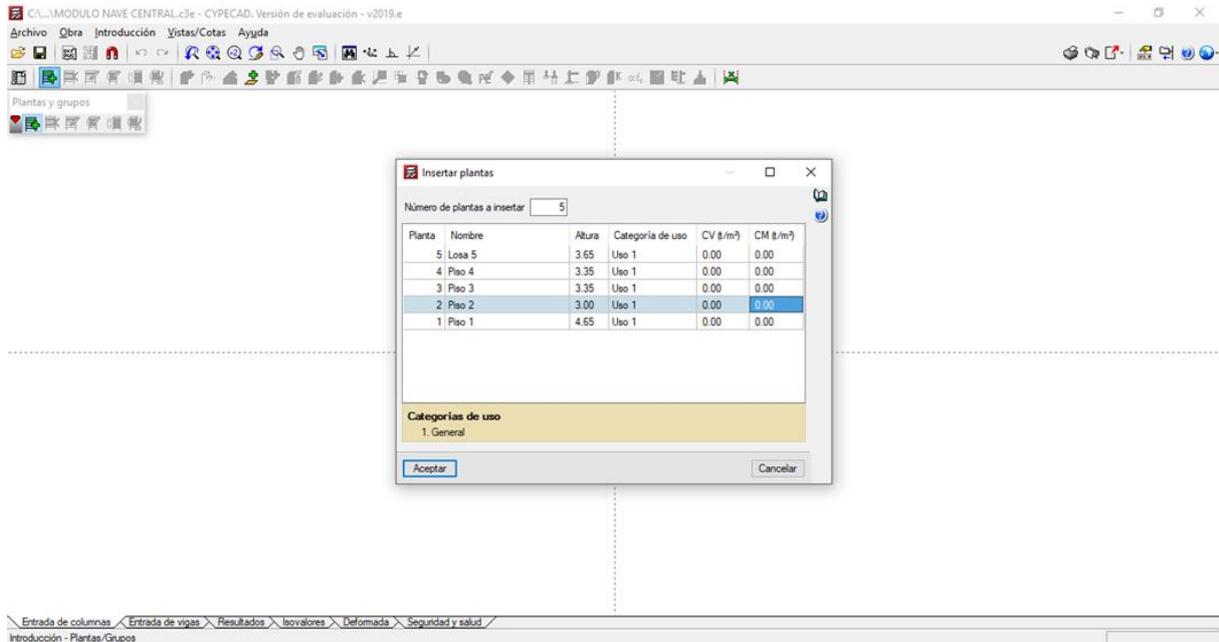


Fuente: Elaboración Propia

Tabla 61  
Configuración de los Parámetros Sísmicos Según la Norma E030

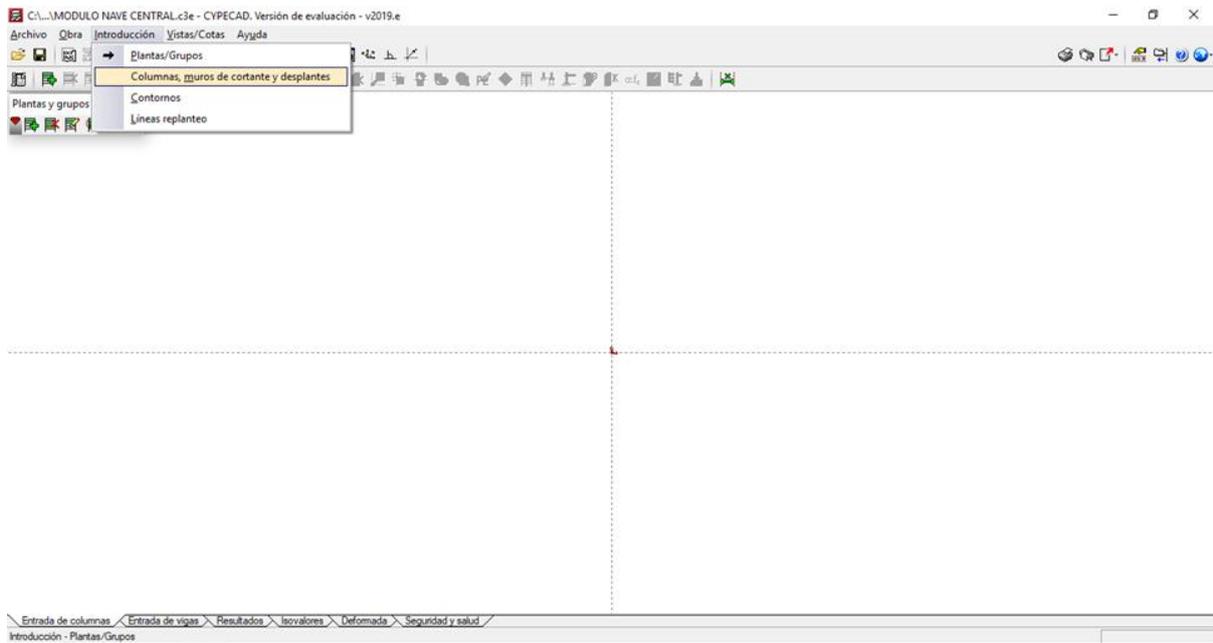
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 62  
*Insertamos las plantas según nuestra estructuración*



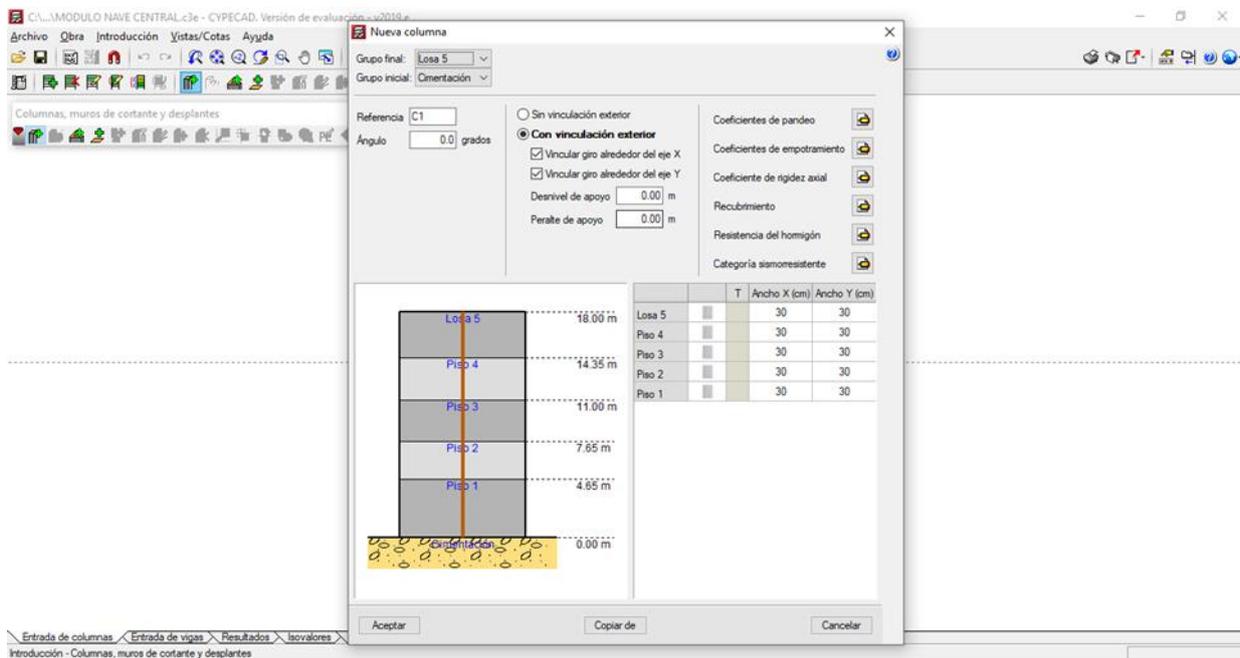
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 63  
*Configuramos las secciones de las columnas*



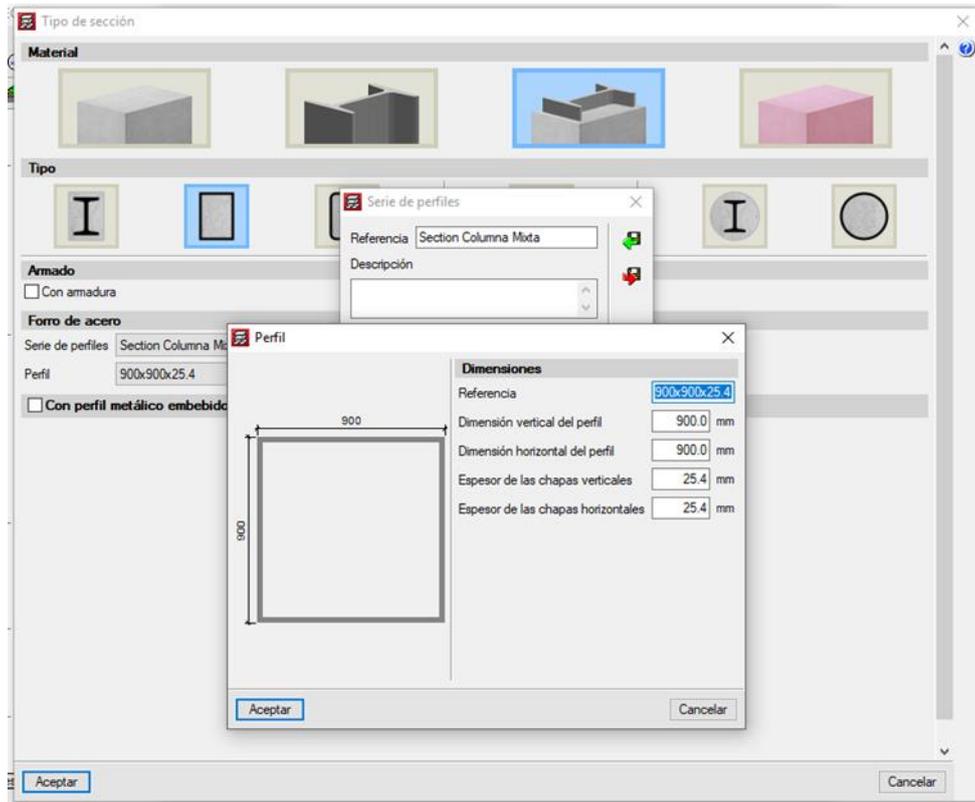
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 64  
Configuración de la altura de las columnas



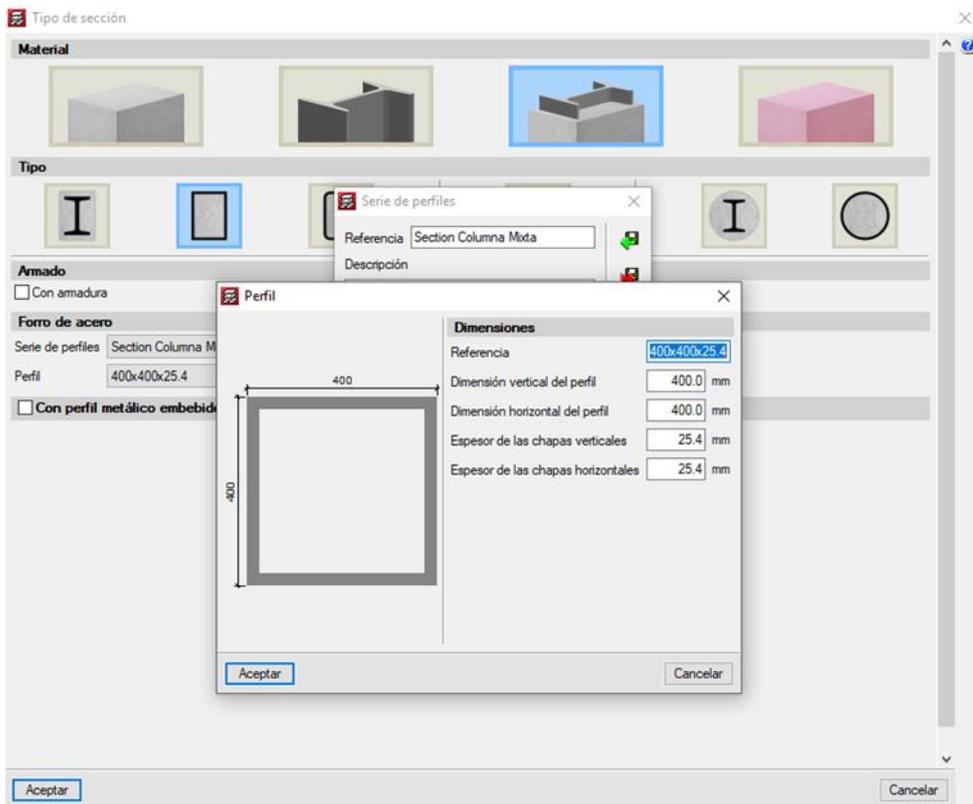
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 65  
Configuración del Tipo de Sección Columna Mixta 900x900x25.4



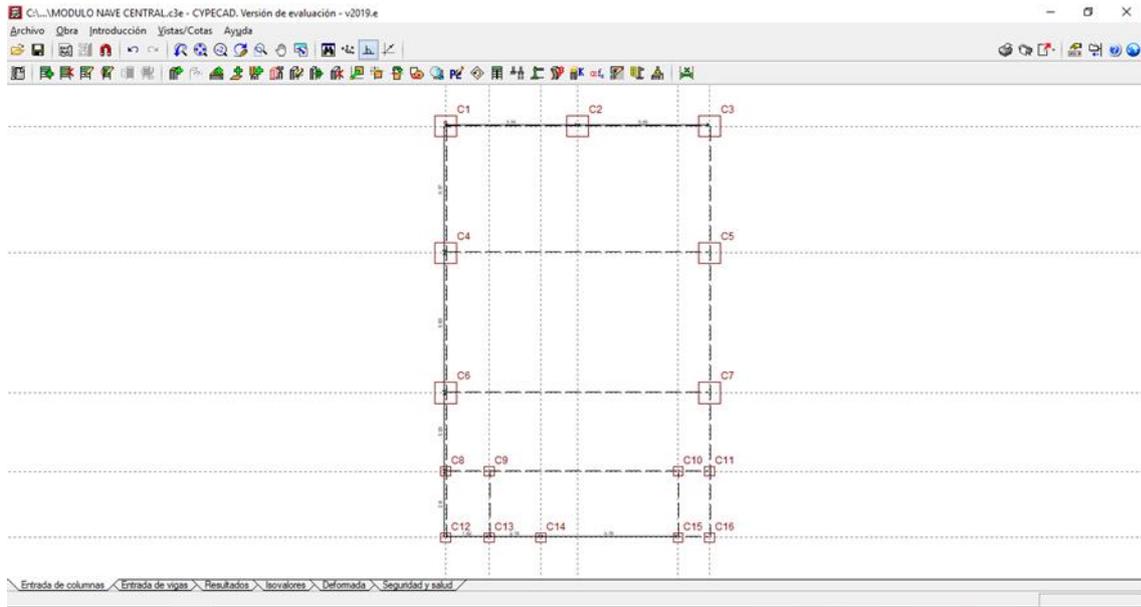
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 66  
Configuración del Tipo de Sección Columna Mixta 400x400x25.4



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 67  
*Empezamos a dibujar la planta a partir de las columnas*



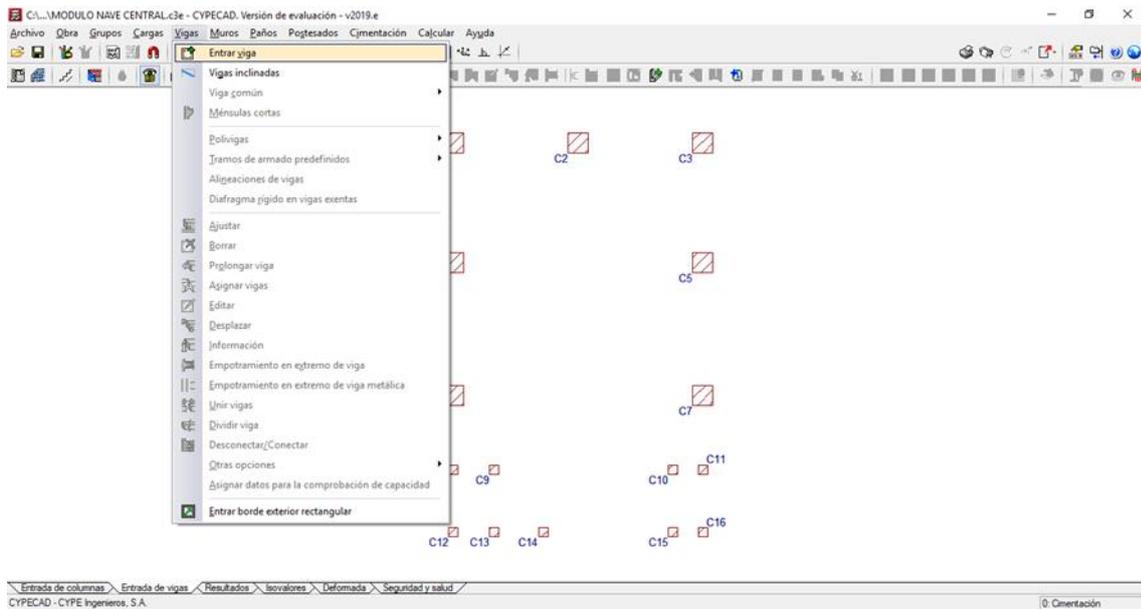
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 68  
*Vista 3D de las Columnas*



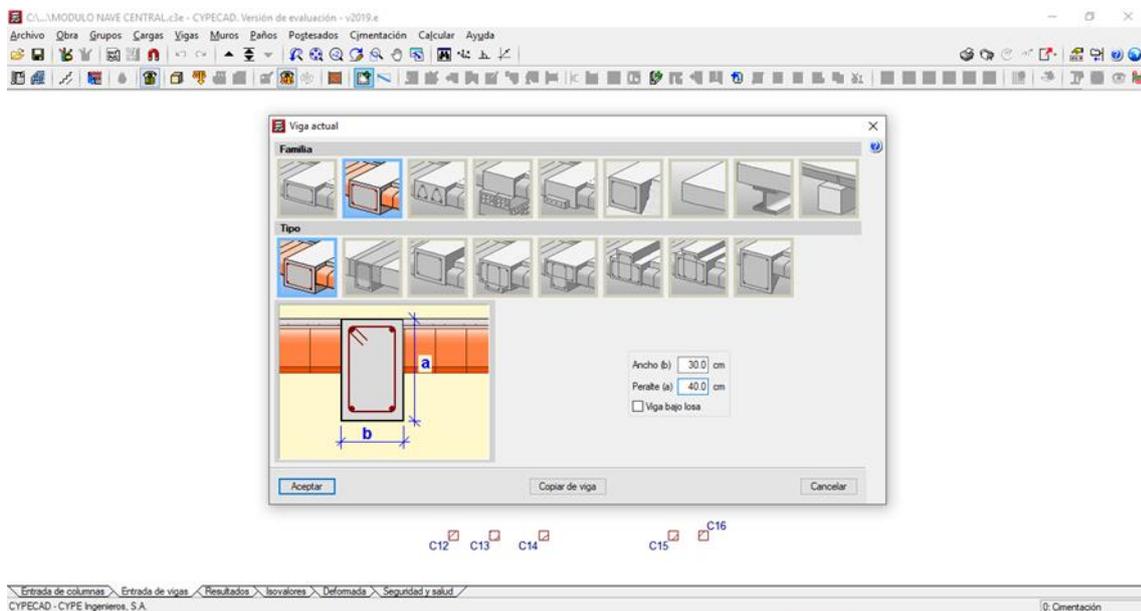
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 69  
*Configuramos la sección de las vigas*



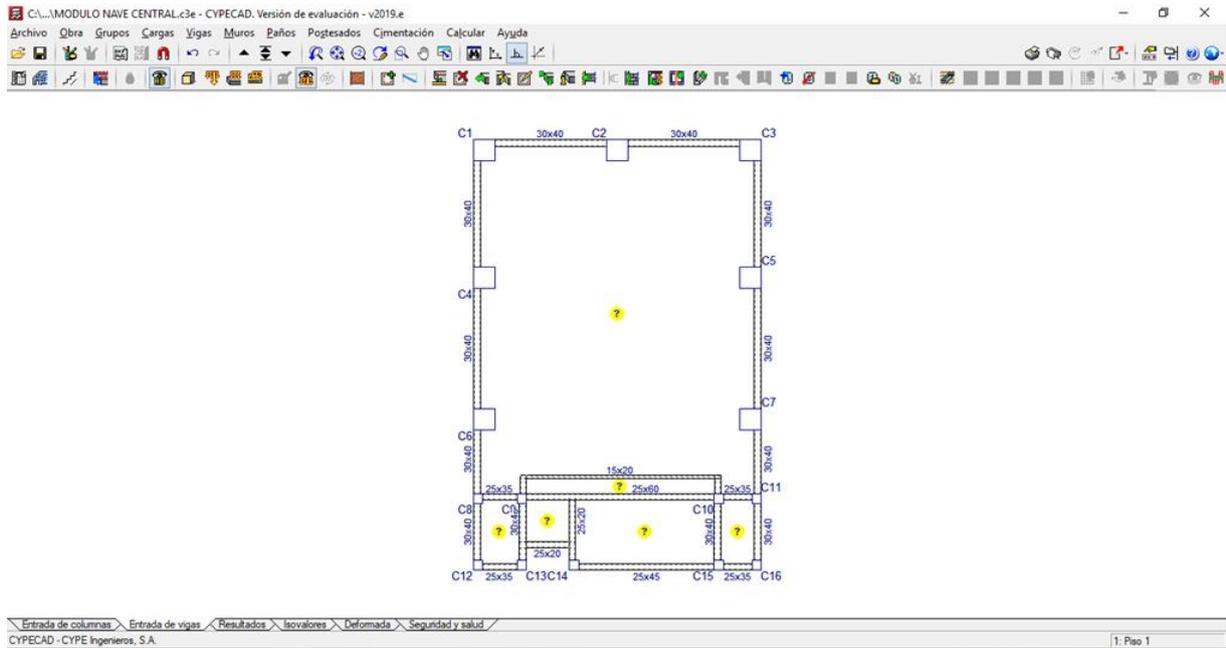
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 70  
*Seleccionamos la sección de Vigas*



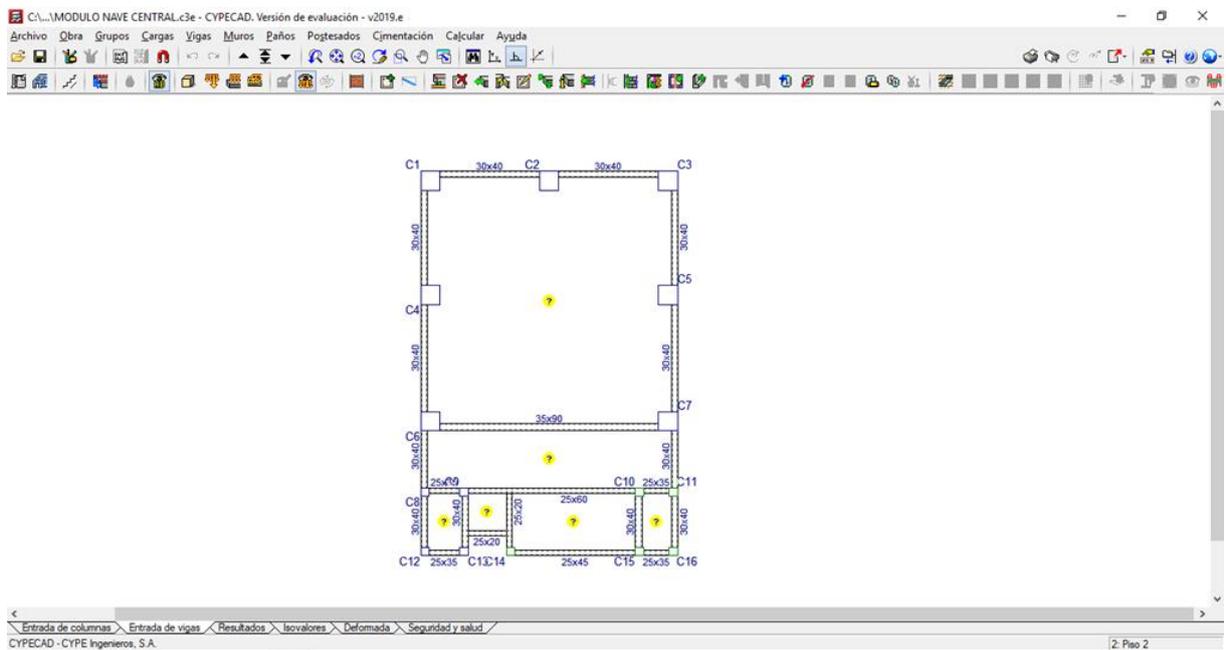
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 71  
*Vista en planta 2do Nivel del Módulo Nave Central*



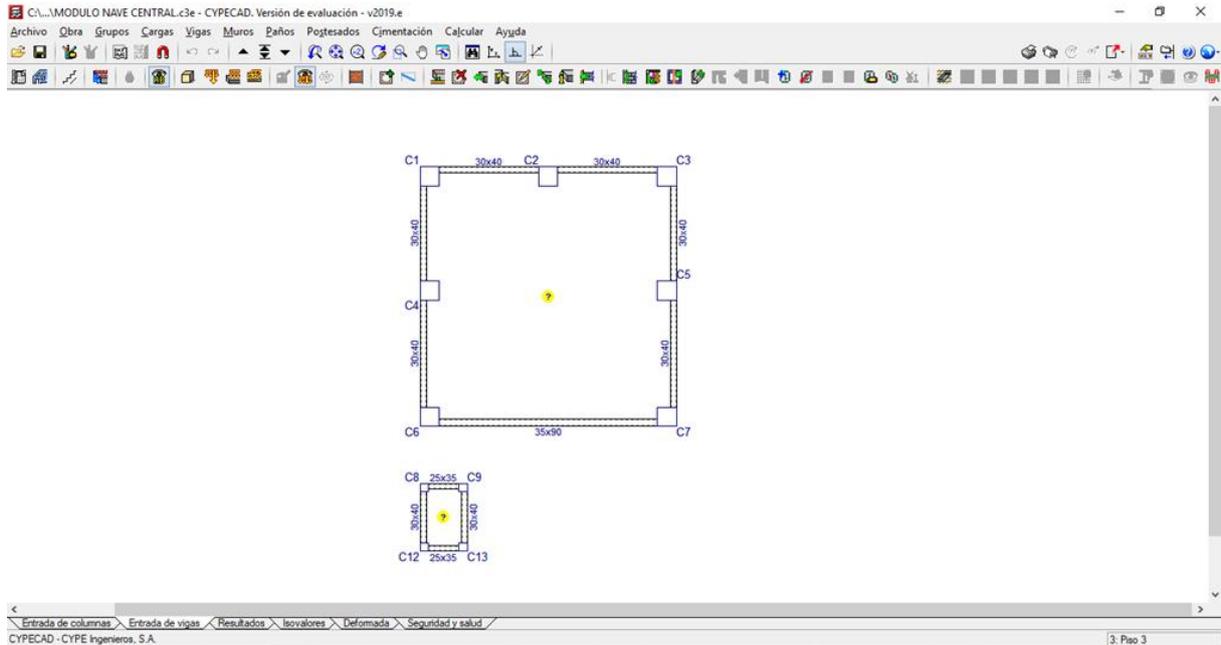
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 72  
*Vista en Planta 3er Nivel del Módulo Nave Central*



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 73  
 Vista en Planta 4to Nivel del Módulo Nave Central



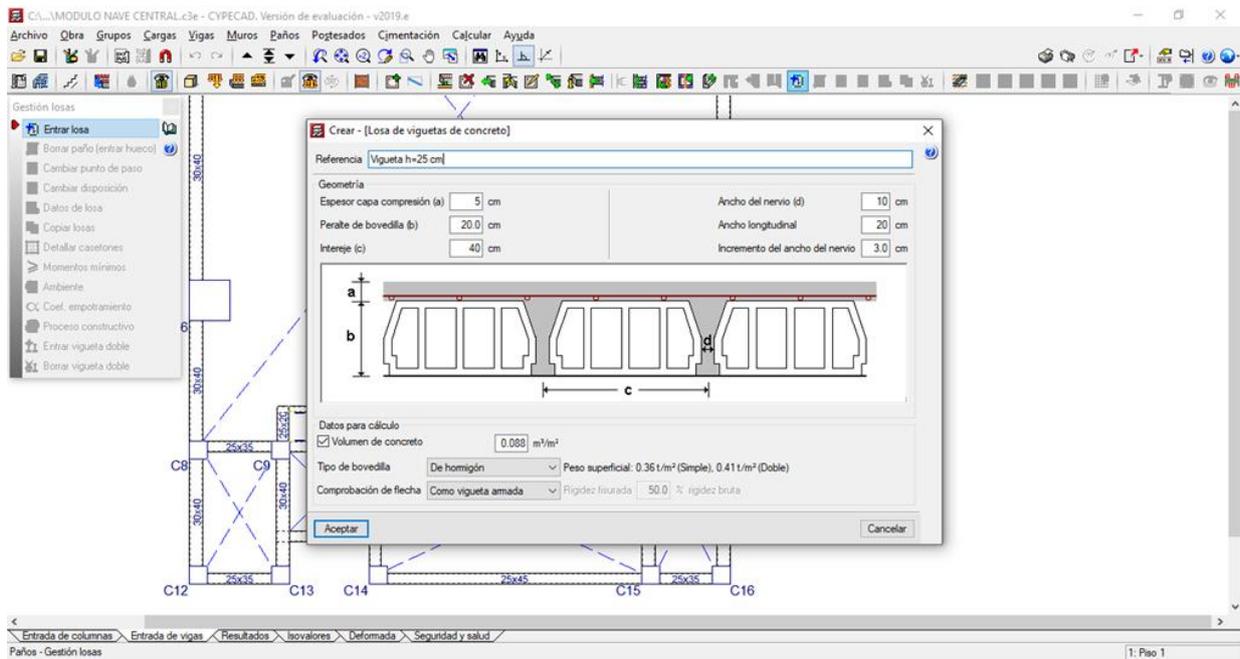
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 74  
 Vista 3D de Vigas y Columnas del Módulo Nave Central



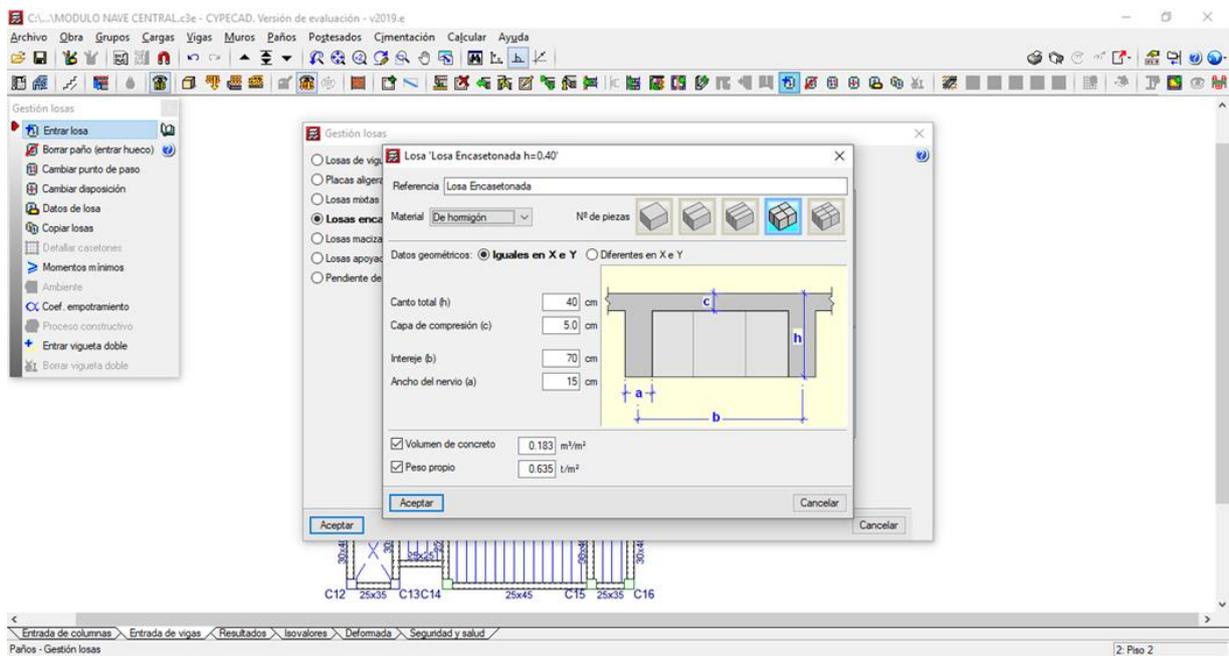
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 75  
 Creación de Losa Aligerada  $h = 0.25 \text{ m}$



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 76  
Creación de Losa Encasetonada  $h = 0.40\text{ m}$



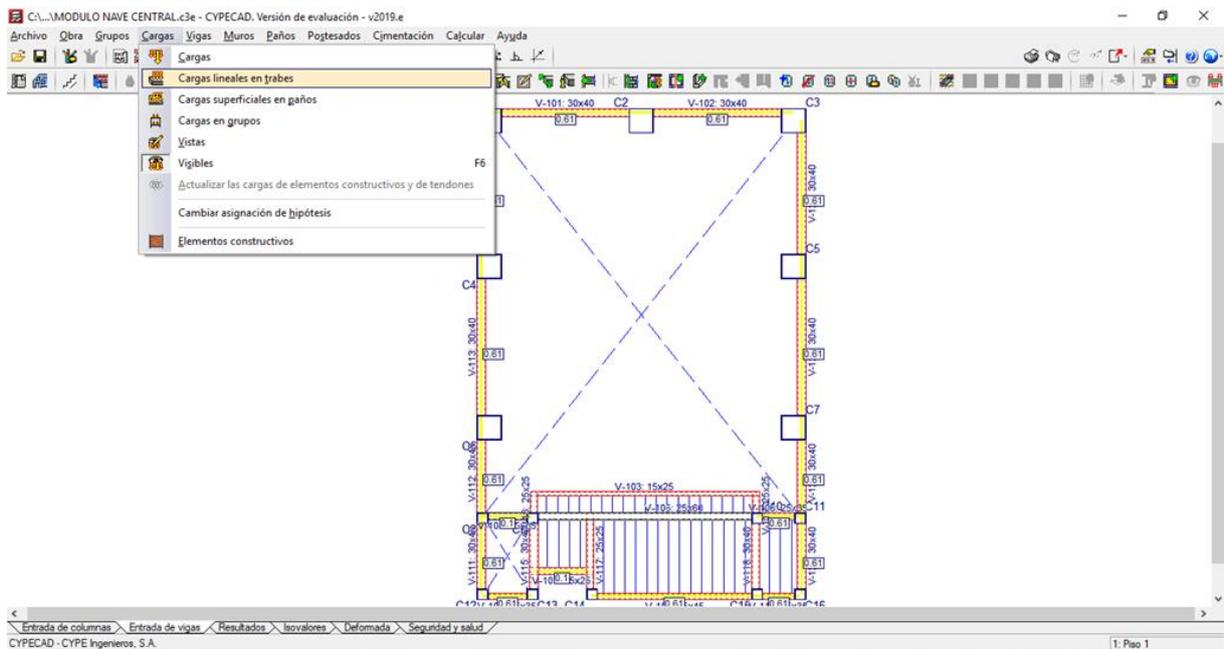
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 77  
*Vista en 3D de la Estructura Mixta*



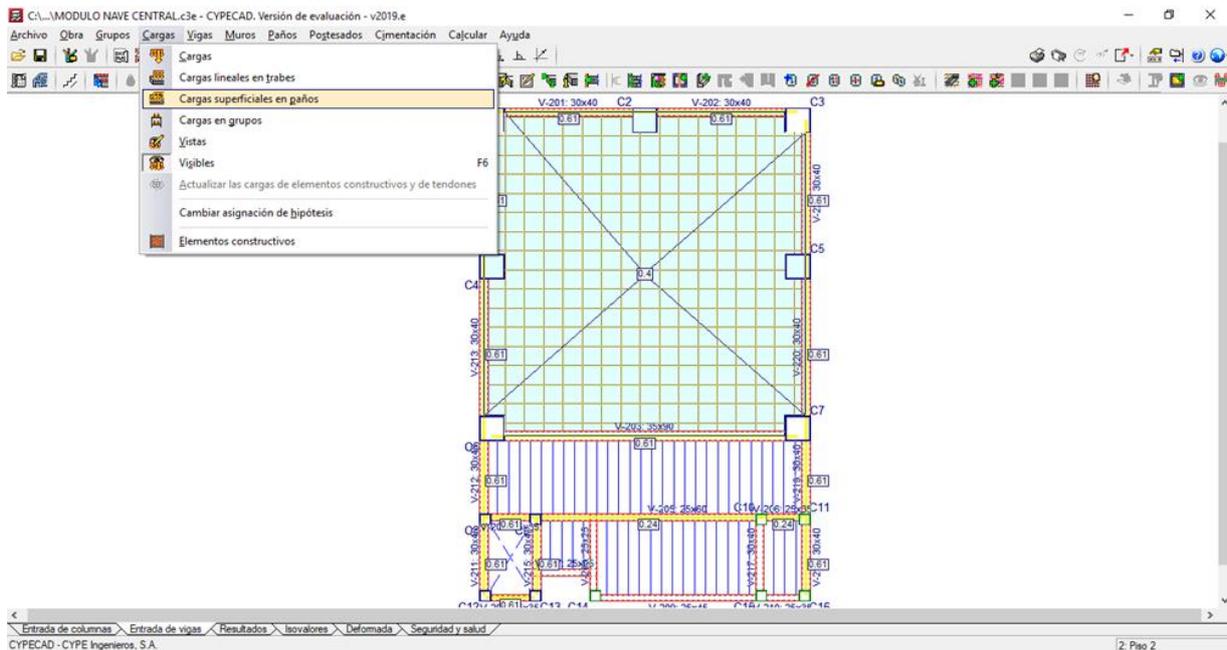
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 78  
*Asignación de Cargas a las vigas*



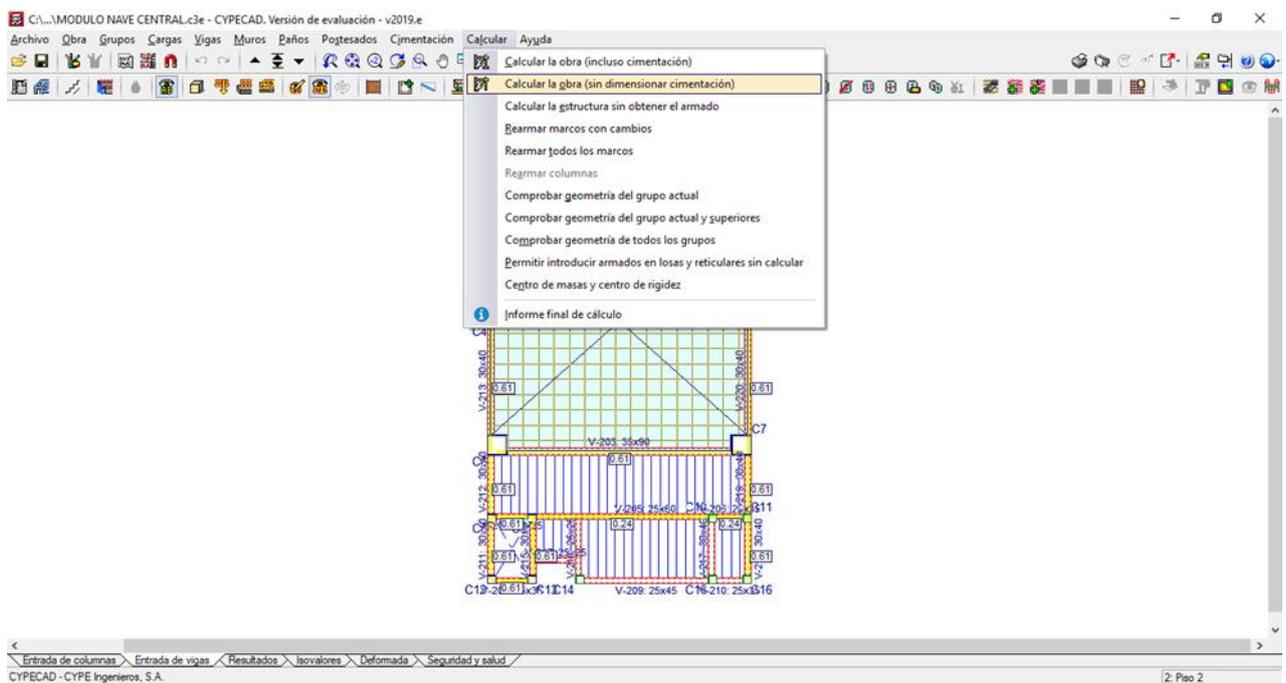
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 79  
*Asignación de Cargas a los paños*



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 80  
*Resultados de la estructura*



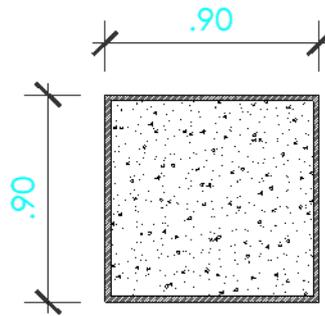
Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.3. Diseño de Columnas con perfiles tubulares rellenos con concreto

#### 3.3.3.1. Limitaciones del Material según el AISC 360-10 (LRFD)

El área total de la sección transversal del perfil o perfiles de acero no debe ser menor que el 1% del área total de la columna.

Si el porcentaje de acero es menor que 1%, el miembro se clasifica como columna de concreto armado.



As: Área transversal de la sección de acero

Ag: Sección compuesta total (As+Ac)

<b>As:</b>	88859	mm <sup>2</sup>
<b>Ag:</b>	810000	mm <sup>2</sup>

<b>As &gt; 0.1 Ag</b>	<b>CUMPLE</b>
-----------------------	---------------

- La resistencia especificada a la compresión  $f'_c$  del concreto debe ser por lo menos de  $210 \text{ kg/cm}^2$ , pero no mayor de  $560 \text{ kg/cm}^2$ , si se usa concreto de peso normal.
- La tensión de fluencia mínima especificada del acero estructural y de las barras de refuerzo, usada en el cálculo de la resistencia de una columna compuesta, no debe exceder de  $5355 \text{ kgf/cm}^2$  ( $525 \text{ MPa}$ )

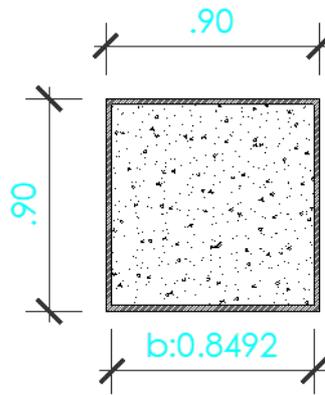
<p><b>Fy</b> : Tensión mínima de fluencia especificado para el tipo de acero empleado Se utilizará Acero A36, cuya fluencia es de <math>250 \text{ Mpa}</math></p>
--

### 3.3.3.2. Resistencia a la compresión según el AISC 360-10 (LRFD)

Los miembros compuestos rellenos deberán ser clasificados para pandeo local de acuerdo con la Sección I1.4.

Sección I1.4.: Para compresión, las secciones compuestas rellenas se clasifican como compactas, no compactas o esbeltas.

Paredes de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme



**b:** Sección de la columna mixta sin considera el perfil

**t:** El espesor de diseño t, en los cálculos que involucran el espesor de secciones.

**E:** Módulo de elasticidad del acero

**Fy:** Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$\lambda_p = 2.26 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

b:	849.2	mm
t:	25.4	mm
E:	200000	Mpa
Fy:	250	Mpa

$$b/t \leq \lambda_p$$

$$b/t = 849.2 / 25.4$$

$$b/t = 33.433$$

$$\lambda_p = 2.26 \times \sqrt{2000000/250}$$

$$\lambda_p = 63.9225$$

$$b/t < \lambda_p$$

**CUMPLE**

La resistencia de compresión disponible de miembros compuestos rellenos con doble simetría cargados axialmente deberá ser determinada para el estado límite de pandeo por flexión basado en Sección I2.1b con las siguientes modificaciones:

$\phi_c$ :	0.75		
$P_n$ :	35127.8313	kN	$\phi_c \cdot P_n \geq P_r$
$P_r$ :	960.43	kN	<b>CUMPLE</b>

La resistencia requerida axial por compresión  $P_r$  se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD:

$1.4CM + 1.7 CV =$	<b>960.43</b>	<b>kN</b>
--------------------	---------------	-----------

$P_r$ : Resistencia requerida axial por compresión según combinaciones de carga LRFD.

$P_c$ : Resistencia de diseño de compresión

$$P_c = \phi_c \cdot P_n$$

$\phi_c$  : Factor de resistencia en columnas compuestas cargadas axialmente = 0.75

$P_c$ :	<b>26345.87</b>	<b>kN</b>
---------	-----------------	-----------

$P_n$  de una columna mixta se encuentra controlada por el estado límite de pandeo global. La resistencia nominal es:

$$P_n = P_{no} \cdot \left[ 0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}} \right]$$

$P_n$ :	<b>35127.8313</b>	<b>kN</b>
---------	-------------------	-----------

$P_{no}$ : Resistencia nominal de compresión sin considerar el efecto del largo de la

$P_e$ : Carga crítica de pandeo elástico

$$P_e = \pi^2 \cdot (EI_{eff}) / (K \cdot L)^2$$

$P_e$ :	<b>1662715.92</b>	<b>kN</b>
---------	-------------------	-----------

$EI_{eff}$ : Rigidez efectiva de la sección compuesta

$$EI_{eff} = E_s \cdot I_s + E_s \cdot I_{sr} + C_3 \cdot E_c \cdot I_c$$

$$\text{Elef}_{x,y} : 3042959 \text{ kN} \times \text{m}^2$$

<b>Es:</b> Módulo de elasticidad del acero	Es:	200000 Mpa
<b>Is:</b> Momento de inercia del perfil de acero sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta	Is(x,y):	1133801x10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup>
<b>Isr:</b> Momento de inercia de las barras de refuerzo sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta	Isr:	0 mm <sup>4</sup>
<b>Ec:</b> Módulo de elasticidad del concreto	Ec:	21835 Mpa
<b>lc:</b> Momento de inercia de la sección de concreto sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta	lc(x,y):	4333699x10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup>

$$C_3 = 0.6 + 2 \cdot \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9$$

$$\text{C3} = 0.82$$

**C3:** Coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de miembros compuestos rellenos en compresión

<b>As:</b> Área de la sección de acero	As:	88859.00 mm <sup>2</sup>
<b>Ac:</b> Área de concreto.	Ac:	721141.00 mm <sup>2</sup>

$(K \cdot L)^2$

<b>K:</b> Factor de longitud efectiva determinada de acuerdo con el Capítulo C	Kx,y:	1.00	Arriostrado
<b>L:</b> Longitud no arriostrada lateralmente del miembro	L:	4250	mm

**Por ser una sección compacta**

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = F_y \cdot A_s + C_2 \cdot f'_c \cdot \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$$\text{Pno: } 35443 \text{ kN}$$

<b>Fy:</b> Fluencia del acero	Fy:	250.00	Mpa
<b>As:</b> Área de acero	As:	88859.00	mm <sup>2</sup>
<b>f'c:</b> Resistencia a compresión del concreto	fc:	21.58	Mpa
<b>Ac:</b> Área de concreto	Ac:	721141.00	mm <sup>2</sup>
<b>Asr:</b> Área de barras de refuerzo continuas	Asr:	0.00	
<b>Es:</b> Módulo de elasticidad del acero	Es:	200000.00	Mpa
<b>Ec:</b> Módulo de elasticidad del concreto	Ec:	21835.00	Mpa
<b>C2:</b> 0.85 para secciones rectangulares y 0.95 para secciones circulares	C2:	0.85	

### 3.3.3.3. Resistencia a tracción según el AISC 360-10 (LRFD)

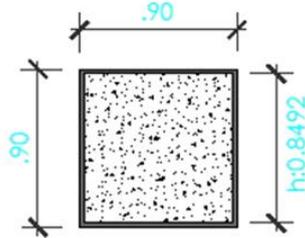
La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

### 3.3.3.4. Diseño por Flexión según el AISC 360-10 (LRFD)

#### 3.3.3.4.1. Miembros compuestos rellenos (Eje X) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))

Las secciones compuestas rellenas deberán ser clasificadas para pandeo local de acuerdo con la Sección I1.4. Sección I1.4. Para flexión, las secciones compuestas rellenas son clasificadas como compactas, no compactas o esbeltas. Almas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme

**Compactas:**



b: Sección de la columna mixta sin considera el perfil  
 t: El espesor de diseño t, en los cálculos que involucran el espesor de seccionestubulares (HSS)  
 E: Módulo de elasticidad del acero  
 Fy: Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

h: 849.2 mm  
 t: 25.4 mm  
 E: 200000 Mpa  
 Fy: 250 Mpa

$$h/t \leq \lambda_p$$

$$\lambda_p = 3.00 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 3.0 \times \sqrt{2000000/250}$$

$$\lambda_p = 84.85$$

$$h/t = 849.2 / 25.4$$

$$h/t = 33.433$$

$$h/t < \lambda_p$$

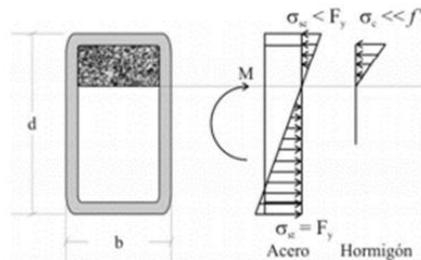
**CUMPLE**

Para el caso de perfiles tubulares mixtos o compuestos, el pandeo local está restringido por el concreto así como la capacidad al volcamiento aumenta considerablemente.

Para su análisis se puede elegir entre:

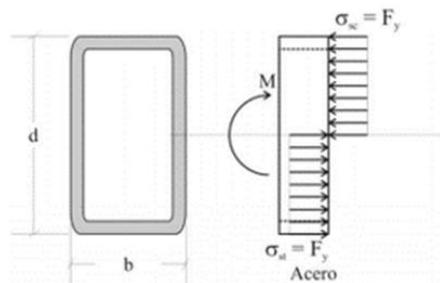
- El momento de primera fluencia en el ala traccionada del perfil de acero, considerando la sección transformada y las condiciones de apuntalamiento de la viga.

$$M_n = M_y$$



- El momento plástico del perfil de acero, despreciando la contribución del concreto.

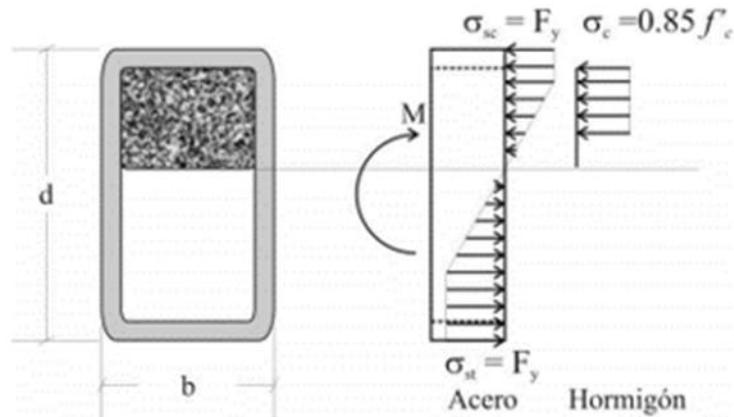
$$M_n = M_p^{\text{perfil}}$$



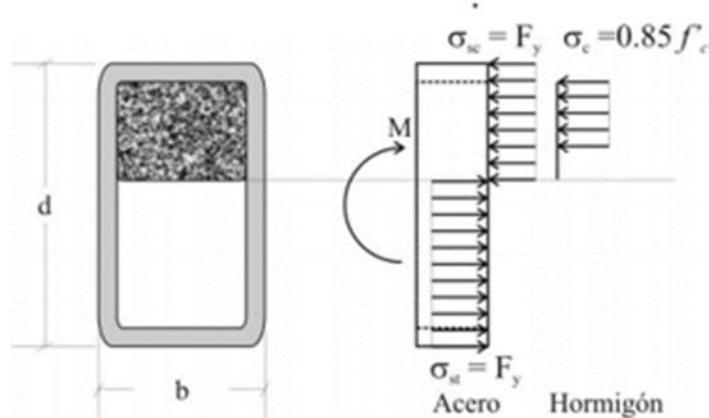
La capacidad última de la sección compuesta, determinada ya sea por el método de compatibilidad de deformaciones o la capacidad plástica de la sección

Para ambos métodos se utiliza un factor de reducción de la resistencia o un factor de seguridad más conservador y se requiere que concreto y acero estén mecánicamente conectados

### Compatibilidad de deformaciones



### Distribución de tensiones plásticas



La resistencia a flexión disponible de miembros compuestos rellenos debe ser determinada como sigue:

$\phi_c$ :	0.9		
$M_n$ :	8148.0100	kN-m	$\phi_b \cdot M_n \geq M_r$
$M_r$ :	463.99	kN-m	<b>CUMPLE</b>

La resistencia a flexión requerida  $M_r$ , se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD 1.25-PP+1.25-CM+1.25-Qa+SY.  
 $1.25 \text{ CM} + 1.25 \text{ CV} + \text{Sy} = 463.99 \text{ kN-m}$

**Mr:** Resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

**Mc:** Resistencia de flexión de diseño

$$M_c = \phi_b \cdot M_n$$

**Mc:** 7333.21 kN x m

La resistencia nominal a flexión,  $M_n$ , deberá ser determinada como sigue:

Para secciones compactas

$$M_n = M_p$$

**Mn:** 8148.01 kN x m

**Mp:** 8148.01 kN x m

**Mp:** Momento correspondiente a la distribución de tensiones plásticas en la sección transversal del miembro compuesto

### 3.3.3.4.2. Miembros compuestos rellenos (Eje Y) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))

La resistencia a flexión disponible de miembros compuestos rellenos debe ser determinada como sigue:

$$\begin{array}{llll} \phi_c: & 0.9 & & \\ Mn: & 7333.2090 & \text{kN-m} & \phi_b \cdot M_n \geq M_r \\ Mr: & 429.64 & \text{kN-m} & \text{CUMPLE} \end{array}$$

La resistencia a flexión requerida  $M_r$ , se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD 1.25·PP+1.25·CM+1.25·Qa+SY.

$$1.25 \text{ CM} + 1.25 \text{ CV} - S_x = 429.64 \text{ kN-m}$$

**Mr:** Resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

**Mc:** Resistencia de flexión de diseño

$$M_c = \phi_b \cdot M_n$$

$$Mc = 7333.21 \text{ kN x m}$$

La resistencia nominal a flexión,  $M_n$ , deberá ser determinada como sigue:

Para secciones compactas

$$M_n = M_p$$

$$Mn = 8148.01 \text{ kN x m}$$

$$Mp = 8148.01 \text{ kN x m}$$

**Mp:** Momento correspondiente a la distribución de tensiones plásticas en la sección transversal del miembro compuesto

### 3.3.3.5. Diseño por Corte según el AISC 360-10 (LRFD)

#### 3.3.3.5.1. Miembros compuestos rellenos (Eje X) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))

La resistencia de diseño al corte ( $V_n$ )

$$\begin{array}{llll} \phi_v: & 0.9 & & \\ Vn: & 5823.8136 & \text{kN} & \phi_v \cdot V_n \geq V_r \\ Vr: & 69.71 & \text{kN} & \text{CUMPLE} \end{array}$$

La resistencia requerida de corte  $V_r$  se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD 1.25·PP+1.25·CM-SX.

$$1.25 \text{ CM} - S_x = 69.71 \text{ kN}$$

**Vr:** Resistencia requerida de corte usando las combinaciones de carga LRFD

**Vc:** Resistencia de corte de diseño, determinada de acuerdo con Capítulo G.

$$V_c = \phi_v \cdot V_n$$

$$Vc = 5823.8136 \text{ kN}$$

$\phi_v$  : Factor de resistencia por corte 0.90

**Vn:** La resistencia de corte nominal

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$Vn = 6470.90 \text{ kN}$$

Aw: 2 x h x t

Fy: Fluencia del acero

Cv: Coeficiente de corte del alma

h: El ancho resistente a la fuerza de corte, tomado como la distancia libre entre alas menos el radio de esquina interior en cada lado

t: El espesor de diseño t

Fy: 250.00 Mpa

h: 849.2 mm

t: 25.4 mm

Cv: 1

Aw:	43139	mm <sup>2</sup>
-----	-------	-----------------

Tw:t: Espesor del alma

Kv Coeficiente de pandeo por corte del alma

E: Módulo de elasticidad del acero

Fy: Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

Tw: 25.4 mm

Kv: 5.00

E: 200000 Mpa

Fy: 250 Mpa

h/tw 1.10 x  $\sqrt{K_v \cdot E/F_y}$

33.43 69.570109

$$h/t_w \leq 1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot E/F_y}$$

**CUMPLE**

### 3.3.3.5.2. Miembros compuestos rellenos (Eje Y) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))

La resistencia de diseño al corte ( $V_n$ )

$\phi_v$ : 0.9

$V_n$ : 5823.8136 kN

$V_r$ : 77.23 kN

$$\phi_v \cdot V_n \geq V_r$$

**CUMPLE**

La resistencia requerida de corte  $V_r$  se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD 1.25-PP+1.25-CM-SX.

$$1.25 \text{ CM} - S_y = 77.23 \text{ kN}$$

$V_r$ : Resistencia requerida de corte usando las combinaciones de carga LRFD

$V_c$ : Resistencia de corte de diseño, determinada de acuerdo con Capítulo G.

$$V_c = \phi_v \cdot V_n$$

$$V_c = 5823.8136 \text{ kN}$$

### 3.3.3.6. Diseño por Corte según el AISC 360-10 (LRFD)

La interacción entre fuerza axial y flexión debe estar basada en las ecuaciones de interacción:  
Miembros con Simetría Doble y Simple Solicitados a Flexión y Compresión

Las resistencias requeridas se producen en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD  
1.25·PP+1.25·CM+1.25·Qa-SX.

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Pr} / 2 P_c + ( M_{rx} / M_{cx} + M_{ry} / M_{cy} ) = 0.10$$

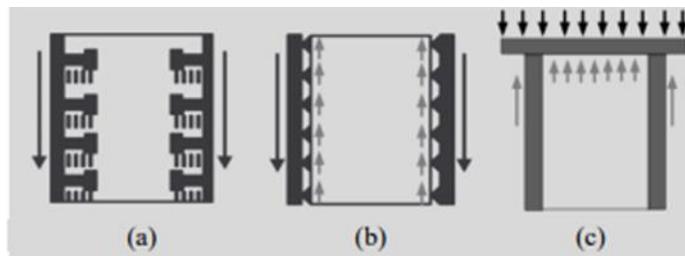
**CUMPLE**

Pr: Resistencia de compresión axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD.  
Pc: Resistencia de diseño de compresión  
Mr: Resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD.  
Mc: Resistencia de flexión de diseño

Pr: 960.43 Kn  
Pc: 26345.87 Kn  
Mrx: 158.17 Kn.m  
Mry: 418.23 Kn.m  
Mcx: 7333.21 Kn.m  
Mcy: 7333.21 Kn.m

$$M_c = \phi_b \cdot M_n$$

### 3.3.3.7. Conectores de corte

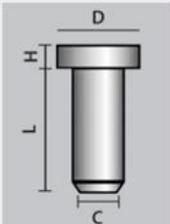


$$s_{cc} \leq \frac{F_u F_u A_{cc} m}{V_u} L_{in}$$

$F_u$  esfuerzo último en cortante del conector  
 $A_{cc}$  área de la sección transversal de cada conector  
 $m$  número par de conectores distribuidos en la sección transversal con una configuración simétrica, dentro de la longitud  $L_{in}$   
 $L_{in}$  longitud de introducción de la carga, igual a la longitud en donde se transfiere directamente la carga, más dos veces la dimensión mínima de la sección de las columnas que llegan al nudo  
 $s_{cc}$  separación entre conectores

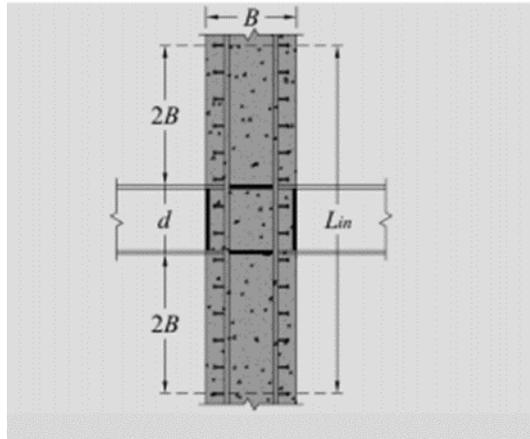
Se usarán conectores Acero-Deck

DIMENSIONES Y PROPIEDADES							
TIPO DE CONECTORES		NS-500/250	NS-625/250	NS-625/300	NS-625/400	NS-750/300	NS-750/400
DIMENSIONES	Diámetro del vástago (C)	1/2"	5/8"	5/8"	5/8"	3/4"	3/4"
	Longitud del vástago (L)	2 1/2"	2 1/2"	3"	4"	3"	4"
	Diámetro de la cabeza (D)	1"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"
	Altura de la cabeza (H)	8,5 mm	8,5 mm	8,5 mm	8,5 mm	10 mm	10 mm



$S_{cc} = 35 \text{ cm}$

Estos conectores se distribuyen a lo largo de una longitud  $L_{in}$  con una separación no mayor que  $S_{cc}$  o 300 mm y se debe colocar de una forma simétrica como si fueran estribos para una columna compuesta y la separación fuera de la longitud  $L_{in}$  no debe ser mayor que  $2S_{cc}$  o 600 mm, de igual forma colocados de forma simétrica.



### 3.4. Diseño de elementos estructurales

#### 3.4.1. Diseño de columnas

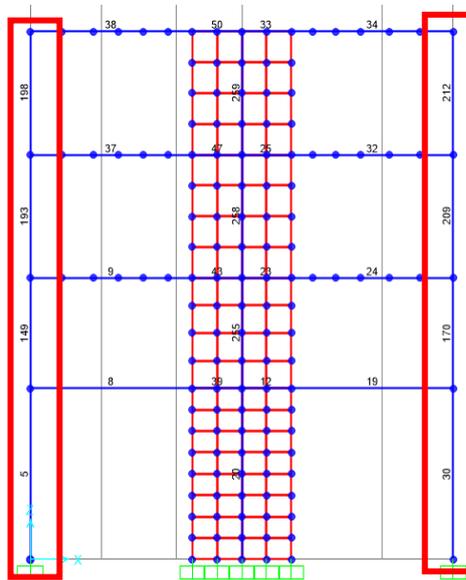


Figura 18 Referencia de diseño de columna

Fuente: Elaboración propia

Tabla 81  
 Diseño de columnas mixtas esbeltez

Nivel	Combo	Columna	Iv(cm4)	Ic(cm4)	Lu(m)	ψ A	ψ B	M1	M2	K	r	K*Lu/r	Límite	Curvatura	TIPO	
PRIMERO	U1	5	56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	1.271	3.621	0.66	0.210	13.99	29.79	Simple	COL CORTA	
	U2		56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	40.486	104.203	0.66	0.210	13.99	29.34	Simple	COL CORTA	
	U2		56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	39.264	110.055	0.66	0.210	13.99	29.72	Simple	COL CORTA	
	U3		56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	40.486	104.203	0.66	0.210	13.99	38.66	Doble	COL CORTA	
	U3		56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	39.264	110.055	0.66	0.210	13.99	38.28	Doble	COL CORTA	
	U4		56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	35.373	119.940	0.66	0.210	13.99	37.54	Doble	COL CORTA	
	U4		56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	33.133	113.560	0.66	0.210	13.99	37.50	Doble	COL CORTA	
	U5		56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	35.373	119.940	0.66	0.210	13.99	37.54	Doble	COL CORTA	
	U5		56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	33.133	113.560	0.66	0.210	13.99	37.50	Doble	COL CORTA	
	U6		56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	40.402	105.554	0.66	0.210	13.99	38.59	Doble	COL CORTA	
	U6		56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	39.348	108.704	0.66	0.210	13.99	38.34	Doble	COL CORTA	
	U7		56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	40.402	105.554	0.66	0.210	13.99	38.59	Doble	COL CORTA	
	U7		56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	39.348	108.704	0.66	0.210	13.99	38.34	Doble	COL CORTA	
	U8		56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	35.007	118.903	0.66	0.210	13.99	37.53	Doble	COL CORTA	
	U8		56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	33.498	114.597	0.66	0.210	13.99	37.51	Doble	COL CORTA	
	U9		56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	35.007	118.903	0.66	0.210	13.99	37.53	Doble	COL CORTA	
	U9	56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	33.498	114.597	0.66	0.210	13.99	37.51	Doble	COL CORTA		
	U1	56000.00	30	56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	2.507	4.620	0.67	0.210	14.20	27.49	Simple	COL CORTA
	U2	56000.00		1400583.33	4.45	29.54	0.00	32.253	112.039	0.67	0.210	14.20	30.55	Simple	COL CORTA	
	U2	56000.00		1400583.33	4.45	29.54	0.00	35.607	112.914	0.67	0.210	14.20	30.22	Simple	COL CORTA	
	U3	56000.00		1400583.33	4.45	29.54	0.00	32.253	112.039	0.67	0.210	14.20	37.45	Doble	COL CORTA	
	U3	56000.00		1400583.33	4.45	29.54	0.00	35.607	112.914	0.67	0.210	14.20	37.78	Doble	COL CORTA	
	U4	56000.00		1400583.33	4.45	29.54	0.00	37.959	120.309	0.67	0.210	14.20	37.79	Doble	COL CORTA	
	U4	56000.00		1400583.33	4.45	29.54	0.00	33.591	112.328	0.67	0.210	14.20	37.59	Doble	COL CORTA	
	U5	56000.00		1400583.33	4.45	29.54	0.00	37.959	120.309	0.67	0.210	14.20	37.79	Doble	COL CORTA	
	U5	56000.00		1400583.33	4.45	29.54	0.00	33.591	112.328	0.67	0.210	14.20	37.59	Doble	COL CORTA	

U6	56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	33.037	112.344	0.67	0.210	14.20	37.53	Doble	COL CORTA
U6	56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	34.823	112.610	0.67	0.210	14.20	37.71	Doble	COL CORTA
U7	56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	33.037	112.344	0.67	0.210	14.20	37.53	Doble	COL CORTA
U7	56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	34.823	112.610	0.67	0.210	14.20	37.71	Doble	COL CORTA
U8	56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	37.165	118.739	0.67	0.210	14.20	37.76	Doble	COL CORTA
U8	56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	34.386	113.898	0.67	0.210	14.20	37.62	Doble	COL CORTA
U9	56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	37.165	118.739	0.67	0.210	14.20	37.76	Doble	COL CORTA
U9	56000.00	1400583.33	4.45	29.54	0.00	34.386	113.898	0.67	0.210	14.20	37.62	Doble	COL CORTA

Fuente: Elaboración propia

Tabla 82

Diseño de columnas mixtas Momento amplificado para columnas esbeltas

MOMENTO AMPLIFICADO PARA COLUMNAS ESBELTAS														
$\beta d$	$(KL)^2$	$E$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$EI = \frac{0.40EI}{1+\beta}$	$P_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{(kLu)^2}$	M1/M2	M2 mín	$C_m$	$C_m$	$\zeta_{ns}$	Verificación factor	$Mc$		
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.351	16.459	0.74	1.00	1.17	1.17	0.00		
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.389	10.887	0.76	0.76	0.83	1.00	0.00		
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.357	17.901	0.74	0.74	0.88	1.00	0.00		
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.389	10.887	0.76	0.76	0.83	1.00	0.00		
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.357	17.901	0.74	0.74	0.88	1.00	0.00		
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.295	9.728	0.72	0.72	0.78	1.00	0.00		
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.292	19.060	0.72	0.72	0.86	1.00	0.00		
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.295	9.728	0.72	0.72	0.78	1.00	0.00		
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.292	19.060	0.72	0.72	0.86	1.00	0.00		
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.383	5.845	0.75	0.75	0.79	1.00	0.00		
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.362	12.858	0.74	0.74	0.84	1.00	0.00		
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.383	5.845	0.75	0.75	0.79	1.00	0.00		
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.362	12.858	0.74	0.74	0.84	1.00	0.00		
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.294	4.685	0.72	0.72	0.75	1.00	0.00		

0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.292	14.018	0.72	0.72	0.82	1.00	0.00
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.294	4.685	0.72	0.72	0.75	1.00	0.00
0.600	86259.690	217370.651	160000.000	8694826047.714	994.844	0.292	14.018	0.72	0.72	0.82	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.543	16.571	0.82	1.00	1.17	1.17	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.288	9.864	0.72	0.72	0.78	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.315	19.095	0.73	0.73	0.88	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.288	9.864	0.72	0.72	0.78	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.315	19.095	0.73	0.73	0.88	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.316	9.436	0.73	0.73	0.79	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.299	19.523	0.72	0.72	0.87	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.316	9.436	0.73	0.73	0.79	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.299	19.523	0.72	0.72	0.87	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.294	4.748	0.72	0.72	0.75	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.309	13.978	0.72	0.72	0.83	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.294	4.748	0.72	0.72	0.75	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.309	13.978	0.72	0.72	0.83	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.313	4.320	0.73	0.73	0.75	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.302	14.407	0.72	0.72	0.83	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.313	4.320	0.73	0.73	0.75	1.00	0.00
0.600	88893.423	217370.651	160000.000	8694826047.714	965.368	0.302	14.407	0.72	0.72	0.83	1.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 83

Diseño de columnas mixtas

P Ó R T I C O	C O L U M N A	C O M B ·	DATOS DE PROGRAMA					R e l a c i ó n	D I S E Ñ O	M É T O D O	ANÁLISIS A DOS CARAS															A s t ( c m 2 )	ANÁLISIS A CUATRO CARAS					P n o ( T n )	P n ( T n )	P u ( T n )	V E R I F I C A C I Ó N									
			T i p o d e c o l u m n a	M 2 I n f	M 3 I n f	M 2 S u p	M 3 S u p				DIRECCIÓN X							DIRECCIÓN Y									DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y															
											T o n f	T o n f	T o n f	T o n f	> 0. 2 5	P u' (	0. 1 Φ P	T I P O	P u ( T	M u x (	M u y (	b ( c	h ( c	f <sub>c</sub> (K g/ c	f <sub>y</sub> (K g/ c		γ	K n	R n	ρ	A s ( c					#	N o	#	N o	A s ( c	γ	K n	R n	ρ



U4	COL COR RTA	1 2 3 3 3 6 0	- 1 3 6 6 4 9	- 3 3 3 1 3 6 0	- 1 2 5 6 0	1 0 2 3 4 9	7 4 3 4	B r e s l e r	1 2 3 3 3 7	3 6 6 5 6	1 3 3 5 7 7 0 0	21 42 00	0 8 7 7	0 0 7 7 0 0	0 0 7 7 0 0	0 0 7 7 0 0	6 5 4 6 3 8 7	2 3 0 1 2 0 0	0 2 1 2 0 0	0 0 1 1 0 0	4 9 0 0	6 5 4 6 3 8 7	2 3 0 1 2 0 0	2 4 6 6 1 1	0 8 2 8 5 7 1 1	0 0 7 1 3 6 4	1 9 3 0 0 2 2 5	0 0 2 2 0 0	1 1 9 6 4 8 1	0 0 0 0 2 0 0	1 2 3 4 8 0	1 0 6 2 1 1	1 4 1 6 3	9 9 1 4	CO RR ECT O			
U5	COL COR RTA	6 2 9 9 4 0	1 1 9 9 9 4 0	3 0 7 7 3 8	3 5 3 7 8 3	1 3 7 8 3	1 0 4 3 4	B r e s l e r	1 0 2 9 0	3 6 9 9 4	1 3 9 9 7 7 0 0	21 42 00	0 8 9 1	0 0 6 6 1 0 0	0 0 6 6 1 0 0	0 0 6 6 1 0 0	6 5 4 6 3 8 4	2 3 0 1 3 8 0	0 2 1 1 0 0	0 0 1 1 0 0	4 9 0 0	6 5 4 6 3 8 4	2 4 6 6 1 1	0 8 2 8 5 7 1 1	0 0 6 0 6 1 1	1 1 9 6 4 8 1	0 0 1 1 8 1	0 0 2 2 0 0	1 2 2 6 6 1 9	1 1 1 1 8 1	0 0 6 0 6 0 8	1 1 9 6 4 8 1	0 0 2 2 0 0	1 2 2 6 6 1 9	1 0 6 2 1 1	1 1 8 2	8 3 1 8	CO RR ECT O
U5	COL COR RTA	1 2 3 3 3 6 0	- 1 3 6 6 4 9	- 3 3 3 1 3 6 0	- 1 2 5 6 0	1 0 2 3 4 9	7 4 3 4	B r e s l e r	1 2 3 3 3 7	3 6 6 5 6	1 3 3 5 7 7 0 0	21 42 00	0 8 7 7	0 0 7 7 0 0	0 0 7 7 0 0	0 0 7 7 0 0	6 5 4 6 3 8 7	2 3 0 1 2 0 0	0 2 1 2 0 0	0 0 1 1 0 0	4 9 0 0	6 5 4 6 3 8 7	2 4 6 6 1 1	0 8 2 8 5 7 1 1	0 0 7 1 3 6 4	1 1 9 6 4 8 1	0 0 2 2 0 0	1 2 2 6 6 1 9	1 1 8 1	0 0 6 0 6 0 8	1 1 9 6 4 8 1	0 0 2 2 0 0	1 2 2 6 6 1 9	1 0 6 2 1 1	1 1 8 2	9 9 1 4	CO RR ECT O	
U6	COL COR RTA	3 7 8 3	7 0 0 1 1 7	1 0 5 5 5 4	2 4 4 3 0 2	4 0 4 3 4	1 0 4 3 4	B r e s l e r	1 0 2 9 0	1 5 0 7 2	0 7 7 7 0 0	21 42 00	0 8 4 3	0 2 0 0 1 0 0	0 2 0 0 1 0 0	0 2 0 0 1 0 0	6 5 4 6 3 8 4	2 3 0 1 3 4 9	0 1 1 3 0 0	0 1 1 3 0 0	4 9 0 0	6 5 4 6 3 8 4	2 4 6 6 1 1	0 8 2 8 5 7 1 1	0 0 2 8 0 0	1 3 4 8 1 9 0	0 0 8 1	0 0 2 2 0 0	1 2 3 4 8 0	1 3 4 8 1	1 0 9 9 6 7 1	1 2 7 3 8	8 9 1 6	CO RR ECT O				
U6	COL COR RTA	8 3 2 2	- 6 5 7 1 0 4	- 1 0 8 7 2 4	- 1 3 9 3 4 8	1 0 2 3 4 9	7 4 3 4	B r e s l e r	1 0 2 9 0	1 8 5 7 7 0	0 7 7 7 0 0	21 42 00	0 8 4 6	0 2 0 0 1 0 0	0 2 0 0 1 0 0	0 2 0 0 1 0 0	6 5 4 6 3 8 4	2 3 0 1 3 4 0	0 1 1 3 0 0	0 1 1 3 0 0	4 9 0 0	6 5 4 6 3 8 4	2 4 6 6 1 1	0 8 2 8 5 7 1 1	0 0 2 8 0 0	1 3 4 8 1 9 0	0 0 8 1	0 0 2 2 0 0	1 2 2 6 6 1 9	1 1 8 1	0 0 6 0 6 0 8	1 1 9 6 4 8 1	0 0 2 2 0 0	1 2 2 6 6 1 9	1 0 6 2 1 1	1 1 8 2	9 7 2 7	CO RR ECT O
U7	COL COR RTA	3 7 8 3	7 0 0 1 1 7	1 0 5 5 5 4	4 0 4 3 0 2	4 0 4 3 4	1 0 4 3 4	B r e s l e r	1 0 2 9 0	1 5 0 7 2	0 7 7 7 0 0	21 42 00	0 8 4 3	0 2 0 0 1 0 0	0 2 0 0 1 0 0	0 2 0 0 1 0 0	6 5 4 6 3 8 4	2 3 0 1 3 4 9	0 1 1 3 0 0	0 1 1 3 0 0	4 9 0 0	6 5 4 6 3 8 4	2 4 6 6 1 1	0 8 2 8 5 7 1 1	0 0 2 8 0 0	1 3 4 8 1 9 0	0 0 8 1	0 0 2 2 0 0	1 2 2 6 6 1 9	1 1 8 1	0 0 6 0 6 0 8	1 1 9 6 4 8 1	0 0 2 2 0 0	1 2 2 6 6 1 9	1 0 6 2 1 1	1 1 8 2	9 7 2 7	CO RR ECT O
U7	COL COR RTA	8 3 2 2	- 6 5 7 1 0 4	- 1 0 8 7 2 4	- 3 9 3 4 8	1 0 2 3 4 9	7 4 3 4	B r e s l e r	1 0 2 9 0	1 8 5 7 7 0	0 7 7 7 0 0	21 42 00	0 8 4 6	0 2 0 0 1 0 0	0 2 0 0 1 0 0	0 2 0 0 1 0 0	6 5 4 6 3 8 4	2 3 0 1 3 4 0	0 1 1 3 0 0	0 1 1 3 0 0	4 9 0 0	6 5 4 6 3 8 4	2 4 6 6 1 1	0 8 2 8 5 7 1 1	0 0 2 8 0 0	1 3 4 8 1 9 0	0 0 8 1	0 0 2 2 0 0	1 2 2 6 6 1 9	1 1 8 1	0 0 6 0 6 0 8	1 1 9 6 4 8 1	0 0 2 2 0 0	1 2 2 6 6 1 9	1 0 6 2 1 1	1 1 8 2	9 7 2 7	CO RR ECT O



U2	COL COR RTA	-67.995	-112.9914	-119.792	-35.607	1	102.34	7	Br e s l e r	123.59	112.291	68.070	770	210	4200	0.1310	0.2200	0.4900	6546	23.87	0.0113	0.0110	0.0000	0.4900	6546	23.66%	0.828571	0.022144	117.30681	0.03035	118.335	106.21	132.28	92.60	CO RR ECT O
U3	COL COR RTA	75.976	112.039	24.160	32.253	1	102.34	7	Br e s l e r	102.90	112.204	75.980	770	210	4200	0.1220	0.2100	0.4900	6546	23.84	0.1110	0.1000	0.0000	0.4900	6546	3.66%	0.828571	0.022144	120.31981	0.05117	120.31981	106.621	132.996	97.27	CO RR ECT O
U3	COL COR RTA	-67.995	-112.9914	-119.792	-35.607	1	102.34	7	Br e s l e r	123.59	112.291	68.070	770	210	4200	0.1310	0.2200	0.4900	6546	23.87	0.0113	0.0110	0.0000	0.4900	6546	3.66%	0.828571	0.022144	117.30681	0.03035	120.31981	106.621	132.996	94.40	CO RR ECT O
U4	COL COR RTA	120.309	34.632	37.959	9.273	1	102.34	7	Br e s l e r	102.90	34.631	24.037	770	210	4200	0.1810	0.6100	0.4900	6546	3.84	0.1200	0.2000	0.0000	0.4900	6546	3.66%	0.828571	0.061197	106.19381	0.03197	106.621	132.996	97.27	CO RR ECT O	
U4	COL COR RTA	-111.2328	-33.506	-33.509	-12.628	1	102.34	7	Br e s l e r	123.63	35.531	12.370	770	210	4200	0.1010	0.7100	0.4900	6546	3.88	0.1200	0.2000	0.0000	0.4900	6546	3.66%	0.828571	0.071104	117.30681	0.022137	120.31981	106.621	132.996	94.40	CO RR ECT O
U5	COL COR RTA	120.309	34.633	37.959	9.273	1	102.34	7	Br e s l e r	102.90	34.630	24.037	770	210	4200	0.1810	0.6100	0.4900	6546	3.84	0.1200	0.2000	0.0000	0.4900	6546	3.66%	0.828571	0.061195	106.19381	0.03155	106.621	132.996	93.51	CO RR ECT O	
U5	COL COR RTA	-111.233	-33.505	-33.505	-12.606	1	102.34	7	Br e s l e s	123.63	35.533	12.370	770	210	4200	0.1010	0.7100	0.4900	6546	3.88	0.1200	0.2000	0.0000	0.4900	6546	3.66%	0.828571	0.071105	118.3081	0.022139	120.31981	106.621	132.996	97.20	CO RR ECT O

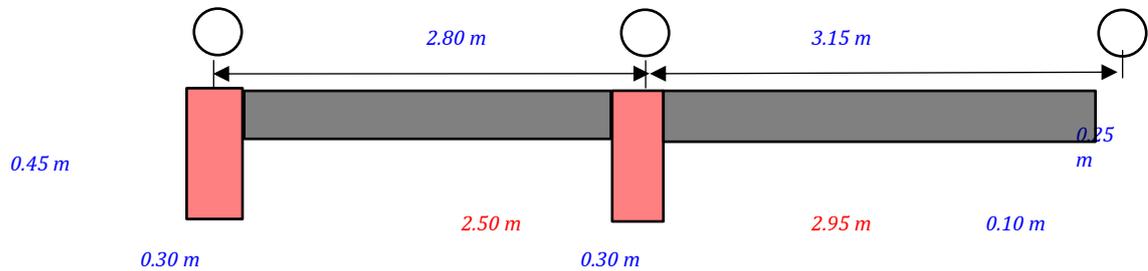




### 3.4.2. Diseño de losas mezanine

#### 1. CÁLCULO DE CARGAS ACTUANTES EN LA LOSA ALIGERADA

Aligerado 2  
Nivel 1



#### Espesor de la losa:

$h = 20 \text{ cm}$

$h = 25 \text{ cm}$

#### Metrado de cargas:

##### Carga Permanente

Peso propio de losa	= $350 \text{ Kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m} =$	140.00 Kg/m	140.00 Kg/m
Acabados	= $120 \text{ Kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m} =$	48.00 Kg/m	48.00 Kg/m
<b>Carga permanente</b>	<b>=</b>	<b>188.00 Kg/m</b>	<b>188.00 Kg/m</b>
		<b>0.188</b>	<b>0.188</b>

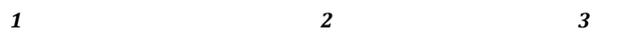
##### Sobrecarga

S/C	= $100 \text{ Kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m} =$	40.00 Kg/m	80.00 Kg/m
		<b>0.04</b>	<b>0.08</b>

##### Carga Amplificada

$Wu = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV$	=	<b>331.2 Kg/m</b>	<b>399.2 Kg/m</b>
--------------------------------------	---	-------------------	-------------------

#### 2. CÁLCULO DE ACERO EN LA LOSA ALIGERADA



#### Momentos (Tn\*m)

Negativos	0.09	0.5700	0.1267
Positivos		0.2600	0.3800

#### Refuerzo calculado

As (-) $\text{cm}^2$	0.10	0.70	0.20
As (+) $\text{cm}^2$		0.31	0.58

### Refuerzo considerado

As (-) cm <sup>2</sup>	0.71	0.71	0.71	0.71
As (+) cm <sup>2</sup>		0.71	0.71	
	OK	OK	OK	OK

### Refuerzo por contracción y temperatura (Ast)

$$\rho_t = 0.0018$$
$$A_{st} = \rho_t \times b \times h$$
$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 5$$

$$A_{st} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } 1 \text{ } \emptyset \text{ N}^\circ 2 \text{ @ } 0.25 \text{ m}$$

$$A_{st} = \#N/D \text{ cm}^2$$

### Revisión por cortante - Tramo 1

$$V_u = 958.77 \text{ Kg}$$

#### Cortante tomado por el concreto (Vn)

$$V_n = 0.53 \cdot (f_c)^{0.5} \cdot b \cdot d$$

$$V_n = 1717.73 \text{ Kg}$$

$$\phi V_n = 0.85 \cdot V_n$$

$$\phi V_n = 1460.07 \text{ Kg}$$

**CONCRETO ABSORBE LA CORTANTE**

### Revisión por cortante - Tramo 2

$$V_u = 652.65 \text{ Kg}$$

#### Cortante tomado por el concreto (Vn)

$$V_n = 0.53 \cdot (f_c)^{0.5} \cdot b \cdot d$$

$$V_n = 1717.73 \text{ Kg}$$

$$\phi V_n = 0.85 \cdot V_n$$

$$\phi V_n = 1460.07 \text{ Kg}$$

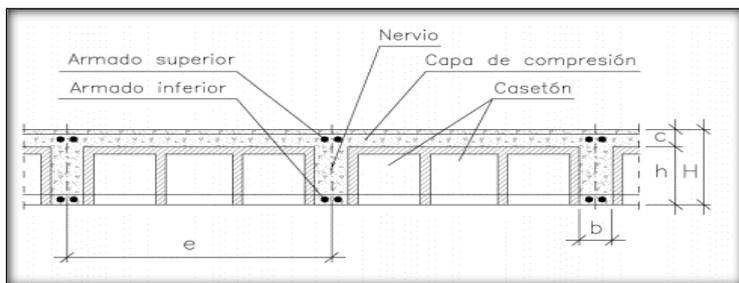
**CONCRETO ABSORBE LA CORTANTE**

### 3.4.3. Diseño de losa nervada

#### Consideraciones para el diseño de una losa nervada

- El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm y debe tener una altura no mayor de 3,5 veces su ancho mínimo.
- El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm.
- El espesor de la losa no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor de 50 mm.
- La losa debe llevar refuerzo perpendicular a los nervios diseñado para resistir la flexión, pero no menor que el acero de temperatura
- Cuando se requiera embeber ductos o tuberías en la losa, el espesor de ésta en cualquier punto deberá ser, como mínimo, 25 mm mayor que la altura total del ducto o tubería.
- La resistencia a la fuerza cortante  $V_c$  proporcionada por el concreto de las nervaduras podrá ser considerada 10% mayor a la prevista según lo señalado en el Capítulo 11 de esta Norma.
- Adicionalmente, podrá incrementarse la resistencia al corte disponiendo armadura por corte o ensanchando los nervios o viguetas en las zonas críticas

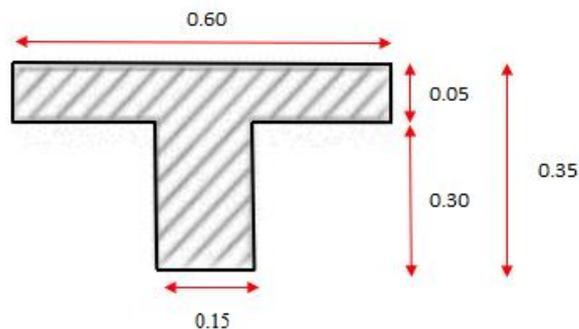
## SECCIÓN DE UNA LOSA NERVADA O RETICULAR



Separación entre ejes de  
 e: nervios  
 Ancho de nervadura, no menor a 10  
 b: cm  
 Espesor de la  
 c: losa  
 Altura del bloque  
 h: aligerante  
 Altura total de la losa  
 H: reticular

## PREDIMENSIONAMIENTO

Sección de Losa Nervada	
Espesor de Losa (t) =	0.05
Ancho de Nervio (bw) =	0.15
Ancho de Vigueta (B) =	0.60
Altura Bloque Alige. (h) =	0.30
Altura Total (H) =	0.35



## DISEÑO DE LOSA ENCASETONADA EN DOS DIRECCIONES

Para Momento Positivo (M+)

En este caso el eje neutro está ubicado hacia la zona de tracción y como tal el ala con la mayor área de concreto no contribuye en nada para soportar las tensiones

Por lo tanto, no se toma en cuenta el sobre ancho y se diseña como una viga

rectangular cualquiera

<b>f'c</b> =	210
<b>Fy</b> =	4200
<b>φ</b> =	0.9
<b>Recubrim.</b>	2.5
<b>β1</b> =	0.85
<b>h</b> =	0.35
<b>d</b> =	0.31865
<b>bw</b> =	0.15

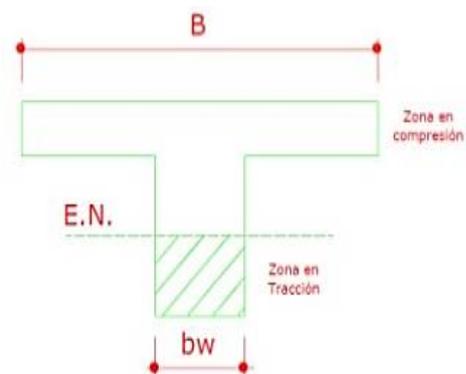
ACERO MINIMO

$$a) \frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$b) \frac{14}{f_y} b_w d = 1.59 \text{ cm}^2$$

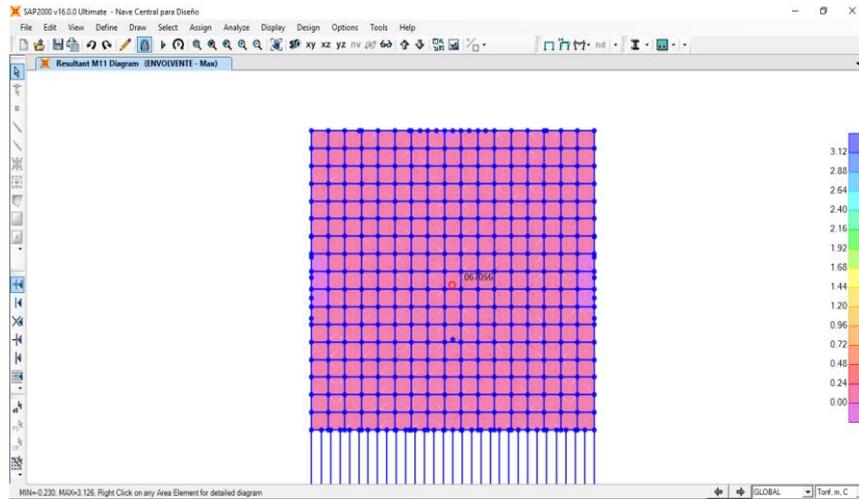
As mín.  
 $1\phi 1/2" +$   
 $1\phi 3/8"$

As mín. = 2.22 cm<sup>2</sup>



**Nota:** Los momentos serán reducidos gradualmente desde el valor total en la franja central hasta 1/3 de estos valores en el borde del tablero.

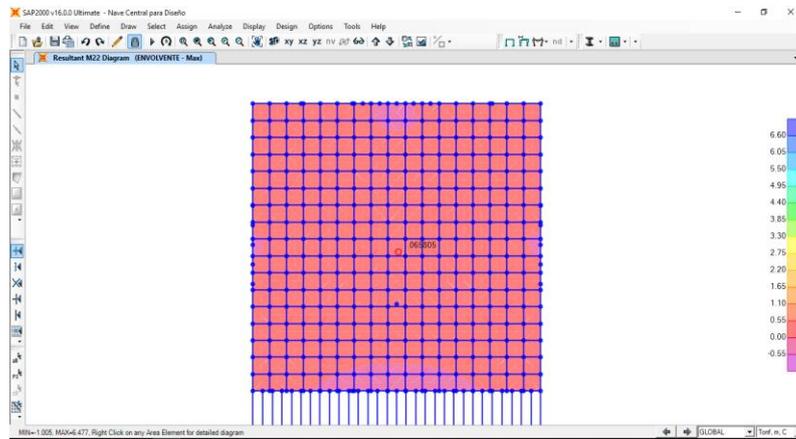
DIRECCIÓN X		B	H	Mu (Tn - m)	Mu (Kg - cm)	Cuantía B.	Capas	c	a	As
NUDO	M (-)	15	40	0.0224	2235.2	0.022	1	40	34	0.0398
	M (+)	60	40		0	0.022	1	40	34	0.0000
CLARO	M (-)	15	40		0	0.022	1	40	34	0.0000
	M (+)	60	40	0.0671	6705.6	0.022	1	40	34	0.1193
NUDO	M (-)	15	40	0.0224	2235.2	0.022	1	40	34	0.0398
	M (+)	60	40		0	0.022	1	40	34	0.0000



		Asumiendo							
		$\rho$	c	Verificación	a (cm)	As mínimo	As máximo	As (cm <sup>2</sup> )	As requerido
NUDO	M (-)	0.000083	0.07363113	Se diseña como rectangular	0.03	1.32	7.89	0.02	1.32
	M (+)	0.000000			0.00	1.32	31.55	0.00	1.32
CLARO	M (-)	0.000000		Se diseña como rectangular	0.00	1.32	7.89	0.00	1.32
	M (+)	0.000062	0.05522335	Se diseña como Viga T	0.02	1.32	31.55	0.06	1.32
NUDO	M (-)	0.000083	0.07363113	Se diseña como rectangular	0.03	1.32	7.89	0.02	1.32
	M (+)	0.000000		Se diseña como Viga T	0.00	1.32	31.55	0.00	1.32

		N° de Barras					As Colocado (cm <sup>2</sup> )	Verificación
		3/8	1/2	5/8	3/4	1		
NUDO	M (-)	2					1.425	Ok
	M (+)	2					1.425	Ok
CLARO	M (-)	2					1.425	Ok
	M (+)	2					1.425	Ok
NUDO	M (-)	2					1.425	Ok
	M (+)	2					1.425	Ok

DIRECCIÓN Y		B	H	Mu (Tn - m)	Mu (Kg -cm)	Cuantía B.	Capas	c	a	As
NUDO	M (-)	15	40	0.0219	2193.5	0.022	1	40	34	0.0390
	M (+)	60	40		0	0.022	1	40	34	0.0000
CLARO	M (-)	15	40		0	0.022	1	40	34	0.0000
	M (+)	60	40	0.0658	6580.5	0.022	1	40	34	0.1171
NUDO	M (-)	15	40	0.0219	2193.5	0.022	1	40	34	0.0390
	M (+)	60	40		0	0.022	1	40	34	0.0000



		Asumiendo							
		$\rho$	c	Verificación	a (cm)	As mínimo	As máximo	As (cm <sup>2</sup> )	As requerido
NUDO	M (-)	0.000082	0.07225747	Se diseña como rectangular	0.03	1.32	31.55	0.02	1.32
	M (+)	0.000000	0		0.00	1.32	7.89	0.00	1.32
CLARO	M (-)	0.000000	0	Se diseña como rectangular	0.00	1.32	31.55	0.00	1.32
	M (+)	0.000061	0.0541931	Se diseña como Viga T	0.02	1.32	7.89	0.05	1.32
NUDO	M (-)	0.000082	0.07225747	Se diseña como rectangular	0.03	1.32	31.55	0.02	1.32
	M (+)	0.000000	0		0.00	1.32	0.00	0.00	1.32

		N° de Barras					As Colocado (cm <sup>2</sup> )	Verificación
		3/8	1/2	5/8	3/4	1		
NUDO	M (-)	2					1.43	Ok
	M (+)	2					1.43	Ok
CLARO	M (-)	2					1.43	Ok
	M (+)	2					1.43	Ok
NUDO	M (-)	2					1.43	Ok
	M (+)	2					1.43	Ok

**Refuerzo por temperatura**

As	0.0018	x b x h
As	0.900	cm <sup>2</sup>
S	55.850	cm

Usar 1/4" @ 0.25 Ambas direcciones

### 3.4.4. Diseño de vigas

V-100																					
TRAMO	NUDO/CLARO		Mu (Tn-m)		Verificación TIPO I	Dimensiones			d	Resultados		Verificación de As	Barras totales de acero					Área Total	P	Verificación de Cuantilla	Ancho Mínimo
						b	h	N CAPA		As	a		3/8	1/2	5/8	3/4	1				
A-B	NUDO	A	M (-)	-9.75025	CORRECTO	30	40	1	33.78	8.47	6.64	8.47				3	8.55	0.008	CUMPLE	CUMPLE	
			M (+)	6.94836		30	40	1	33.78	5.84	4.58	5.84		1	2	6.99	0.007	CUMPLE	CUMPLE		
	CLARO	NUDO	M (-)	0.48055	CORRECTO	30	40	1	33.78	0.38	0.30	2.45				3	8.55	0.008	CUMPLE	CUMPLE	
			M (+)	1.05231		30	40	1	33.78	0.83	0.65	2.45			2	5.70	0.006	CUMPLE	CUMPLE		
	NUDO	B	M (-)	-8.94621	CORRECTO	30	40	1	33.78	7.69	6.03	7.69				3	8.55	0.008	CUMPLE	CUMPLE	
			M (+)	6.89593		30	40	1	33.78	5.79	4.54	5.79		1	2	6.99	0.007	CUMPLE	CUMPLE		
B-C	NUDO	B	M (-)	-8.74008	CORRECTO	30	40	1	33.78	7.50	5.88	7.50				3	8.55	0.008	CUMPLE	CUMPLE	
			M (+)	6.75613		30	40	1	33.78	5.66	4.44	5.66			2	5.70	0.006	CUMPLE	CUMPLE		
	CLARO	NUDO	M (-)	0.49242	CORRECTO	30	40	1	33.78	0.39	0.30	2.45				3	8.55	0.008	CUMPLE	CUMPLE	
			M (+)	1.10789		30	40	1	33.78	0.88	0.69	2.45			2	5.70	0.006	CUMPLE	CUMPLE		
	NUDO	C	M (-)	-9.79666	CORRECTO	30	40	1	33.78	8.51	6.68	8.51				3	8.55	0.008	CUMPLE	CUMPLE	
			M (+)	6.68841		30	40	1	33.78	5.60	4.39	5.60			2	5.70	0.006	CUMPLE	CUMPLE		

TRAMO	NUDOS	MOMENTOS	DATOS DE SECCIÓN			NÚMERO DE ACEROS				As(cm <sup>2</sup> )	a(cm)	MU	Vij	Vji	1er espaciamiento	2do espaciamiento	3er espaciamiento	N° DE ESTRIBOS 1ER ESPACIAMIENTO	N° DE ESTRIBOS 2do ESPACIAMIENTO	
			b(cm)	h(cm)	d(cm)	1/2	5/8	3/4	1											
A-B	A	M (-)	30	40	33.78	0	0	3	0	-	8.55	6.706	10.9264	1.16	17.90	5	15	20	1	5
		M (+)			33.78	1	0	2	0	+	6.97	5.467	9.0886							
	B	M (-)			33.78	0	0	3	0	-	8.55	6.706	10.9264							

		M (+)			33.78	1	0	2	0	+	6.9 7	5.46 7	9.0886							
B-C	B	M (-)	30	40	33.78	0	0	3	0	-	8.5 5	6.70 6	10.926 4	8.92	20.1 2	5	15	20	1	5
		M (+)			33.78	0	0	2	0	+	5.7	4.47 1	7.5518							
		M (-)			33.78	0	0	3	0	-	8.5 5	6.70 6	10.926 4							
	C	M (-)			33.78	0	0	3	0	-	8.5 5	6.70 6	10.926 4	20.1 2	8.92					
		M (+)			33.78	0	0	2	0	+	5.7	4.47 1	7.5518							

### 3.4.5. Diseño de escalera

#### Diseño de Escaleras

Datos		
$f_c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
s/c	200	kg/m <sup>2</sup>
Paso	0.25	m
Contrapaso	0.175	m
$L_n$	2.95	m
$b$	1.2	m

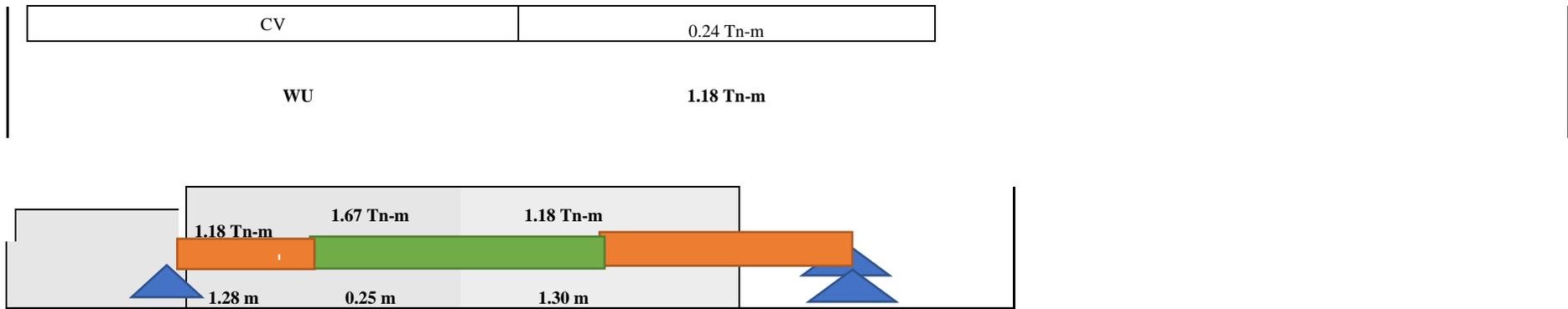
Características del refuerzo		
Barra N°	Diámetro	Área (cm <sup>2</sup> )
	(pulg)	
3	3/8	0.71
4	1/2	1.29
5	5/8	1.98
6	3/4	2.84
8	1	5.1

#### 1.- Dimensionamiento

$$t = \begin{matrix} L_n/25 & L_n/20 \\ 0.12 \text{ m} & 0.15 \text{ m} \end{matrix}$$

Asumiremos un  $t = 0.15 \text{ m}$





Refuerzo Longitudinal				Refuerzo por temperatura	
<b>Refuerzo Positivo</b>			<b>Refuerzo Negativo</b>		
Mu	1.26		Mu	1.26	
Mud=0.9*Mu	1.13		Mud	0.6299833	
b	120 cm	Cuantía mínima	0.0018	b	120 cm
d	12.37 cm			d	12.37 cm
				Cuantía mínima	0.0018
<b>a</b>	<b>As</b>	Acero Min	3.24 cm	Acero Min	3.24 cm
2.473	2.696	<b>SE ESCOGE EL MIN</b>		<b>SE ESCOGE EL MIN</b>	
0.529	2.479	ϕ 3/8	26.30 cm	ϕ 3/8	26.30 cm
0.486	2.475	ϕ 1/2	47.78 cm	ϕ 1/2	47.78 cm
0.485	2.475	USAR 3/8 @0.20		USAR 3/8 @0.26	
0.485	2.475	<b>RNE- Máx</b>		<b>RNE- Máx</b>	
		0.45 m		0.45 m	
0.485	2.475	3(elosa)=	0.53 m	3(elosa)=	0.53 m
		53.00 cm		53.00 cm	
			As (-) = 1/2 As (+)		
			As (-) = 1.620		
			Verificación por Fuerza Cortante		
			Vu <= ϕ Vc <b>CUMPLE</b>		
			Vu <b>1.30</b>		
			ϕ Vc <b>9.69 Tn</b>		

### 3.4.6. Diseño de placa

#### DISEÑO DE LA PLACA M1

M1 VER PLANO

Datos del Material y Parámetros de Diseño	
f Compresión=	.7 Por los estribos
f Tracción=	0.9
f Flexión=	0.9
f Corte=	0.85
f'c=	210 kg/cm2
B1=	0.85
fy=	4200 kg/cm2
Recubrimiento Total=	5 cm

Datos del Muro										
NIVEL	f'c	fy	δu	Lw	dw	t	Hw	Ag	Aw	I
	Kg/cm2	Kg/cm2	(cm)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m2)	(m2)	(m4)
1	210	4200	1.774	2.8	2.24	0.15	4.65	0.42	0.336	0.2744
2	210	4200	1.543	2.8	2.24	0.15	3	0.42	0.336	0.2744
3	210	4200	1.569	2.8	2.24	0.15	3.35	0.42	0.336	0.2744

4	210	4200	1.17	2.8	2.24	0.15	3.35	0.42	0.336	0.2744
5										

Datos de las Cargas Actuantes Últimas															
COMBINACIONES	NIVEL 1			NIVEL 2			NIVEL 3			NIVEL 4			NIVEL 5		
	P (ton)	V (ton)	M (ton*m)	P (ton)	V (ton)	M (ton*m)	P (ton)	V (ton)	M (ton*m)	P (ton)	V (ton)	M (ton*m)	P (ton)	V (ton)	M (ton*m)
1.4D+1.4P+1.7L	140.64	24.99	-2.17	121.33	-0.59	0.25	72.17	0.02	1.79	29.88	-0.40	2.04	0.00	0.00	0.00
1.25D+1.25P+1.25L+SxD	147.00	-25.22	297.15	126.16	47.84	73.41	75.50	25.09	25.22	31.46	4.27	36.85	0.00	0.00	0.00
1.25D+1.25P+1.25L-SxD	92.06	11.34	-300.86	78.39	-48.80	-72.97	47.82	-25.12	-22.35	20.36	-5.02	-33.34	0.00	0.00	0.00
1.25D+1.25P+1.25L+SyD	143.20	-11.57	118.65	121.96	18.76	31.04	73.28	11.44	13.90	30.59	2.47	17.81	0.00	0.00	0.00
1.25D+1.25P+1.25L-SyD	95.87	-0.40	-122.35	82.59	-19.72	-30.60	50.04	-11.47	-11.03	21.23	-3.21	-14.29	0.00	0.00	0.00
0.9D+0.9P+SxD	93.25	4.27	297.96	77.18	48.12	73.33	48.90	24.99	24.27	21.63	4.33	36.15	0.00	0.00	0.00
0.9D+0.9P-SxD	38.32	-5.02	-300.05	29.42	-48.51	-73.06	21.21	-25.22	-23.30	10.53	-4.96	-34.03	0.00	0.00	0.00
0.9D+0.9P+SyD	89.45	2.47	119.46	72.99	19.05	30.95	46.67	11.34	12.95	20.76	2.52	17.11	0.00	0.00	0.00
0.9D+0.9P-SyD	42.12	-3.21	-121.54	33.62	-19.43	-30.68	23.43	-11.57	-11.98	11.40	-3.15	-14.99	0.00	0.00	0.00

Valores Máximos	147.00	24.99	297.96	126.16	48.12	73.41	75.50	25.09	25.22	31.46	4.33	36.85	0.00	0.00	0.00
Valores Mínimos	38.32	-25.22	-300.86	29.42	-48.80	-73.06	21.21	-25.22	-23.30	10.53	-5.02	-34.03	0.00	0.00	0.00

Esfuerzos de Tracción y Compresión

COMBINACIONES	NIVEL 1					C	NIVEL 2						NIVEL 3				
	Esf. de Tracción y Compresión		Esfuerzos en Extremos				Esf. Tracción y Compresión		Esfuerzos en Extremos				Esf. Tracción y Compresión		Esf. en Extremos		
	q1 =P/A +MC/I	q2=P/A - MC/I	Pu/2 + Mu/dw	Pu/2 - Mu/dw			q1 =P/A +MC/I	q2=P/A - MC/I	Pu/2 + Mu/dw	Pu/2 - Mu/dw			q1 =P/A +MC/I	q2=P/A - MC/I	Pu/2 + Mu/dw	Pu/2 - Mu/dw	
1.4D+1.4P+1.7L	323.78	345.92	69.35	71.29	1.40	290.18	287.58	60.78	60.55	1.40	180.96	162.72	36.88	35.29	1.40		
1.25D+1.25P+1.25L+SxD	1866.09	-1166.08	206.16	-59.16	1.40	674.92	-74.17	95.85	30.31	1.40	308.42	51.11	49.01	26.49	1.40		
1.25D+1.25P+1.25L-SxD	-1315.78	1754.18	-88.28	180.34	1.40	-185.64	558.95	6.62	71.77	1.40	-0.18	227.88	13.93	33.89	1.40		
1.25D+1.25P+1.25L+SyD	946.30	-264.40	124.57	18.63	1.40	448.73	132.03	74.84	47.12	1.40	245.38	103.57	42.84	30.44	1.40		
1.25D+1.25P+1.25L-SyD	-395.98	852.49	-6.69	102.55	1.40	40.55	352.74	27.64	54.95	1.40	62.86	175.43	20.10	29.95	1.40		
0.9D+0.9P+SxD	1742.24	-1298.18	179.64	-86.39	1.40	557.88	-190.35	71.33	5.86	1.40	240.24	-7.40	35.28	13.61	1.40		
0.9D+0.9P-SxD	-1439.63	1622.08	-114.79	153.11	1.40	-302.69	442.78	-17.90	47.32	1.40	-68.37	169.37	0.20	21.01	1.40		

0.9D+0.9 P+SyD	822.45	-396.49	98.05	-8.60	1.40	331.69	15.86	50.31	22.68	1.40	177.20	45.05	29.12	17.56	1.40
0.9D+0.9 P-SyD	-519.83	720.40	-33.20	75.32	1.40	-76.50	236.57	3.11	30.50	1.40	-5.33	116.92	6.37	17.06	1.40
Valores Máximos	1866.09	1754.18	206.16	180.34		674.92	558.95	95.85	71.77		308.42	227.88	49.01	35.29	
Valores Mínimos	-1439.63	-1298.18	-114.79	-86.39		-302.69	-190.35	-17.90	5.86		-68.37	-7.40	0.20	13.61	
Esfuerzos	Compresión	Compresión	Compresión	Compresión		Compresión	Compresión	Compresión	Compresión		Compresión	Compresión	Compresión	Compresión	

COMBINACIONES	NIVEL 4				
	Esf. de Tracción y Compresión		Esfuerzos en Extremos		
	q1 =P/A +MC/I	q2=P/A MC/I	Pu/2 + Mu/dw	Pu/2 - Mu/dw	
1.4D+1.7 L	81.52	60.75	15.85	14.03	1.40
1.25D+1.25L-1SyE	262.91	-113.11	32.18	-0.72	1.40
1.25D+1.25L-1SxE	-121.61	218.56	-4.70	25.06	1.40
1.25D+1.25L+1SyE	163.68	-18.02	23.24	7.35	1.40
1.25D+1.25L+1SxE	-22.38	123.47	4.23	16.99	1.40
0.9D-1SyE	235.96	-132.97	26.95	-5.33	1.40
0.9D-1SxE	-148.57	198.70	-9.93	20.46	1.40

NIVEL 5  
Esfuerzos de Tracción y Compresión  
Esfuerzos en Extremos  
q1 =P/A +MC/I q2=P/A MC/I Pu/2 + Mu/dw Pu/2 - Mu/dw

21.9.7.4.-El valor de C es sacado por cada combo del diagrama de interacción, en el caso de diseño por flexión es el mismo C para todos los casos.

Si solo existen compresiones, entonces se puede diseñar por método general o empírico; si existe tracciones, entonces analizar si se diseñan por flexión o flexo-compresión.

0.9D+1Sy E	136.72	-37.87	18.02	2.74	1.40
0.9D+1Sx E	-49.33	103.61	-0.99	12.39	1.40
Valores Máximos	262.91	218.56	32.18	25.06	
Valores Mínimos	-148.57	-132.97	-9.93	-5.33	
Esfuerzos	Compresión	Compresión	Compresión	Compresión	

" Diseño por Flexión Pura"

SIMPLEMENTE REFORZADA

b (cm)	h (cm)	Mu (kgf.cm)	$\rho_b$	d (cm)	a (cm)	Asmin (cm <sup>2</sup> )	a min (cm)	Mu min (kgf.cm)	As max (cm)	a max (cm)	Mu max (kgf.cm)	$\rho$ máx	As (cm <sup>2</sup> )	Tipo de Ref
15cm	280cm	29796079 kg-cm	0.021675	224.00cm	64.48cm	11 cm <sup>2</sup>	17.57cm	9111371 kg-cm	54.62cm	85.68cm	37403631 kg-cm	0.01626	1227.61	SR

SISMICIDAD	FACTOR
MODERADA	0.75
ALTA	0.5

DOBLEMENTE REFORZADA

d' (cm)	As 1 (cm <sup>2</sup> )	Nuevo "a" (cm)	M1 (kgf.cm)	M2 (kgf.cm)	As <sup>2</sup> (cm)	As Final	f's	A's
		FALSO				1227.61 cm <sup>2</sup>		

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\phi = 0.9$$

$$\rho_b = (0.85 \cdot B1 \cdot f_c \cdot 6000) / (f_y \cdot (6000 + f_y))$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_b$$

$$\rho_{min} = (14 / f_y)$$

$$A_s = 34.20$$

$$a = 32.19 \text{ cm}$$

$$C = 37.87 \text{ cm}$$

Mu	As (cm2)	USAR		As(usar)	VERIF.
		#Varillas	φ		
29796.08	1227.61	12	3/4"	34.20	VERIFICAR
		0	3/8"		

" Diseño por Flexo - Compresión "



C= Distancia de la fibra más alejada en compresión al eje Neto; del combo más desfavorable más cerca a la curva del diagrama de interacción

$$C = 80.96$$

1.4D+1.7L	80.96
1.25D+1.25L -1SyE	75.51
1.25D+1.25L -1SxE	61.65
1.25D+1.25L +1SyE	69.28
1.25D+1.25L +1SxE	67.88

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 79.80$$

0.9D-1SyE	67.88
0.9D-1SxE	77.24
0.9D+1SyE	69.28
0.9D+1SxE	53.76

14      ϕ      3/4"

Lmuro= 2.8 m

COMBINACIONES	NIVEL 1			NIVEL 2			NIVEL 3			NIVEL 4			NIVEL 5		
	Esf. De Tracción y Compresión		C	Esf. Tracción y Compresión		C	Esf. de Tracción y Compresión		C	Esf. Tracción y Compresión		C	Esfuerzos de Tracción y Compresión		C
	q1	q2		q1	q2		q1	q2		q1	q2		q1	q2	
1.4D+1.4P+1.7L	32.38	34.59	0.81	290.18	287.58	0.81	180.96	162.72	0.81	81.52	60.75	0.81	0.00	0.00	#iD IV/0!
1.25D+1.25P+1.25L+SxD	1866.09	-1166.08	1.72	674.92	-74.17	2.52	308.42	51.11	0.76	262.91	-113.11	1.96	0.00	0.00	#iD IV/0!
1.25D+1.25P+1.25L-SxD	-1315.78	1754.18	1.60	-185.64	558.95	2.10	-0.18	227.88	2.80	-121.61	218.56	1.80	0.00	0.00	#iD IV/0!
1.25D+1.25P+1.25L+SyD	946.30	-264.40	2.19	448.73	132.03	0.69	245.38	103.57	0.69	163.68	-18.02	2.52	0.00	0.00	#iD IV/0!

1.25D+1.25P+1.25L-SyD	-395.98	852.49	1.91	40.55	352.74	0.68	62.86	175.43	0.68	-22.38	123.47	2.37	0.00	0.00	#iD IV/0!
0.9D+0.9P+SxD	1742.24	-1298.18	1.60	557.88	-190.35	2.09	240.24	-7.40	2.72	235.96	-132.97	1.79	0.00	0.00	#iD IV/0!
0.9D+0.9P-SxD	-1439.63	1622.08	1.48	-302.69	442.78	1.66	-68.37	169.37	1.99	-148.57	198.70	1.60	0.00	0.00	#iD IV/0!
0.9D+0.9P+SyD	822.45	-396.49	1.89	331.69	15.86	0.69	177.20	45.05	0.69	136.72	-37.87	2.19	0.00	0.00	#iD IV/0!
0.9D+0.9P-SyD	-519.83	720.40	1.63	-76.50	236.57	2.12	-5.33	116.92	2.68	-49.33	103.61	1.90	0.00	0.00	#iD IV/0!

Verificación de Confinamiento

CONDICIÓN 1, Si:					CONDICIÓN 2, Si:						
$\frac{P}{A} + \frac{M \cdot C}{I} > 0.2 * f'c$					$c \geq \frac{Lw}{600 * \left( \frac{\delta u}{h_w} \right)}$						
COMBINACIONES	NIVEL	P/A+M*C/I	0.2*f'c	Verificación	C	Lw	δu	hw	δu/hw		Verificación
1.4D+1.4P+1.7L	1	34.59	420.00	NO CONFINAR	80.96	280.00	1.77400	465.00	0.0038	93.333	NO CONFINAR

1.25D+1.25P+1.25L+SxD		1866.09	420.00	CONFINAR	172.32	280.00	1.77400	465.00	0.0038	93.333	CONFINAR
1.25D+1.25P+1.25L-SxD		1754.18	420.00	CONFINAR	159.99	280.00	1.77400	465.00	0.0038	93.333	CONFINAR
1.25D+1.25P+1.25L+SyD		946.30	420.00	CONFINAR	218.85	280.00	1.77400	465.00	0.0038	93.333	CONFINAR
1.25D+1.25P+1.25L-SyD		852.49	420.00	CONFINAR	191.19	280.00	1.77400	465.00	0.0038	93.333	CONFINAR
0.9D+0.9P+SxD		1742.24	420.00	CONFINAR	160.45	280.00	1.77400	465.00	0.0038	93.333	CONFINAR
0.9D+0.9P-SxD		1622.08	420.00	CONFINAR	148.34	280.00	1.77400	465.00	0.0038	93.333	CONFINAR
0.9D+0.9P+SyD		822.45	420.00	CONFINAR	188.92	280.00	1.77400	465.00	0.0038	93.333	CONFINAR
0.9D+0.9P-SyD		720.40	420.00	CONFINAR	162.64	280.00	1.77400	465.00	0.0038	93.333	CONFINAR
1.4D+1.4P+1.7L	2	290.18	420.00	NO CONFINAR	80.96	280.00	1.54300	300.00	0.0051	90.732	NO CONFINAR
1.25D+1.25P+1.25L+SxD		674.92	420.00	CONFINAR	252.28	280.00	1.54300	300.00	0.0051	90.732	CONFINAR
1.25D+1.25P+1.25L-SxD		558.95	420.00	CONFINAR	210.19	280.00	1.54300	300.00	0.0051	90.732	CONFINAR
1.25D+1.25P+1.25L+SyD		448.73	420.00	CONFINAR	69.28	280.00	1.54300	300.00	0.0051	90.732	NO CONFINAR
1.25D+1.25P+1.25L-SyD		352.74	420.00	NO CONFINAR	67.88	280.00	1.54300	300.00	0.0051	90.732	NO CONFINAR

0.9D+0.9 P+SxD	557.88	420.00	CONFINAR	208.77	280.00	1.54300	300.00	0.0051	90.732	CONFINAR
0.9D+0.9 P-SxD	442.78	420.00	CONFINAR	166.31	280.00	1.54300	300.00	0.0051	90.732	CONFINAR
0.9D+0.9 P+SyD	331.69	420.00	NO CONFINAR	69.28	280.00	1.54300	300.00	0.0051	90.732	NO CONFINAR
0.9D+0.9 P-SyD	236.57	420.00	NO CONFINAR	211.58	280.00	1.54300	300.00	0.0051	90.732	CONFINAR
1.4D+1.4 P+1.7L	180.96	420.00	NO CONFINAR	80.96	280.00	1.56900	335.00	0.0047	93.333	NO CONFINAR
1.25D+1.25P+1.25L+SxD	308.42	420.00	NO CONFINAR	75.51	280.00	1.56900	335.00	0.0047	93.333	NO CONFINAR
1.25D+1.25P+1.25L-SxD	227.88	420.00	NO CONFINAR	279.78	280.00	1.56900	335.00	0.0047	93.333	CONFINAR
1.25D+1.25P+1.25L+SyD	245.38	420.00	NO CONFINAR	69.28	280.00	1.56900	335.00	0.0047	93.333	NO CONFINAR
1.25D+1.25P+1.25L-SyD	175.43	420.00	NO CONFINAR	67.88	280.00	1.56900	335.00	0.0047	93.333	NO CONFINAR
0.9D+0.9 P+SxD	240.24	420.00	NO CONFINAR	271.63	280.00	1.56900	335.00	0.0047	93.333	CONFINAR
0.9D+0.9 P-SxD	169.37	420.00	NO CONFINAR	199.48	280.00	1.56900	335.00	0.0047	93.333	CONFINAR
0.9D+0.9 P+SyD	177.20	420.00	NO CONFINAR	69.28	280.00	1.56900	335.00	0.0047	93.333	NO CONFINAR
0.9D+0.9 P-SyD	116.92	420.00	NO CONFINAR	267.80	280.00	1.56900	335.00	0.0047	93.333	CONFINAR

1.4D+1.4 P+1.7L	81.52	420.00	NO CONFINAR	80.96	280.00	1.17000	335.00	0.0035	93.333	NO CONFINAR
1.25D+1.25P+1.25L+SxD	262.91	420.00	NO CONFINAR	195.77	280.00	1.17000	335.00	0.0035	93.333	CONFINAR
1.25D+1.25P+1.25L-SxD	218.56	420.00	NO CONFINAR	179.90	280.00	1.17000	335.00	0.0035	93.333	CONFINAR
1.25D+1.25P+1.25L+SyD	163.68	420.00	NO CONFINAR	252.24	280.00	1.17000	335.00	0.0035	93.333	CONFINAR
1.25D+1.25P+1.25L-SyD	123.47	420.00	NO CONFINAR	237.04	280.00	1.17000	335.00	0.0035	93.333	CONFINAR
0.9D+0.9P+SxD	235.96	420.00	NO CONFINAR	179.08	280.00	1.17000	335.00	0.0035	93.333	CONFINAR
0.9D+0.9P-SxD	198.70	420.00	NO CONFINAR	160.21	280.00	1.17000	335.00	0.0035	93.333	CONFINAR
0.9D+0.9P+SyD	136.72	420.00	NO CONFINAR	219.26	280.00	1.17000	335.00	0.0035	93.333	CONFINAR
0.9D+0.9P-SyD	103.61	420.00	NO CONFINAR	189.69	280.00	1.17000	335.00	0.0035	93.333	CONFINAR

Valores Finales para el Diseño

R	6	El Valor de Mu (Ton-m) - Dis. que se utilizará para el diseño, en caso de diseñarse por flexo compresión saldrá del diagrama de interacción de la condición más crítica.
---	---	--

NIVEL	Valores a Usar	Verificación	Valores Para diseño
-------	----------------	--------------	---------------------

	Pu(Ton)	Vu(Ton) - Calc.	Mu(Ton-m) - Calc.	0.1*fc*Ag (Ton)	Diseño	Mu(Ton- m) - Dis.	Vu(Ton) - Dis.
1	147.00	25.22	300.86	88.20	Flexo compresión	527.04616 09	44.18402 45
2	126.16	48.80	73.41	88.20	Flexo compresión	527.04616 09	292.7982
3	75.50	25.22	25.22	88.20	Flexión	25.21636	25.2217
4	31.46	5.02	36.85	88.20	Flexión	36.85039	5.015
5	0.00	0.00	0.00	0.00	Flexión	0	#¡DIV/0!

ÁREA DE ACERO UTILIZADA		
As	79.8	
Usar	14	3/4"

LONGITUD DE  
CONFINAMIENTO

NIVEL	L ≥			Longitud (cm)
	c - 0.1Lw	c/2	30 cm	
1	190.85	109.43	30	190.85
2	252.00	126.14	30	252.00
3	251.78	139.89	30	251.78
4	224.24	126.12	30	224.24
5	0.00	0.00	30	30.00

ESPACIAMIENTO

Estribo Nº	3/8
---------------	-----

NIVEL	zona de confinamiento				
	d/4	10db longitudin al	24 db estribo	Menor dim.	Smáx (cm)
1	56.00	25.00	20.00	15.00	15
2	56.00	25.00	20.00	15.00	15
3	56.00	25.00	20.00	15.00	15
4	56.00	25.00	20.00	15.00	15
5	0.00	25.00	20.00	15.00	0

VERIFICACIÓN POR TRACCIÓN Y COMPRESIÓN

<p>Compresión:</p> $P_u = \frac{P}{2} + \frac{M}{d_w}$ $\phi P_n = 0.80\phi [0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s]$ <p><math>\phi_c = 0.7</math></p>	<p>Tracción:</p> $T_u = \frac{P}{2} - \frac{M}{d_w}$ $T_n \leq \phi_t A_s f_y$ <p><math>\phi_t = 0.9</math></p>
---	---

NIVEL	COMPRESIÓN				TRACCIÓN		
	Pu (Tn)	Pn (Tn)	$\phi P_n$ (Tn)	Verificación	Tu	Tn	Verificación
1	206.16	856.49	600	CUMPLE	225.43	302	CUMPLE
2	95.85	856.49	600	CUMPLE	71.77	302	CUMPLE
3	49.01	856.49	600	CUMPLE	35.29	302	CUMPLE
4	32.18	856.49	600	CUMPLE	25.06	302	CUMPLE

Verificación de Amplificación

NIVEL	V(entrepiso)	V(placa)	%	Amplificación
1	104.7791	54.45	52%	SI
2	-57.5935	48.12	-84%	NO
3	87.94	25.09	29%	NO
4	92.03	4.33	5%	NO

5	0.00	856.49	600	CUMPLE	0.00	302	CUMPLE

36  
5  
33  
9.9  
15  
6  
5      112.76    0.00    0%    NO

$$V_{n \text{ máx}} = 2.6 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

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

NIVEL	Vn max (Tn)	Vnc (Tn)	Si en muro está en compresión		Si en muro está en tracción			Verificación
			hw/Lw	$\alpha$	Vn c (Tn)	Nu-(Tn)	Vn c (Tn)	
1	126.60	25.81	0.60	0.53	25.81	225.43	-39.64	CUMPLE
2	126.60	25.81	0.93	0.53	25.81	71.77	-12.26	CUMPLE
3	126.60	25.81	0.84	0.53	25.81	35.29	-5.76	CUMPLE
4	126.60	25.81	0.84	0.53	25.81	25.06	-3.94	CUMPLE
5								

Si en muro está en compresión:

Si en muro está en tracción:

NIVEL	Vu / Ø	0.27* $\sqrt{f'c}$ *bw*dw	0.53* $\sqrt{f'c}$ *bw*dw	Diseñar por
1	80.08	13.15	25.81	CASO 3

2	56.62	13.15	25.81	CASO 3
3	29.52	13.15	25.81	CASO 3
4	5.09	13.15	25.81	CASO 1
5				

CASO 1. _____												
$Si: \frac{V_u}{\phi} \leq 0.27 \sqrt{f'c} b_w d$												
$\rho_{Hmin} = 0.002$												
$\rho_{Vmin} = 0.0015$												
$S_{max} = 3t$												
$S_{max} = 40 \text{ cm}$												
ACERO HORIZONTAL												
NIVEL	Vs (tn)	$\rho_{Hmi}$	Ash min	Se usa As:		As	Smáx (cm)			Smáx	pcolocad o	
1	67	0.002	3 cm2/ml	8 Ø	Nº	3/8	11.40 cm2	20	45	40	20 cm	0.00456 cm
2	43	0.002	3 cm2/ml	8 Ø	Nº	3/8	11.40 cm2	25	45	40	25 cm	0.00456 cm
3	16	0.002	3 cm2/ml	8 Ø	Nº	3/8	11.40 cm2	25	45	40	25 cm	0.00456 cm
4	-8	0.002	3 cm2/ml	8 Ø	Nº	3/8	11.40 cm2	25	45	40	25 cm	0.00456 cm
5												
ACERO VERTICAL												
NIVEL	As Calculado	$\rho_{Vmi}$	Asv min	Se usa As:		As	Smáx (cm)			Smáx	pcolocad o	
1	0.001500	0.0015	2 cm2/ml	6 Ø	Nº	3/8	8.55 cm2	30	45	40	30 cm	0.00342 cm

2	0.001500	0.0015	2 cm2/ml	6 Ø N°	3/8	8.55 cm2	30	45	40	30 cm	0.00342 cm
3	0.001500	0.0015	2 cm2/ml	6 Ø N°	3/8	8.55 cm2	30	45	40	30 cm	0.00342 cm
4	0.001500	0.0015	2 cm2/ml	6 Ø N°	3/8	8.55 cm2	30	45	40	30 cm	0.00342 cm
5											

CASO 2.

$$\rho_{Hmin} = 0.0025 \sim -$$

$$S_{max} = 3t$$

$$S_{max} = 40 \text{ cm}$$

$$0.27 \sqrt{f'c} b_w d \leq \frac{V_u}{\phi} \leq 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

NIVEL	ACERO HORIZONTAL										
	Vs (tn)	$\rho_{Hmi}$	Ash min	Se usa As:		As	Smáx (cm)			Smáx	$\rho_{colocad o}$
1	67	0.0025	4 cm2/ml	9 Ø N°	3/8	12.83 cm2	20	45	40	20 cm	0.00513 cm
2	43	0.0025	4 cm2/ml	9 Ø N°	3/8	12.83 cm2	20	45	40	20 cm	0.00513 cm
3	16	0.0025	4 cm2/ml	9 Ø N°	3/8	12.83 cm2	20	45	40	20 cm	0.00513 cm
4	-8	0.0025	4 cm2/ml	9 Ø N°	3/8	12.83 cm2	20	45	40	20 cm	0.00513 cm
5											

NIVEL	ACERO VERTICAL										
	As Calculado	$\rho_{Vmi}$	Asv min	Se usa As:		As	Smáx (cm)			Smáx	$\rho_{colocad o}$

1	0	0.0025	4 cm2/ml	9 Ø N°	3/8	12.83 cm2	20	45	40	20 cm	0.00513 cm
2	0	0.0025	4 cm2/ml	9 Ø N°	3/8	12.83 cm2	20	45	40	20 cm	0.00513 cm
3	0	0.0025	4 cm2/ml	9 Ø N°	3/8	12.83 cm2	20	45	40	20 cm	0.00513 cm
4	0	0.0025	4 cm2/ml	9 Ø N°	3/8	12.83 cm2	20	45	40	20 cm	0.00513 cm
5											

CASO 3.

$$\frac{V_u}{\phi} > 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left( 2.5 - \frac{hw}{LW} \right) * (\rho_H - 0.0025)$$

Sasumido	# RAMAS	φ	As φ	
15.00 cm	2	3/8	0.71 cm2	1.43cm2

NIVEL	ACERO HORIZONTAL										ρcolocad o
	Vs (tn)	ρ Hmi	Ash min	Se usa As:		As	Smáx (cm)			Smáx	
1	80	0.006333843	10 cm2/ml	8 Ø N°	3/8	11.40 cm2	10	45	40	10 cm	0.00456 cm
2	57	0.006333843	10 cm2/ml	8 Ø N°	3/8	11.40 cm2	10	45	40	10 cm	0.00456 cm
3	30	0.006333843	10 cm2/ml	8 Ø N°	3/8	11.40 cm2	10	45	40	10 cm	0.00456 cm
4	5	0.006333843	10 cm2/ml	8 Ø N°	3/8	11.40 cm2	10	45	40	10 cm	0.00456 cm

5											
NIVEL	ACERO VERTICAL										
	As Calculado	$\rho$ Vmi	Asv min	Se usa As:		As	Smáx (cm)			Smáx	$\rho$ colocado
1	0.004455	0.004455133	7 cm2/ml	5 Ø	Nº 3/8	7.13 cm2	20	45	40	20 cm	0.00285 cm
2	0.004114	0.004113954	6 cm2/ml	5 Ø	Nº 3/8	7.13 cm2	20	45	40	20 cm	0.00285 cm
3	0.004214	0.00421441	6 cm2/ml	5 Ø	Nº 3/8	7.13 cm2	20	45	40	20 cm	0.00285 cm
4	0.004214	0.00421441	6 cm2/ml	5 Ø	Nº 3/8	7.13 cm2	20	45	40	20 cm	0.00285 cm
5											

VERIFICACIÓN DESLIZAMIENTO

POR

Avf : refuerzo para prevenir falla por deslizamiento

$$A_{vf} = \frac{Vu_{actuante}}{f_v(\mu)}$$

VERIFICACIÓN POR CORTE Y DESLIZAMIENTO

NO HABRÍA

Vu / Ø	0.2*fc*Aw	55*Ac/10^3	Comprobación	Vs	Avf	S
80	141	185	Ok			
57	141	185	Ok			
30	141	185	Ok			

EN ESTE CASO COMO EXISTE TRACCIONES NO NECESITA REALIZARSE LA VERIFICACIÓN POR DESLIZAMIENTO

5	141	185	Ok			
0	0	0	Ok			

Coeficiente de fricción	
Casos	$\mu$
Concreto colocado monolíticamente	1.4 $\lambda$
Concreto colocado contra concreto endurecido rugoso y tratado intencionalmente.	1.0 $\lambda$
Concreto colocado contra concreto endurecido rugoso y sin tratamiento	0.6 $\lambda$
Concreto sobre acero laminado con conectores de cabeza	0.7 $\lambda$

Casos	$\lambda$
Concreto normal	1
Concreto liviano con agregado fino normal	0.85
Concreto liviano con agregado fino liviano	0.75

$\varphi =$	0.85
$f_y =$	4200.00 kg/cm <sup>2</sup>
$\mu =$	0,6 $\lambda =$ 0.6

RESUMEN

As en elemento de Borde		"S"MAX	Acero en Placa		"S"MAX
DISTRIBUCIÓN	As		DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL	DISTRIBUCIÓN VERTICAL	
14φ3/4"	39.90cm <sup>2</sup>	15cm	8 Ø N° 3/8	5 Ø N° 3/8	10cm

### 3.5. Metrar el proyecto estructural y presupuestar cada diseño

#### 3.5.1. Metrado Nave Central – Columnas de concreto

Item	Descripción	Und .	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
02	<b>ESTRUCTURAS</b>				
02.01	<b>MODULO NAVE CENTRAL</b>				
02.01.01	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				379.58
02.01.01.01	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	216.90	1.75	379.58
02.01.02	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				12,805.29
02.01.02.01	EXCAVACIÓN MANUAL DE ZANJAS	m3	120.00	37.34	4,480.80
02.01.02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO CON EQUIPO	m3	93.22	17.85	1,663.98
02.01.02.03	NIVELACIÓN INTERIOR APISONADO MANUAL	m2	217.76	4.12	897.17
02.01.02.04	AFIRMADO DE 6" PARA PISOS INTERIORES Y EXTERIORES	m3	217.76	17.98	3,915.32
02.01.02.05	ACARREO INTERNO MATERIAL PROCEDENTE DE EXCAVACIONES	m3	52.62	18.67	982.42
02.01.02.06	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE C/MAQUINA D=5KM	m3	52.62	16.45	865.60
02.01.03	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>				11,953.25
02.01.03.01	CIENTOS CORRIDOS MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGÓN 30% PIEDRA	m3	3.00	204.04	612.12
02.01.03.02	SOLADO - CONCRETO C:H 1:12 F'c=100 Kg/cm <sup>2</sup> , e=10cm	m2	91.84	30.24	2,777.24
02.01.03.03	SOBRECIMIENTO CONCRETO f'c = 210 kg/cm <sup>2</sup>	m3	3.07	380.76	1,168.93
02.01.03.04	SOBRECIMIENTO: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	5.42	52.60	285.09
02.01.03.05	FALSO PISO MEZCLA 1:8 e=4"	m2	217.76	32.65	7,109.86
02.01.04	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				283,521.56
02.01.04.01	<b>ZAPATAS</b>				46,422.26
02.01.04.01.01	ZAPATAS: CONCRETO 280 kg/cm <sup>2</sup>	m3	77.30	506.14	39,124.62
02.01.04.01.02	ZAPATAS: ACERO fy=4,200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	1,824.41	4.00	7,297.64
02.01.04.02	<b>VIGAS DE CIMENTACIÓN</b>				39,674.45
02.01.04.02.01	VIGAS DE CIMENTACIÓN: CONCRETO 280 kg/cm <sup>2</sup> CEMENTO	m3	54.74	457.53	25,045.19
02.01.04.02.02	VIGAS DE CIMENTACIÓN: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	170.16	56.36	9,590.22
02.01.04.02.03	VIGAS DE CIMENTACIÓN: ACERO fy=4,200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	1,259.76	4.00	5,039.04
02.01.04.03	<b>COLUMNAS</b>				56,511.41
02.01.04.03.01	COLUMNAS: CONCRETO f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m3	59.24	482.75	28,598.11
02.01.04.03.02	COLUMNAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	236.95	56.36	13,354.50
02.01.04.03.03	COLUMNAS: ACERO Fy=4,200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	3,639.70	4.00	14,558.80
02.01.04.03	<b>MUROS DE CONCRETO</b>				69,810.49
	MUROS: CONCRETO F'c=210 KG/CM <sup>2</sup>	m3	45.55	482.75	21,989.26
	MUROS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	366.65	75.74	27,770.07
	MUROS: ACERO Fy=4200 KG/CM <sup>2</sup>	kg	4,819.99	4.16	20,051.16
02.01.04.03	<b>VIGAS</b>				46,190.43
	VIGAS: CONCRETO f'c= 210 kg/cm <sup>2</sup>	m3	37.65	415.56	15,645.83
	VIGAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	216.99	70.51	15,299.96
	VIGAS: ACERO Fy=4,200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	3,859.40	3.95	15,244.63
02.01.04.03	<b>LOSAS MACIZAS</b>				812.66
	LOSA MACIZA H=0.15m: CONCRETO f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m3	0.77	412.58	316.86
	LOSA MACIZA H=0.15m: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	4.25	60.05	255.21
	LOSA MACIZA H=0.15m: ACERO Fy=4200 KG/CM <sup>2</sup>	kg	57.83	4.16	240.58
02.01.04.03	<b>LOSAS ALIGERADAS DE 25 CM</b>				11,284.64
	LOSA ALIGERADA H=25CM: CONCRETO F'c=210 Kg/cm <sup>2</sup>	m3	8.78	350.56	3,077.92
	LOSA ALIGERADA H=25CM: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	87.80	47.24	4,147.67
	LOSA ALIGERADA: ACERO Fy=4,200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	335.60	4.00	1,342.40

	LOSA ALIGERADA H=25CM: LADRILLO DE ARCILLA DE 30x30x20	und	732.25	3.71	2,716.65
02.01.04.03	LOSA ENCASETONADA H=40 CM				49,226.82
	LOSA ENCASETONADA - CONCRETO f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	40.03	405.31	16,224.56
	LOSA ENCASETONADA - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m <sup>2</sup>	262.35	41.09	10,779.96
	LOSA ENCASETONADA - ACERO f <sub>y</sub> 4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	646.22	4.00	2,584.88
	LOSA ENCASETONADA - MALLA ELECTROSOLDADA	und	24.00	381.86	9,164.64
	LOSA ENCASETONADA - BLOQUES ALIGERANTES NO RECUPERABLES	und	526.80	19.88	10,472.78
02.01.04.03	ESCALERAS				9,092.49
	CONCRETO EN ESCALERAS f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	6.48	315.00	2,041.20
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m <sup>2</sup>	60.66	93.83	5,691.73
	ESCALERA - ACERO f <sub>y</sub> 4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	339.89	4.00	1,359.56
02.01.04.03	CISTERNA				3,722.74
	CISTERNA: CONCRETO f <sub>c</sub> =280 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	2.60	573.37	1,490.76
	CISTERNA: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m <sup>2</sup>	16.40	67.89	1,113.40
	CISTERNA: ACERO f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	268.89	4.16	1,118.58

TOTAL	S/308,659.68
U	S/15,432.98
GG	S/30,865.97
Sub total	S/354,958.63
IGV	S/63,892.55
Costo Total	S/418,851.19

### 3.5.2. Metrado Nave Central – Columnas mixtas

Item	Descripción	Und	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
<b>02</b>	<b>ESTRUCTURAS</b>				
<b>02.01</b>	<b>MÓDULO NAVE CENTRAL</b>				
<b>02.01.01</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				<b>379.58</b>
02.01.01.01	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	216.90	1.75	379.58
<b>02.01.02</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>12,805.29</b>
02.01.02.01	EXCAVACIÓN MANUAL DE ZANJAS	m3	120.00	37.34	4,480.80
02.01.02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO CON EQUIPO	m3	93.22	17.85	1,663.98
02.01.02.03	NIVELACIÓN INTERIOR APISONADO MANUAL	m2	217.76	4.12	897.17
02.01.02.04	AFIRMADO DE 6" PARA PISOS INTERIORES Y EXTERIORES	m3	217.76	17.98	3,915.32
02.01.02.05	ACARREO INTERNO MATERIAL PROCEDENTE DE EXCAVACIONES	m3	52.62	18.67	982.42
02.01.02.06	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE C/MAQUINA D=5KM	m3	52.62	16.45	865.60
<b>02.01.03</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>				<b>11,953.25</b>
02.01.03.01	CIMENTOS CORRIDOS MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGÓN 30% PIEDRA	m3	3.00	204.04	612.12
02.01.03.02	SOLADO - CONCRETO C:H 1:12 F'c=100 Kg/cm <sup>2</sup> , e=10cm	m2	91.84	30.24	2,777.24
02.01.03.03	SOBRECIMIENTO CONCRETO f'c = 210 kg/cm <sup>2</sup>	m3	3.07	380.76	1,168.93
02.01.03.04	SOBRECIMIENTO: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	5.42	52.60	285.09
02.01.03.05	FALSO PISO MEZCLA 1:8 e=4"	m2	217.76	32.65	7,109.86
<b>02.01.04</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				<b>575,801.85</b>
<b>02.01.04.01</b>	<b>ZAPATAS</b>				<b>108,922.26</b>
02.01.04.01.01	ZAPATAS: CONCRETO 280 kg/cm <sup>2</sup>	m3	77.30	506.14	39,124.62
02.01.04.01.02	ZAPATAS: ACERO fy=4,200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	1,824.41	4.00	7,297.64
02.01.04.01.03	ZAPATAS PLANCHA e:2.5 cm	Und	50.00	350.00	17,500.00
02.01.04.01.04	ZAPATAS PERNOS	Und	600.00	75.00	45,000.00
<b>02.01.04.02</b>	<b>VIGAS DE CIMENTACIÓN</b>				<b>39,674.45</b>
02.01.04.02.01	VIGAS DE CIMENTACIÓN: CONCRETO 280 kg/cm <sup>2</sup> CEMENTO	m3	54.74	457.53	25,045.19
02.01.04.02.02	VIGAS DE CIMENTACIÓN: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	170.16	56.36	9,590.22
02.01.04.02.03	VIGAS DE CIMENTACIÓN: ACERO fy=4,200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	1,259.76	4.00	5,039.04
<b>02.01.04.03</b>	<b>COLUMNAS</b>				<b>130,598.11</b>
02.01.04.03.01	COLUMNAS: CONCRETO f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m3	59.24	482.75	28,598.11
02.01.04.03.02	COLUMNAS: PERFILES METÁLICOS 900x900x5/8 in	Und	7.00	4,500.00	31,500.00
02.01.04.03.03	COLUMNAS: PERFILES METÁLICOS 400x400x5/8 in	Und	9.00	2,500.00	22,500.00
02.01.04.03.04	CONECTORES POR CORTANTE	Und	1,200.00	40.00	48,000.00
<b>02.01.04.03</b>	<b>VIGAS</b>				<b>226,190.43</b>
	VIGAS: CONCRETO f'c= 210 kg/cm <sup>2</sup>	m3	37.65	415.56	15,645.83
	VIGAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	216.99	70.51	15,299.96
	VIGAS: ACERO Fy=4,200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	3,859.40	3.95	15,244.63
	VIGAS: PLANCHAS DE ACERO	Und	450.00	250.00	112,500.00
	VIGAS: PERNOS	Und	900.00	75.00	67,500.00
<b>02.01.04.03</b>	<b>LOSAS MACIZAS</b>				<b>812.66</b>
	LOSA MACIZA H=0.15m: CONCRETO f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m3	0.77	412.58	316.86
	LOSA MACIZA H=0.15m: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	4.25	60.05	255.21
	LOSA MACIZA H=0.15m: ACERO FY=4200 KG/CM <sup>2</sup>	kg	57.83	4.16	240.58
<b>02.01.04.03</b>	<b>LOSAS ALIGERADAS DE 25 CM</b>				<b>11,284.64</b>
	LOSA ALIGERADA H=25CM: CONCRETO F'c=210 Kg/cm <sup>2</sup>	m3	8.78	350.56	3,077.92
	LOSA ALIGERADA H=25CM: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	87.80	47.24	4,147.67
	LOSA ALIGERADA: ACERO Fy=4,200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	335.60	4.00	1,342.40

	LOSA ALIGERADA H=25CM: LADRILLO DE ARCILLA DE 30x30x20	und	732.25	3.71	2,716.65
02.01.04.03	LOSA ENCASSETONADA H=40 CM				49,226.82
	LOSA ENCASSETONADA - CONCRETO f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	40.03	405.31	16,224.56
	LOSA ENCASSETONADA - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m <sup>2</sup>	262.35	41.09	10,779.96
	LOSA ENCASSETONADA - ACERO f <sub>y</sub> 4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	646.22	4.00	2,584.88
	LOSA ENCASSETONADA - MALLA ELECTROSOLDADA	und	24.00	381.86	9,164.64
	LOSA ENCASSETONADA - BLOQUES ALIGERANTES NO RECUPERABLES	und	526.80	19.88	10,472.78
	ESCALERAS				9,092.49
	CONCRETO EN ESCALERAS f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	6.48	315.00	2,041.20
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m <sup>2</sup>	60.66	93.83	5,691.73
	ESCALERA - ACERO f <sub>y</sub> 4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	339.89	4.00	1,359.56
02.01.04	ALQUILER DE GRÚA	Glb	1.00	150,000.00	75.00

TOTAL	S/601,014.97
U	S/30,050.75
GG	S/60,101.50
Sub total	S/691,167.22
IGV	S/124,410.10
Costo Total	S/815,577.32

### **3.6. Analizar y comparar técnica, económica y ambientalmente los proyectos estructurales**

De acuerdo a la comparación técnica, se puede señalar que el considerar una edificación que cuente con columnas de tipo mixtas, en donde los materiales base, hayan sido, tanto el acero, como el concreto, conlleva a que se pueda ofrecer una mejora, en cuanto a resistencia sísmica, la cual se ha visto expuesta, en la determinación de las derivas. Sin embargo, se debe señalar que se realizó el intento de reducir el espesor o las dimensiones, en cuanto a las columnas mixtas, llegando a obtener un comportamiento irregular en la estructura central, lo que ha conllevado a que se lleguen a mantener las medidas planteadas en la investigación. Además de ello, es que se puede indicar que tal comportamiento, afectaba directamente al costo de la edificación en general, por incremento de acero, en el resto de elementos estructurales. Tomando en consideración, a la estructura de concreto, únicamente, ha tenido un comportamiento muy similar a la estructura de acero y concreto; sin embargo, se tiene que recalcar que la principal variedad entre ambas consideraciones, ha correspondido al costo y al impacto ambiental.

Esto se deba a que, el considerar columnas únicamente de concreto, conlleva a que se ofrezca la necesidad de considerar placas, con el objetivo de que se pueda regular el desplazamiento de la edificación ante la presencia de sismo. Sin embargo, es bien conocido que el concreto no tiene un costo comparable con el acero. Ante ello, es que dicho costo llega a significar un promedio del 50% de la obra en su totalidad, debiéndose a que el considerar una columna de acero, no solo significa considerar esto como elemento de forma única, sino que se ha llegado a considerar vigas de acero, conexiones, cimentación para este tipo de columnas, entre otros aspectos relevantes.

A pesar de lo expuesto, cabe destacar que el emplear acero, resulta ser una práctica menos contaminante que el usar concreto, principalmente porque se habla de un material que, de forma única, llega a influir en el medio ambiente por su extracción. Sin embargo, es bien sabido que el concreto, no es un material como tal, sino que está conformado por una serie de elementos que, al momento de realizar la explotación de los mismos, tienden a tener contaminaciones individuales, por sí mismos.

Ante lo expuesto, es que se puede señalar que, desde un análisis técnico, las estructuras mixtas, tienden a ofrecer un mejor comportamiento. Desde un análisis económico, las estructuras de concreto, tienden a ofrecer más ventajas. Mientras que, desde un análisis estructural, las estructuras mixtas, nuevamente, tienden a tener mejores ventajas, en relación a las anteriormente expuestas.

En relación al análisis comparativo del impacto ambiental, se puede señalar que una de las medidas de mitigación señaladas para la construcción de elementos de concreto, en su totalidad, es la de reemplazar los agregados pétreos, con agregados de tipo reciclados, en cuanto a aquellos elementos estructurales que no sean expuestos a grandes cargas. Para este caso, pueden llegar a ser vigas de tipo perimetrales, o losas aligeradas de carencia de carga, tal y como las que suelen ir en los baños. En base a esto, es que no solo se puede alcanzar a contar con una menor influencia, en cuanto al costo de la construcción de estos elementos, siempre teniendo que mantener la comprobación en campo.

En relación a las medidas de mitigación que pueden ser empleadas, en la construcción de columnas mixtas, la recomendación se centra en dejar de considerar este tipo de elementos y solo poder emplear columnas de acero, con la finalidad de que se reduzca la incidencia del concreto y el alto impacto que este llega a generar, en cuanto a la extracción de los agregados pétreos.

#### IV. Discusión

Los resultados, en cuanto a realizar los estudios de mecánica de suelos, han expuesto el hecho de que la capacidad portante del suelo analizado, ha sido la adecuada, para poder alcanzar a conformar una estructura de una amplia envergadura, como la que ha sido expuesta de forma anterior. En base a esto, es que esta capacidad ha sido de 0.96 kg/cm<sup>2</sup>. Además de ello, cabe señalar que la recomendación determinada, ha demostrado la posibilidad de poder emplear zapatas conectadas. Sin embargo, para la presente investigación, se ha consignado las zapatas aisladas conectadas, mediante vigas de cimentación. Espinoza [6] ha señalado que, el considerar la realización del estudio de mecánica de suelos, resulta ser indispensable para todo proyecto, debido a que, en base a este, es que se puede llegar a contar con una serie de especificaciones técnicas, que permitan establecer y conformar a una edificación en específico. Mientras que, se puede especificar el hecho de que capacidades portantes cercanas a la unidad, dentro de la región, suelen ser suficientes, para que el suelo llegue a ofrecer adecuadas condiciones de soporte.

En relación al ejecutar el análisis dinámico de la edificación con diferentes diseños estructurales (columnas de concreto armado y columnas mixtas), respecto al análisis dinámico de la edificación con diferentes diseños estructurales (columnas de concreto armado y columnas mixtas), el hecho de haber alcanzado una reducción del peso total, menor en un 50%, en relación a las columnas mixtas y las columnas de concreto armado. Mientras que, la mayor capacidad de resistencia de las estructuras mixtas, al haber sido muy superior, se ha podido alcanzar con menores derivas para el segundo caso, al haber encontrado de forma consecuente, menor peso. Bucheli y Gamón [2], han expuesto que las condiciones dinámicas de una edificación, muy por encima de los materiales que son empleados, para el diseño de la misma, llegan a ser determinadas por la distribución de los elementos resistentes, en base a esto, es que se puede consignar la variabilidad de resultados que ha sido alcanzada, al optar por distribuciones de elementos estructurales diferentes, en donde la primera de estas, se ha basado en el uso de placas y la segunda de ella, ha centrado esta condición, en columnas mixtas.

Así mismo, se puede señalar que, los planos estructurales de las 2 alternativas de diseño, han cumplido con las condiciones mínimas expuestas por la normativa vigente, en cuanto a las características de los elementos estructurales, condiciones de diseño y especificaciones técnicas pertinentes, en cuanto a la posibilidad de llegar a mantener la información adecuada, para la puesta en obra de la propuesta. Sánchez y Sánchez [8] han expuesto el hecho de que, las condiciones mínimas de diseño que tienen que ser expuestas dentro de un plano, corresponden a contar con detalles constructivos, con detalles señalados por la norma y cualquier otra información, que pueda ser empleada por el constructor, con la finalidad de que se pueda llegar a desarrollar la construcción de los diferentes elementos estructurales, incluidos en la edificación, sin mayores percances.

Además, respecto al metrar el proyecto estructural y presupuestar cada diseño, el hecho de que, la edificación de concreto armado obtuvo un presupuesto de 418,851.19 nuevos soles, mientras que la edificación de columnas compuestas arrojó un valor de 846,788.32 nuevos soles casi dos veces más el monto de la edificación de concreto armado, esto se debe a que este tipo de estructuras requieren de un personal calificado, el mandar a fabricar un perfil a las medidas que el proyectista requiera es muy caro, los gastos en flete, montaje de estas estructuras requieren un mayor gasto, las planchas metálicas para anclar las vigas a las columnas también son fabricadas a la dimensión que uno requiere. Por lo cual se concluye que para edificaciones de tipo habitacional que son de pocos pisos, basta con un sistema tradicional de concreto armado. Ceballos y Rodríguez [9] han expuesto el hecho de que las estructuras metálicas, son

de mayor costo, debido al mismo material empleado y el costo unitario del mismo. Sin embargo, esta condición de costo, suele ser compensado a largo plazo, en donde se puede llegar a permitir una mejor capacidad de respuesta de la edificación y la mayor capacidad de manipular las dimensiones de la estructura misma.

Además, en lo que respecta al comportamiento de los dos tipos de sistemas estructurales, las columnas compuestas presentan una mejor respuesta mecánica que los elementos de concreto, ya que estos por sí solos pueden resistir conjuntamente esfuerzos de compresión y de tracción sin la necesidad de otros materiales adicionales como es el caso del concreto armado. Sin embargo, a pesar de ello, Ceballos y Rodríguez [9] señalan que esta mejor capacidad técnica, suele ser superada por el menor costo alcanzado por las estructuras de concreto en su totalidad.

Dentro de las limitaciones que han podido ser expuestas, en la presente investigación, se puede llegar a señalar la consideración de estructuras de concreto armado y estructuras mixtas, para el diseño de una edificación, tipo parroquia, la cual suele tener determinadas características de diseño y ciertos requerimientos específicos, lo cual suele ser totalmente distinto, cuando se hablan de edificaciones habitacionales.

En base a las limitaciones que han sido consideradas, es que se ha podido recomendar como medida de amplitud de la investigación, el hecho de considerar otro tipo de edificación, con la finalidad de poder realizar un análisis comparativo y evaluar el comportamiento que se ha mantenido, en esta misma.

En lo que respecta a la compatibilización de sistemas estructurales según R. Herrera [31] lo que nos indica la tabla N°14 los parámetros de diseño de acuerdo a ASCE 7-05 [32] podemos considerar a nuestro proyecto de columnas mixtas como “Marcos Rígidos Mixtos Especiales” con un factor de Reducción ( $R=8$ ), estos parámetros de diseños son similares a los mismos sistemas estructurales para concreto armado y acero, por lo que podemos decir que la NTP E.030 - Diseño Sismorresistente remite de normas extranjeras como ACI 318-05 [22], AISC LRFD [23], ASCE 7-05[32]. La validez de estos parámetros ha sido comprobada experimentalmente para algunos sistemas estructurales, a través de ensayos de sistemas estructurales completos como los realizados por Herrera et al. [33], Tsai et al. [34] y Fahnestock et al. [35]

## V. Conclusiones

Se ha concluido, respecto al diseño estructural y análisis comparativo entre la construcción con elementos de concreto armado y columnas mixtas del complejo parroquial San Juan de Dios en el distrito de Chiclayo, que se ha llegado a contar con una mejor respuesta mecánica, de las estructuras mixtas; así como, la respuesta reológica de esta, en cuanto a dimensiones menores, menor incidencia de materiales y a consecuencia de ello, una mejor resistencia a las fuerzas verticales. Mientras que, el costo ha llegado a haber sido muy superior, en relación a las estructuras de concreto armado y las estructuras mixtas.

Se ha concluido, respecto a los estudios de mecánica de suelos, que, la capacidad de carga resistente en el suelo de asentamiento, ha sido de  $q_{ad} = 0.96 \text{ kg/cm}^2$ , con zapatas conectadas de  $B = 3.00$ , información recolectada por la exploración de 3 puntos, realizando el ensayo del SPT, pasando por un proceso de 50 golpes para un tramo de 15 cm, llegando a cumplir con la NTP 339.133 (ASTM D 1586).

Se ha concluido, respecto al análisis dinámico de la edificación con diferentes diseños estructurales (columnas de concreto armado y columnas mixtas), el hecho de haber alcanzado una reducción del peso total, menor en un 50%, en relación a las columnas mixtas y las columnas de concreto armado. Mientras que, la mayor capacidad de resistencia de las estructuras mixtas, al haber sido muy superior, se ha podido alcanzar con menores derivas para el segundo caso, al haber encontrado de forma consecuente, menor peso.

Se ha concluido que los planos estructurales de las 2 alternativas de diseño, han cumplido con las condiciones mínimas expuestas por la normativa vigente, en cuanto a las características de los elementos estructurales, condiciones de diseño y especificaciones técnicas pertinentes, en cuanto a la posibilidad de llegar a mantener la información adecuada, para la puesta en obra de la propuesta.

Se ha concluido, respecto al metrar el proyecto estructural y presupuestar cada diseño, el hecho de que, la edificación de concreto armado obtuvo un presupuesto de 418,851.19 nuevos soles, mientras que la edificación de columnas compuestas arrojó un valor de 846,788.32 nuevos soles casi dos veces más el monto de la edificación de concreto armado, esto se debe a que este tipo de estructuras requieren de un personal calificado, el mandar a fabricar un perfil a las medidas que el proyectista requiera es muy caro, los gastos en flete, montaje de estas estructuras requieren un mayor gasto, las planchas metálicas para anclar las vigas a las columnas también son fabricadas a la dimensión que uno requiere. Por lo cual se concluye que para edificaciones de tipo habitacional que son de pocos pisos, basta con un sistema tradicional de concreto armado.

Mientras que, se ha concluido que, en lo que respecta al comportamiento de los dos tipos de sistemas estructurales, las columnas compuestas presentan una mejor respuesta mecánica que los elementos de concreto, ya que estos por sí solos pueden resistir conjuntamente esfuerzos de compresión y de tracción sin la necesidad de otros materiales adicionales como es el caso del concreto armado.

## **VI. Recomendaciones**

Utilizar un software especializado y enfocado al diseño de estructuras mixtas (como CYPECAD). Esto debido al hecho de que el diseño puede verse apoyado, simplificado y validado por el mismo software.

Analizar la respuesta sísmica de la estructura de manera estática y dinámica, verificando que los resultados sean coherentes entre sí y decidiendo con argumentos cual tipo de análisis utilizar para el diseño de elementos.

Realizar por lo menos 2 puntos de exploración mediante calicatas, en la etapa de construcción para verificar la homogeneidad del terreno.

Se sugiere que se compacte el suelo, antes de que se realice el vaciado de las zapatas ya que este puede tener una alteración por el proceso de excavación.

Tomar las medidas preventivas para atenuar los efectos de las fuertes lluvias que pudieran presentarse, construyendo sistemas de drenaje que evacúen las aguas pluviales y eviten el incremento de la perjudicial napa freática que no fue detectada al momento de realizarse los trabajos de campo del presente Informe Técnico.

Armar la cimentación para un asentamiento diferencial del orden de 0.25 cm. Este valor es inferior a los 2.54 cm. recomendados para este tipo de estructuras de acuerdo con las normas vigentes, por lo que se prevé que no se presentarán problemas de asentamiento.

## VII. Referencias

- [1] A. Ede, «5 errores humanos que hacen que se derrumben los edificios,» *BBC News Mundo*, 25 Mayo 2016.
- [2] A. G. Bucheli Peña y R. Gamon Torres, «Diseño estructural y análisis comparativo entre la construcción con elementos de concreto armado y estructura mixta para una edificación de cuatro plantas,» Cuenca, Universidad del Azuay, 2014.
- [3] N. Jacobsohn Levental, «Estructuras Mixtas e Híbridas,» de *Estructuras mixtas e híbridas en Brasil*, 2015.
- [4] S. Scalzo, «Estructuras Mixtas e Híbridas,» de *Estructuras mixtas e híbridas en Brasil*, 2015.
- [5] J. Neicer Julca y C. Orbegoso Salazar, «Evaluación del riesgo sísmico del centro histórico de Chiclayo,» *Biblioteca Virtual en Prevención y Atención de Desastres*.
- [6] P. R. Espinoza Hernández, «Diseño estructural de una edificación con secciones compuestas,» 2014.
- [7] A. Rueda, «Propuesta de diseño de conexión a momento en estructuras mixtas conformadas por columnas de concreto armado y vigas de acero,» Carabobo, 2012.
- [8] K. A. Sánchez Abarca y T. Sanchez, «Diseño comparativo de estructuras de acero con y sin columnas compuestas,» Quito, 2015.
- [9] J. P. Cevallos Mora y J. D. Rodríguez Sandoval, «Comparación técnica y económica del diseño de una estructura mixta con respecto a una convencional de concreto reforzado,» Bogotá, 2006.
- [10] Reglamento Nacional de Edificaciones, «Cargas,» de *Norma E.020*.
- [11] Reglamento Nacional de Edificaciones, «Diseño Sismorresistente,» de *Norma E.030*, Perú, 2018.
- [12] Reglamento Nacional de Edificaciones, «Suelos y Cimentaciones,» de *Norma E.050*.
- [13] Reglamento Nacional de Edificaciones, «Concreto Armado,» de *Norma E060*.
- [14] P. Mamani Cuayla, Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio de oficinas, analizado y diseñado con el método convencional, Arequipa, Perú: Repositorio de Tesis USCM, 2015.
- [15] ASCE, & FEMA 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of, 2000.
- [16] E. E. Salas García, Análisis de acelerogramas y determinación de espectros de respuesta en la ciudad de Moquegua, Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 2012.

- [17] R. L. Bonett Diaz, «Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zona de amenaza alta y moderada,» Cataluña, Barcelona, 2003, p. Cap. II.
- [18] E. Cabrera Cabrera, «Diseño estructural en concreto armado de un edificio de nueve pisos,» Piura, Repositorio institucional PIRHUA, 2003.
- [19] J. Ramos Castro, «Diseño de una Planta Industrial para los Procesos de la Empresa Industrias del Cuero Titanium S.A.C.,» Arequipa, 2017.
- [20] Diario Oficial El Peruano, «Reglamento Nacional de Edificaciones,» Junio 2006.
- [21] Asociación Latinoamericana del Acero, «Recomendaciones de Diseño de Columnas Mixtas,» Santiago.
- [22] Comité ACI 318, «Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural,» 2005.
- [23] AISC, "Specification for Structural Steel Buildings", ANSI / AISC 360-05: American Institute Of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2005.
- [24] S. Carrasco Navarrete, R. Herrera, J. F. Beltrán y L. Massone, «Recomendaciones de Diseño de Columnas Mixtas,» I. L. d. F. y. e. Acero, Ed., Santiago, Asociación Latinoamericana de Acero.
- [25] S. Girón, «Anotaciones sobre el Plagio,» Universidad Sergio Arboleda, 2008. [En línea]. Available: <https://www.usergioarboleda.edu.co/libro%20plagio.pdf>.
- [26] I. Naveed, «Electronic Media, Creativity and Plagiarism,» *SIGCAS Computers and*, pp. 28-32, 2010.
- [27] M. Devincenzi y F. Norberto, Ensayos Geotécnicos In situ, IGEO TEST S.L., 2004.
- [28] J. M. Portocarrero Guzmán, «Diseño estructural de un edificio destinado a vivienda con cinco pisos con departamentos en duplex, ubicado en el distrito de Miraflores,» Lima, 2008.
- [29] Comité Técnico Permanente de Geotecnia, «Suelos. Método de Ensayo de Penetración Estándar Spt,» *Norma Técnica Peruana*, p. 17, 1999.
- [30] Gobierno Regional de Lambayeque, «Plan de desarrollo regional concertado de Lambayeque 2011 - 2021,» Chiclayo, 2010.
- [31] R. Herrera Mardones, «Diseño Sísmico de estructuras mixtas,» Blanco Encalada, Santiago, Chile, 2002.
- [32] ASCE, «ASCE/SEI 7-05: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, » American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2005.

- [33] K.C. Tsai, B.C Hsiao, J.W. Lai, C.H. Chen, M.L. Lin y Y.T. Weng, «Pseudodynamic experimental responses of a full – scale CFT/BRB composite frame,» Joint NCREE/JRC Workshop on «International Collaboration on Earthquake Disaster Mitigation Reserach ( Methodologies, Facilities, Projects and Networking),» Taipei, Taiwan, 2003
- [34] L.A. Fahnestock, R.Sauce, J.M. Ricles, «Seismic Response and Perfomance of Buckling-Restrained Braced Frames,» Journal Of Structural Engineering ASCE, Vol 133(9), pp 1195-1204, 2007.

## VIII. Anexos

### Anexo 1 Estudio de mecánica de suelos

#### A) Resumen de las condiciones de cimentación

El Estudio de Mecánica de Suelos proporciona información al proyectista para que proceda al diseño respectivo de los elementos de cimentación y comprende los siguientes aspectos.

La estructura está conformada por 3 módulos, dos de los cuales que reducido al número de niveles serán de tipo pórticos y el otro por su altura y esbeltez está configurado por pórticos combinados con muros de corte.

Para ello se ha considerado una cimentación superficial, zapatas conectadas con viga de conexión rígida, utilizándose un estrato de arcilla de baja plasticidad del tipo CL obtenido en los 3 SPT realizados. Luego se analiza los parámetros de diseño el cual tiene una profundidad mínima de cimentación de 1.50m a partir del nivel natural del suelo, teniendo en cuenta los perfiles estratigráficos obtenidos. La presión admisible definida a la falla local es de 0.96 Kg/cm<sup>2</sup>. Para la agresividad del suelo a la cimentación se elaboró un ensayo en 03 muestras analizadas se ha encontrado un valor máximo de 0.0159% de SULFATOS, lo que significa a todas luces una exposición a sulfatos Leve al concreto. Por otro lado, los CLORUROS por su acción química sobre el concreto y acero del cemento se determinó que la exposición es Leve con un valor máximo de 0.165%.

Se sugiere el uso de un cemento Tipo II (MS), ya que:

- El  $f'c$  para la cimentación será de 280 kg/cm<sup>2</sup>
- El nivel freático fue encontrado a la profundidad de 1.80 m
- Asentamiento esperado es de 0.25 cm para una presión de 4 kg/cm<sup>2</sup> > 2.54 cm
- El suelo no es expansivo debido a la presencia de finos no es licuefactible.

#### B) Información previa

El encargado del COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS situado en la ciudad de Chiclayo ha solicitado el desarrollo de un estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación para la realización del proyecto llamado **“CREACIÓN DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS”**

El área del terreno destinado para el proyecto cuenta con 445.00 m<sup>2</sup>, ubicado en el departamento de Lambayeque, provincia Chiclayo, este consta de la construcción de una nave central, módulo de recepción, dormitorios, aulas, sala de usos múltiples, etc.

El objetivo principal del estudio es conocer el entorno ambiental y las características físico-mecánicas de los suelos que subyacen dentro del área de interés donde se construirá dicha edificación.

Los resultados de este estudio sirvieron de base para la definición de las características de cimentación para la edificación, de acuerdo con las dimensiones y carga de condiciones que deba soportar.

#### C) Exploración de campo

El trabajo de exploración en el ambiente fue ejecutado con la presencia del técnico del Laboratorio de Concreto, Suelos y Pavimentos de nuestra institución universitaria (USAT), los cuales fueron realizados del 14 al 16 de setiembre del 2018.

La investigación del subsuelo de la zona en estudio se realizó a partir del nivel actual del terreno, se ejecutaron 03 perforaciones a percusión y la ejecución de Ensayos Estándar de Penetración SPT – NPT 339.133 (ASTM DI 586) distribuyéndose en la siguiente forma:

Un (1) SPT donde la carga será mayor debido a que se ubicará el tanque elevado y los dos restantes en los extremos del terreno, estas se ubicaron dentro del área de terreno que ocupará la construcción del “Complejo Parroquial San Juan de Dios” de tal manera que permita conocer la estratigrafía del área en estudio. En el Figura N° 01 se muestra en detalle la ubicación de las perforaciones las mismas que presentan las siguientes características:

Con el objetivo de identificar los diferentes estratos del subsuelo y su composición, se realizaron perforaciones con SPT hasta el rechazo.

SPT #01 – 6.90 m de profundidad.

SPT #02 – 6.60 m de profundidad.

SPT#03 – 6.75 m de profundidad

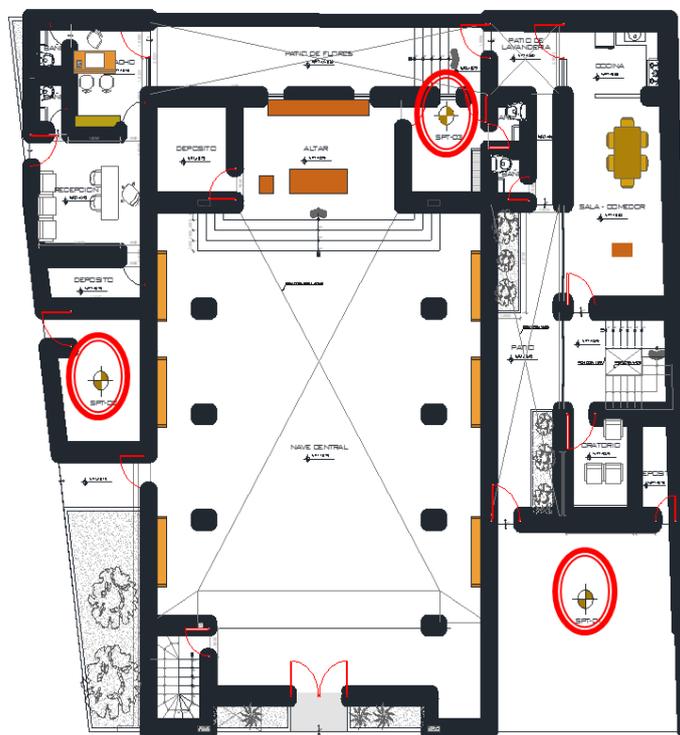


Figura 19 Croquis de la ubicación de los puntos de exploración

Fuente: Parroquia Sagrada Familia 2018

En cada exploración se ha obtenido el perfil estratigráfico del terreno, así como la toma del número de golpes en campo y al mismo tiempo se tomaron las muestras de los suelos para el posteriormente analizarlos, para los cuales fueron identificadas y selladas en bolsas, para ser trasladadas al laboratorio.

- **Normativa:**

Según el Comité Técnico Permanente de Geotecnia [28] se mencionará la norma técnica peruana 339.133.

- **Descripción del ensayo.**

Según el Comité Técnico Permanente de Geotecnia [28] podemos decir que este ensayo consiste en hincar un muestreador de caña partida para obtener una muestra representativa de suelo y medir la resistencia del suelo a la penetración del muestreador. Este método proporciona una muestra de suelo con el propósito de identificar y poder realizar ensayos de laboratorios apropiados. Existen muchas correlaciones que relacionan el valor de N con el comportamiento ingenieril de estructuras de cimentaciones.

- **Materiales**

- ✓ Trípode
- ✓ Motor
- ✓ Polea
- ✓ Martillo de 80 kg
- ✓ Cuerda de 1" de espesor
- ✓ Cañas guía
- ✓ Muestreador

- **Procedimientos**

- Colocación del trípode de forma adecuada.
- Se procede a cavar con pala, para ver si el terreno contiene una capa de relleno.
- Se asegura el muestreador por encima y se conecta al martillo a la parte superior de las cañas guía.
- Se deja caer el peso del martillo sobre las cañas guía, lo que provoca que el martillo hincó en el fondo del suelo.
- Las varillas de perforación marcaron en 3 incrementos de 15 cm por ende el avance del muestreador disminuyó el impacto del martillo y podrá visualizarse fácilmente así podamos enumerar el número de golpes.

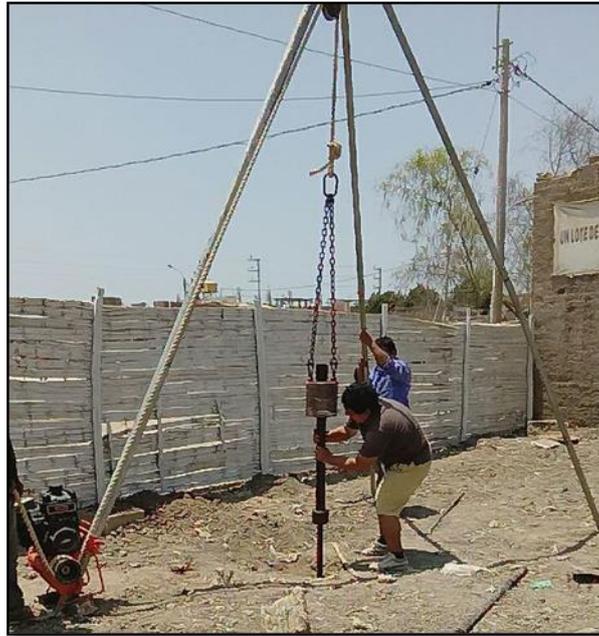


Figura 20 Extrayendo el muestreador para ver el tipo de estratos

Fuente: Elaboración propia



Figura 21 SPT #02

Fuente: Elaboración propia

- Se debe registrar el número de golpes necesarios para alcanzar los 15 cm de penetración, considerando los 15 cm como acomodamiento, el parámetro medido será

$N = N1 + N2$  según el Comité Técnico Permanente de Geotecnia [28]

Donde N1: N° de golpes necesarios para hundir el muestreador 15 cm

N2: N° de golpes que se necesita para hundir los 15 cm restantes del muestreador

N: resistencia a la penetración estándar.

- Luego de que las cañas alcancen su longitud máxima, se dispone a retirar para ver el tipo de suelo que tiene el muestreador.
- Se abre el muestreador y se toma la muestra de su interior, se debe registrar con una descripción de las muestras de suelo recuperadas.
- Finalmente, se debe colocar las muestras en recipientes impermeables, los cuales se deberán sellar de tal forma que se evite la evaporación de la humedad que contienen.



Figura 22 Colocando las muestras obtenidas en bolsas impermeables

Fuente: Elaboración propia

### **Factores de corrección del N campo**

Los factores que influyeron en la penetración estándar N son la eficiencia del martillo, el diámetro de la perforación, el método de muestreo, el factor de longitud de la varilla, el nivel freático y para el cálculo de las correlaciones se emplearon las siguientes fórmulas:

La fórmula de corrección de N obtenido en campo es:

$$N_{60} = N_{campo} \times CN \times n1 \times n2 \times n3 \times n4 \times n5$$

Dónde:

N<sub>60</sub>: es la energía de golpe que llega a la cabeza del martillo.

N<sub>campo</sub>: es el número de golpes obtenidos

Er: es la energía de golpeo obtenida con los sistemas automáticos de elevación (motor), 60%

CN: es el factor de corrección dado por la sobrecarga efectiva del suelo.

n 1: Corrección por la energía aplicada  $N_{60} = N \times E_r/60$

n 2: Esta longitud influye en que a más varillaje más peso sobre el elemento golpeado.

n 3: Corrección por revestimiento interior del muestreador

n 4: Corrección por diámetro de perforación

n 5: El nivel freático solo afectara a los resultados obtenidos en arenas limosas y limos (suelos poco permeables)

### Correlaciones para el cálculo de la capacidad portante

- **Correlaciones para suelos arenosos y limos:**

Según Meyerhof:

$$q_{admissible} = 2.54 \times \left( \frac{N_{correct}}{7.62} \right) \times \left( \frac{B+0.3}{2B} \right)^2, \frac{kg}{cm^2} \quad B \geq 1.20m$$

$$q_{admissible} = 7.99 \times N_{60} \times \left( \frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2, \frac{kg}{cm^2} \quad B > 1.22m$$

Según Bowls:

$$q_{admissible} = 19.16 \times N_{60} \times F_d \times \left( \frac{S_e}{25.4} \right), \frac{kg}{cm^2} \quad B \leq 1.22m$$

$$q_{admissible} = 11.98 \times N_{60} \times \left( \frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 \times F_d \times \left( \frac{S_e}{25.4} \right), \frac{kg}{cm^2} \quad B > 1.22m$$

Según Peck:

$$q_{admissible} = 0.1095 \times N, \frac{kg}{cm^2} \quad B > 1.20m$$

Según Terzaghi:

$$q_{admissible} = 0.215 \cdot N, \frac{kg}{cm^2}$$

- **Correlaciones para suelos arcillosos:**

Según Crespo:

$$q_{adm} \left( \frac{Tn}{m^2} \right) = 1.33 \times N_{corr}$$

Según Terzaghi y Peck para suelos arcilla limosa:

$$q_{adm} \left( \frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{N_{corr}}{5}$$

**Según Bowles:**

$$q_{adm} \left( \frac{kg}{cm^2} \right) = 0.162 \times N_{corr}$$

**Según Terzaghi para suelos arcillosos:**

$$q_{adm} \left( \frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{N_{corr}}{8}$$

**Según Hara:**

$$q_{adm} \left( \frac{KN}{m^2} \right) = 29 \times N_{corr}^{0.72}$$

- **Correlaciones para estimar el ángulo de fricción:**

**Según Peck, Hanson y Thornbum:**

$$\emptyset = 27.1 + 0.3 \times N_{60} - 0.00054 \times (N_{60})^2$$

**Según Schmertmann (1975):**

$$\emptyset = \tan^{-1} \left[ \frac{N}{12.2 + 20.3 \times \left( \frac{\sigma'_{v'}}{\rho_a} \right)} \right]^2$$

**Según Shioi and Fukui (1982):**

$$\emptyset = 0.6 \times N_{60} + 27$$

**Según Hatanaka y Ucida (1996):**

$$\emptyset = \sqrt{20 \times N_{60}} + 20$$

**Según Peck:**

$$\emptyset = 28.5 + 0.25 \times N_{60}$$

**Según Kishida:**

$$\emptyset = 15 + (20 \times N_{60})^{0.5}$$

**Según Japan National Railway:**

$$\phi = 27 + 0.30 \times N_{60}$$

- **Correlaciones entre el coeficiente de balastro:**

**Según Terzaghi:**

$$k_{30} = 0.6 \times 10^{\left(\frac{N_{60}+2}{34}\right)}$$

$$k_{30} = \frac{N_{60}}{7.35} - 0.31$$

**Según Peck y Hamson:**

$$k_{30} = \frac{N_{60}}{23.2}$$

**Según Meyerhof:**

$$k_{30} = \frac{N_{60}}{5.08}$$

$$k_{30} = \frac{N_{60}}{7.62}$$

## D) Ensayos de laboratorio

### D.1) ENSAYO DE CONTENIDO DE HUMEDAD

- Según el Comité Técnico Permanente de Geotecnia [28] se mencionará la norma técnica peruana 339.133. / ASTM D2216

- **Descripción del ensayo**

El contenido de humedad de un suelo tiene como finalidad determinar la relación, expresada como porcentaje, del peso de agua en una masa dada de suelo, al peso de las partículas sólidas.

- **Materiales**

- ✓ Horno de secado
- ✓ Balanza
- ✓ Recipientes
- ✓ Utensilios para manipulación de recipientes.

- **Procedimiento**

Pesar la tara o recipiente donde se depositará la muestra extraída de campo.

Colocar toda la muestra obtenida en campo eliminando las partículas grandes, luego colocarlo en el recipiente para obtener el peso de ambos.



Figura 23 Pesar todas las muestras obtenidas en campo y colocarlas al horno

Fuente: Elaboración propia

## D.2) ENSAYO DE GRANULOMETRÍA

### - Normativa

Según el Comité Técnico Permanente de Geotecnia [28] se mencionará la norma técnica peruana 339.123[27]

### - Descripción del ensayo

El análisis granulométrico es un proceso cuya finalidad es separar las partículas del suelo en diferentes tamaños. Según la Norma Técnica Peruana 339-128 lo define como la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas de los suelos..

### - Materiales

- ✓ Horno de secado
- ✓ Balanza
- ✓ Bandeja, cepillo y brocha
- ✓ Serie de tamices: 3", 2 ½", 2", 1 ½", 1", ¾", ½", 3/8", ¼", N°04, N°10, N°20, N° 40, N° 50, N° 80, N° 100, N° 200
- ✓ Depósitos

### - Procedimientos

- 1) Se secó la muestra en el horno y se dejó secar por 24 horas.
- 2) Se anotó el peso de la muestra seca y se procedió a lavar la muestra en el tamiz N° 200.
- 3) Una vez lavada la muestra se secó en el horno por 24 horas.

- 4) Luego se anotó el peso de la muestra lavada seca y se procedió a tamizar el material por los tamices indicados en la tabla N° 3.5
- 5) El tamizado se efectuó con movimientos laterales y verticales acompañado con un golpeteo para mantener la muestra moviéndose continuamente sobre la superficie, cabe resaltar que en ningún caso se ayudará con la mano pasar el material por alguno de los tamices.
- 6) Luego se determinó la masa de cada fracción en la balanza.
- 7) Para calcular el porcentaje que pasa se resta el 100% al porcentaje retenido acumulado.



Figura 24 Serie de Tamices usados.

Fuente: Elaboración propia

### D.3) Ensayo de gravedad específica

#### - Normativa

Según el Comité Técnico Permanente de Geotecnia [28] se mencionará la norma técnica peruana 339.131 [32] / ASTM D854

#### - Descripción del ensayo

El peso específico es la relación entre el peso en aire del volumen de un material, a una temperatura indicada y el peso en aire de idéntico volumen de agua destilada a la misma temperatura.

#### -Materiales

- ✓ Picnómetro
- ✓ Balanza
- ✓ Capsulas
- ✓ Pipeta

#### -Procedimientos

Colocar la muestra en el picnómetro llenándolo hasta las  $\frac{3}{4}$  partes de su capacidad con agua destilada, luego vamos a eliminar el aire atrapado hirviendo el picnómetro en el calentador

durante 10 minutos dándoles movimientos en círculo para eliminar el aire que queda finalmente dejamos reposar la solución y se pesa.

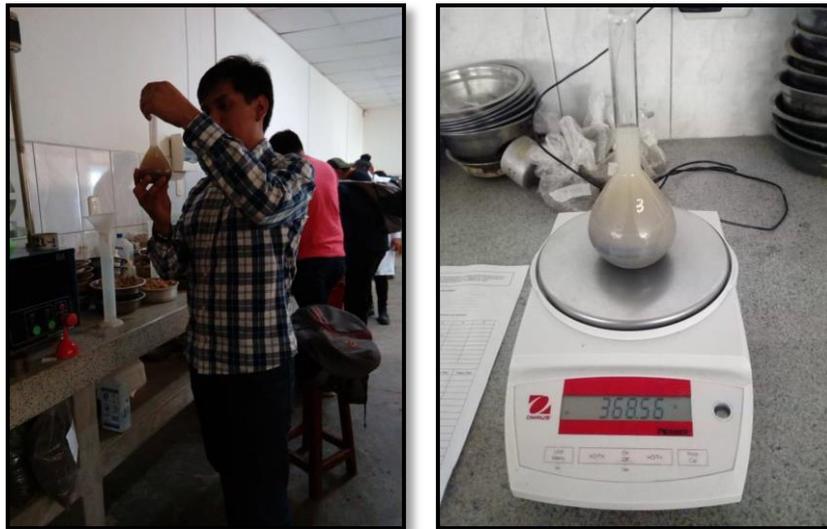


Figura 25 Peso de la solución que se dejó reposando 24 horas.

Fuente: Elaboración propia

#### **D.4) Ensayo de Límites de Atterberg**

##### **- Normativa**

Según el Comité Técnico Permanente de Geotecnia [28] se mencionará la norma técnica peruana 339.129 / ASTM D4318

##### **- Descripción del ensayo**

La Norma Técnica Peruana 339.129 define al límite líquido como el contenido de humedad, expresado en porcentaje, para el cual el suelo se halla en el límite entre los estados líquido y plástico; y al límite plástico como el contenido de humedad, expresado en porcentaje para el cual el suelo se halla en el límite entre los estados plásticos y semisólido.

##### **- Materiales**

- ✓ Horno de secado
- ✓ Espátula
- ✓ Copa de Casagrande
- ✓ Contenedores para la muestra
- ✓ Ranurador
- ✓ Balanza
- ✓ Placa de vidrio



Figura 26 Copa Casagrande dividiendo con ayuda del ranurador

Fuente: Elaboración propia

#### **D. 5) ENSAYO DE CLORUROS SOLUBLES:**

##### **- Normativa**

Según el Comité Técnico Permanente de Geotecnia [28] se mencionará la norma técnica peruana 339.177:2002

##### **- Descripción del ensayo**

Mediante este ensayo se determina en forma cuantitativa el ión cloruro soluble en agua contenido en suelos y agua subterránea.

#### **D. 6) ENSAYO DE SULFATOS SOLUBLES**

##### **- Normativa**

Según el Comité Técnico Permanente de Geotecnia [28] se mencionará la norma técnica peruana 178:2002

##### **- Descripción del ensayo**

Mediante este ensayo se determina en forma cuantitativa el ión Sulfato soluble en agua contenido en suelos y agua subterránea.

#### **D. 7) ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN**

##### **- Normativa**

Según el Comité Técnico Permanente de Geotecnia [28] se mencionará la norma técnica peruana 339.154

##### **-Descripción del ensayo**

El ensayo utilizado es el de compresibilidad endométrica, el cual permite simular de forma controlada el proceso de consolidación y obtener los parámetros de compresibilidad y estimar el tiempo necesario para que este proceso ocurra.

##### **- Materiales**

- ✓ Molde del consolidómetro que está compuesto por:

- ✓ Juego de dos piedras porosas.
- ✓ Papel de filtro para ser utilizado entre la muestra de suelo y la piedra porosa.
- ✓ Cabezal de carga.
- ✓ Mecanismo de transmisión de carga a palancas.
- ✓ Extensómetro con precisión de 0.001”
- ✓ Balanza de laboratorio.
- ✓ Horno de secado.
- ✓ Espátula
- ✓ Probeta
- ✓ Pesa filtros

#### **E) PERFIL DE SUELO**

Según el Comité Técnico Permanente de Geotecnia [28] los ensayos realizados en laboratorio nos permitieron clasificar el tipo de suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, NTP 339.134 (ASTM D 2487), habiendo encontrado lo siguiente:

##### **SPT# 01**

La muestra 1 inicialmente presenta un relleno hasta 1.50 m, luego arcilla con presencia de arena densa color marrón hasta la profundidad de 3.75 m, la muestra 2 se encuentra un suelo arenoso color marrón oscuro hasta la profundidad de 6.45 m, la muestra 3 se encuentra un suelo más consolidado de arcilla con grava de color marrón oscuro hasta la profundidad de 6.90 donde se dio el rebote del spt.

##### **SPT# 02**

La muestra 1 inicialmente presenta un relleno hasta 1.50 m, luego arcilla con presencia de arena densa color marrón hasta la profundidad de 3.60 m, la muestra 2 se encuentra un suelo arenoso color marrón oscuro hasta la profundidad de 6.30 m, la muestra 3 se encuentra un suelo más consolidado de arcilla con cantidades grava de color marrón oscuro hasta la profundidad de 6.60 m

##### **SPT# 03**

La muestra 1 inicialmente presenta un relleno hasta 1.50 m, luego arcilla con presencia de arena densa color marrón hasta la profundidad de 3.30 m, la muestra 2 se encuentra un suelo arenoso color marrón oscuro hasta la profundidad de 6.00 m, la muestra 3 se encuentra un suelo más consolidado de arcilla con cantidades grava de color marrón oscuro hasta la profundidad de 6.75 m

Para definir los parámetros sísmicos y de acuerdo con la norma E030 2018 [5], el suelo clasifica como “S2”

#### **F) NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA**

Fue ubicado en las perforaciones ejecutadas dentro el estrato formado por una Arcilla de baja plasticidad SUCS: CL durante el tiempo de registro de la FASE DE CAMPO, la cual se encontró a una profundidad promedio de 1.80 m, para sacar este nivel se colocó un tubo dentro

de la perforación hecha y se dejó por 24 horas, pasado este tiempo se retiró y se midió con una wincha.

### **G) ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN**

Para hallar la Capacidad Admisible se considera  $FS = 3$  y un Asentamiento Total máximo = 2.5 cm. Por ello se dice que las características de la estructura y del suelo permitirán plantear que la cimentación será del tipo superficial en base a zapatas conectas sobre suelos medianamente compactos.

### **H) EFECTO DEL SISMO**

En atención a la Norma Técnica de Edificación según el Reglamento Nacional de Edificaciones E-030: Diseño Sismorresistente [11] se dice que el territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 07, las características generales de los movimientos telúricos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neo-tectónica.



Figura 27 Zonas sísmicas

Fuente: Norma E030 – Diseño Sismorresistente

#### ➤ **Tipo de Suelo**

Según la Reglamento Nacional de Edificaciones [20] el suelo de cimentación le corresponde un perfil de suelo tipo S2.

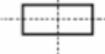
#### ➤ **Parámetros de Sitio (S, TP y TL)**

Se utilizará los valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las Tablas N.º 3 y N.º 4 ya mencionadas en el marco teórico.

### **II) Planos y perfiles de suelos**

#### **a) Plano de Ubicación del Programa de Exploración**

Según la Reglamento Nacional de Edificaciones [12] el plano topográfico de ubicación se empleará la nomenclatura indicada en la Tabla N° 2.4.2.

TABLA N° 2.4.2 TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN		
TÉCNICA DE INVESTIGACIÓN	SÍMBOLO	
Pozo o Calicata	C - n	
Perforación	P - n	
Trinchera	T - n	
Auscultación	A - n	

n – número correlativo de sondaje.

Figura 28 Técnicas de investigación

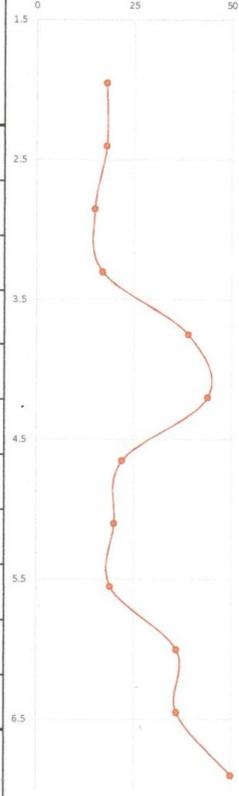
Fuente: Norma E030 – Diseño Sismorresistente

Se adjunta plano topográfico.

**b) Perfil Estratigráfico por Punto Investigado**

Se adjunta plano topográfico y gráfico de los perfiles.

## SPT-01

 Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo		<b>FACULTAD DE INGENIERÍA</b>						
		<b>"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019 "</b>						
		TESISTA:		BARRIOS FARROÑAN LUIS DAVID		FECHA: 26/01/2019		
Pág. 01 de 05								
REGISTRO DE EXPLORACIÓN								
PROF. (m)	Q <sub>adm</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	φ	CLASIFICACIÓN		CONT. HUMEDAD (%)	SPT - 01		DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL
			SÍMBOLO	GRÁFICO		N	NUMERO DE GOLPES	
N.T.N								
0.30								Material descontrolado de desmonte
0.00								
0.90								
-1.50	2.57	33.58 °						
-1.95	2.41	33.13 °	CL	23.58%	8	26		Arcilla de baja Plasticidad (CL)  Límite líquido 43.63%  Índice plástico 20.05%  Humedad natural 23.58%
-2.40	1.94	31.75 °			8	26		
-2.85	1.85	31.49 °			8	23		
-3.30	1.99	31.90 °			7	27		
-3.75	4.07	37.71 °			10	46		
-4.20	4.41	38.62 °			17	69		
-4.65	2.27	32.73 °	22	32	Limo Arenoso de baja plasticidad (ML)	Limo Arenoso de baja plasticidad (ML)  Límite líquido 0.00%  Índice plástico 0.00%  Humedad natural 0.00%		
-5.10	2.02	32.00 °	10	30				
-5.55	1.87	31.57 °	10	24				
-6.00	3.25	35.51 °	5	51				
-6.45	3.15	35.21 °	18	43				
-6.90	7.56	46.59 °	7	133			CL	9.08%

  
 Rivas Obitas Henry  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

$n_4$  : Corrección por diámetro de perforación

Diametro *	Factor de Corrección
60 - 120 mm	1.00
150 mm	1.05
200 mm	1.15

Fuente: Braja, Das 2011

$n_5$  : El nivel freático solo afectara a los resultados obtenidos en arenas limosas y limos (suelos poco permeables) que se encuentren bajo el nivel freático. Debe corregirse pues el valor de golpeo resultaría mayor que el dado por una arena o limo seco, debido a la baja permeabilidad de ésta, que impide que el agua emigre a través de los huecos al producirse el impacto.

Fueron Terzaghi y Peck (1948) los que recomendaron corregir el valor de N si  $N > 15$

$$n_5 = 7.5 / N + 0.5$$

p

Si  $N < 15$ , entonces  $n_5 = 1.00$

$N_{60} = N_{campo} \times C_n \times n_1 \times n_2 \times n_3 \times n_4 \times n_5$													
Estrato	Profundidad (m)		$N_{campo}$	$E_r$	$G_s$ (Tn/m <sup>3</sup> )	$P'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$C_n$	$n_1$	$n_2$	$n_3$	$n_4$	$n_5$	$n_{60}$
Arcilla de baja plasticidad (CL)	1.50	1.95	18	60	2.7	0.41	1.30	1	0.85	1.00	1.00	-	20
	1.95	2.40	18	60	2.7	0.53	1.22	1	0.85	1.00	1.00	-	19
	2.40	2.85	15	60	2.7	0.65	1.15	1	0.85	1.00	1.00	-	15
	2.85	3.30	15	60	2.7	0.77	1.09	1	0.85	1.00	1.00	-	14
	3.30	3.75	17	60	2.7	0.89	1.04	1	0.85	1.00	1.00	-	15
	3.75	4.20	39	60	2.7	1.01	1.00	1	0.85	1.00	1.00	-	33
Limo Arenoso de baja plasticidad (ML)	4.20	4.65	44	60	2.65	1.11	0.97	1	0.85	1.00	1.00	-	36
	4.65	5.10	22	60	2.65	1.23	0.93	1	0.85	1.00	1.00	-	17
	5.10	5.55	20	60	2.65	1.35	0.90	1	0.85	1.00	1.00	-	15
	5.55	6.00	19	60	2.65	1.47	0.87	1	0.85	1.00	1.00	-	14
	6.00	6.45	36	60	2.65	1.59	0.85	1	0.85	1.00	1.00	-	26
CL	6.45	6.90	36	60	2.7	1.74	0.82	1	0.85	1.00	1.00	-	25
CL	6.90	7.35	96	60	2.7	1.86	0.79	1	0.85	1.00	1.00	-	65

Rivderegre Oblitas Henry  
TECNICO DE LABORATORIO

**Tesista:** BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

Pág. 03 de 05

**Tesis:** "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019 "

**Ubicación:** DISTRITO CHICLAYO, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE

CORRELACIONES PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE		
Según Crespo :	Según Terzaghi y Peck :	Según Bowles:
$q_{adm} \left( \frac{Tn}{m^2} \right) = 1.33 \times N_{corr}$	$q_{adm} \left( \frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{N_{corr}}{5}$	$q_{adm} \left( \frac{kg}{cm^2} \right) = 0.162 \times N_{corr}$
Según Terzaghi :	Según Hara:	
$q_{adm} \left( \frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{N_{corr}}{8}$	$q_{adm} \left( \frac{KN}{m^2} \right) = 29 \times N_{corr}^{0.72}$	

Estrato	CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm2)								
	Profundidad (m)		N (60)	Crespo (kg/cm2)	Peck (kg/cm2)	Bowles (kg/cm2)	Terzaghi (kg/cm2)	Hara (kg/cm2)	q <sub>adm</sub>
Arcilla de baja plasticidad (CL)	1.50	1.95	20	2.65	3.99	3.23	2.49	2.55	2.57 kg/cm2
	1.95	2.40	19	2.48	3.72	3.01	2.33	2.43	2.41 kg/cm2
	2.40	2.85	15	1.94	2.92	2.37	1.83	2.04	1.94 kg/cm2
	2.85	3.30	14	1.85	2.78	2.25	1.74	1.97	1.85 kg/cm2
	3.30	3.75	15	2.00	3.01	2.44	1.88	2.08	1.99 kg/cm2
	3.75	4.20	33	4.40	6.61	5.36	4.13	3.67	4.07 kg/cm2
	4.20	4.65	36	4.81	7.23	5.85	4.52	3.91	4.41 kg/cm2
Limo Arenoso de baja plasticidad (ML)	4.65	5.10	17	2.32	3.49	2.82	2.18	2.32	2.27 kg/cm2
	5.10	5.55	15	2.04	3.06	2.48	1.91	2.11	2.02 kg/cm2
	5.55	6.00	14	1.87	2.82	2.28	1.76	1.99	1.87 kg/cm2
	6.00	6.45	26	3.45	5.18	4.20	3.24	3.08	3.25 kg/cm2
CL	6.45	6.90	25	3.32	5.00	4.05	3.12	3.00	3.15 kg/cm2
	6.90	7.35	65	8.61	12.95	10.49	8.10	5.96	7.56 kg/cm2

Nota: Para q<sub>adm</sub> se tomará el menor valor N60 del primer estrato siendo este 14 por lo tanto la capacidad portante será 1.85 kg/cm2

  
 Rómulo Peña Obillas Henry  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

Tesista: BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

Pág. 04 de 05

Tesis: "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019 "

Ubicación: DISTRITO CHICLAYO, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE

CORRELACIÓN PARA ESTIMAR EL ÁNGULO DE FRICCIÓN		
Según Peck, Hanson y Thornburn:	Según Shioi and Fukui (1982) :	Según Hatanaka y Ucida (1996):
$\phi = 27.1 + 0.3 \times N_{60} - 0.00054 \times (N_{60})^2$	$\phi = 0.6 \times N_{60} + 27$	$\phi = \sqrt{20 \times N_{60}} + 20$
Según Peck:	Según Kishida:	Según Japan National Railway:
$\phi = 28.5 + 0.25 \times N_{60}$	$\phi = 15 + (20 \times N_{60})^{0.5}$	$\phi = 27 + 0.30 \times N_{60}$

Estrato	Profundidad (m)		N60	Peck, Hanson y Thornburn	Shioi and Fukui	Hatanaka y Ucida	Peck	Kishida	Japan National Railway	$\Phi$
Arcilla de baja plasticidad (CL)	1.50	1.95	20	32.9 °	39.0 °	40.0 °	33.5 °	35.0 °	33.0 °	33.58 °
	1.95	2.40	19	32.5 °	38.2 °	39.3 °	33.2 °	34.3 °	32.6 °	33.13 °
	2.40	2.85	15	31.4 °	35.8 °	37.1 °	32.2 °	32.1 °	31.4 °	31.75 °
	2.85	3.30	14	31.2 °	35.3 °	36.7 °	32.0 °	31.7 °	31.2 °	31.49 °
	3.30	3.75	15	31.5 °	36.0 °	37.3 °	32.3 °	32.3 °	31.5 °	31.90 °
	3.75	4.20	33	36.4 °	46.8 °	45.7 °	36.8 °	40.7 °	36.9 °	37.71 °
Limo Arenoso de baja plasticidad (ML)	4.20	4.65	36	37.2 °	48.7 °	46.9 °	37.5 °	41.9 °	37.8 °	38.62 °
	4.65	5.10	17	32.2 °	37.5 °	38.7 °	32.9 °	33.7 °	32.2 °	32.73 °
	5.10	5.55	15	31.6 °	36.2 °	37.5 °	32.3 °	32.5 °	31.6 °	32.00 °
	5.55	6.00	14	31.2 °	35.5 °	36.8 °	32.0 °	31.8 °	31.2 °	31.57 °
	6.00	6.45	26	34.5 °	42.5 °	42.8 °	35.0 °	37.8 °	34.8 °	35.51 °
CL	6.45	6.90	25	34.3 °	42.0 °	42.4 °	34.7 °	37.4 °	34.5 °	35.21 °
	6.90	7.35	65	44.3 °	65.9 °	56.0 °	44.7 °	51.0 °	46.4 °	46.59 °



Rundameya Obilias Hemz  
TÉCNICO DE LABORATORIO

**Tesista:** BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

Pág. 05 de 05

**Tesis:** "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019 "

**Ubicación:** DISTRITO CHICLAYO, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE

Según Terzaghi:		Según Peck y Hamson
$k_{30} = 0.6 \times 10^{\left(\frac{N_{60}+2}{34}\right)}$	$k_{30} = \frac{N_{60}}{7.35} - 0.31$	$k_{30} = \frac{N_{60}}{23.2}$
Según Peck:		
$k_{30} = \frac{N_{60}}{5.08}$	$k_{30} = \frac{N_{60}}{7.62}$	

Estrato	Profundidad (m)		N60	Terzaghi		Pack y Hamson		Peck	K30
Arcilla de baja plasticidad (CL)	1.50	1.95	20	2.65	2.40	3.93	2.62	0.86	2.56 kg/cm2
	1.95	2.40	19	2.42	2.22	3.66	2.44	0.80	2.36 kg/cm2
	2.40	2.85	15	1.85	1.68	2.88	1.92	0.63	1.82 kg/cm2
	2.85	3.30	14	1.76	1.58	2.73	1.82	0.60	1.72 kg/cm2
	3.30	3.75	15	1.90	1.74	2.96	1.97	0.65	1.87 kg/cm2
	3.75	4.20	33	6.45	4.19	6.51	4.34	1.43	4.99 kg/cm2
Limo Arenoso de baja plasticidad (ML)	4.20	4.65	36	7.94	4.61	7.11	4.74	1.56	5.76 kg/cm2
	4.65	5.10	17	2.24	2.06	3.43	2.29	0.75	2.19 kg/cm2
	5.10	5.55	15	1.94	1.77	3.02	2.01	0.66	1.91 kg/cm2
	5.55	6.00	14	1.78	1.61	2.77	1.85	0.61	1.75 kg/cm2
CL	6.00	6.45	26	3.97	3.22	5.10	3.40	1.12	3.53 kg/cm2
	6.45	6.90	25	3.73	3.09	4.92	3.28	1.08	3.37 kg/cm2
CL	6.90	7.35	65	55.20	8.50	12.75	8.50	2.79	24.07 kg/cm2

  
 Rivdenezra Oblitas Jency  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

TESISTA : BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

TESIS : "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019 "

UBICACIÓN : URBANIZACIÓN SAN JUAN DE DIOS, CHICLAYO

#jREF! : #jREF!  
 : SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
 : SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
 NORMA DE REFERENCIA: : N.T.P. 399.128 : 1999  
 : N.T.P. 399.131  
 : N.T.P. 339.127: 1998

STP #01 Progresiva Muestra: M-1 Profundidad: 1.50 m - 4.20 m

Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	0.0	100.0
N° 10	2.000	2.0	98.0
N° 20	0.850	5.2	94.8
N° 40	0.425	9.1	90.9
N° 50	0.300	11.3	88.7
N° 100	0.150	15.9	84.1
N° 200	0.075	21.1	78.9

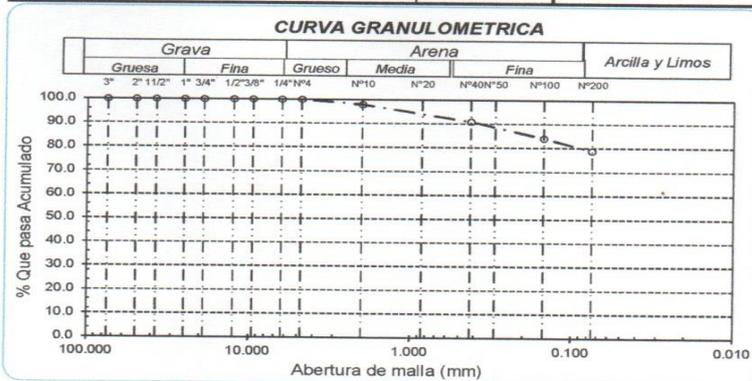
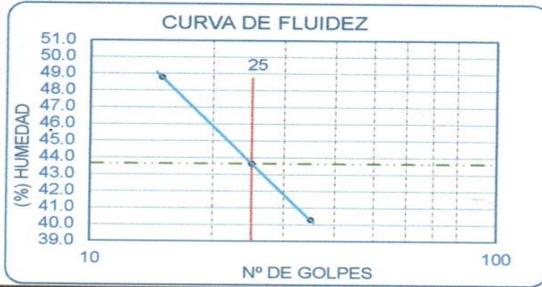
Distribución granulométrica			
% Grava	G.G. %	0.0	
	G.F %	0.0	0.0
% Arena	A.G %	2.0	
	A.M %	7.1	
	A.F %	12.0	21.1
% Arcilla y Limo		78.9	78.9
Total			100.0

Ensayo de Limite de Atterberg	
Limite líquido (LL)	43.63 (%)
Limite Plástico (LP)	20.05 (%)
Índice Plástico (IP)	23.58 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL
Descripción del suelo	
Arcilla de baja plasticidad	
Clasificación (AASHTO)	A-7-6 (14)
Descripción	
MALO	

Contenido de Humedad	
	29.70



*[Handwritten signature]*  
 RIVERA MONTA Obilias de...  
 TÉCNICO DE LABORATORIO



TESISTA : BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

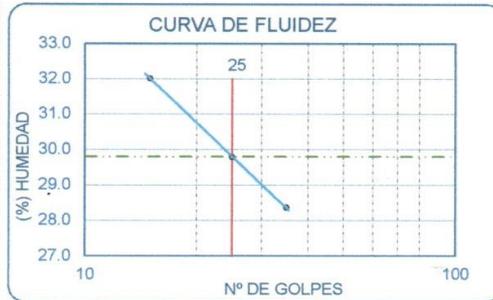
TESIS : "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO CON COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019"

UBICACIÓN : URBANIZACIÓN SAN JUAN DE DIOS, CHICLAYO

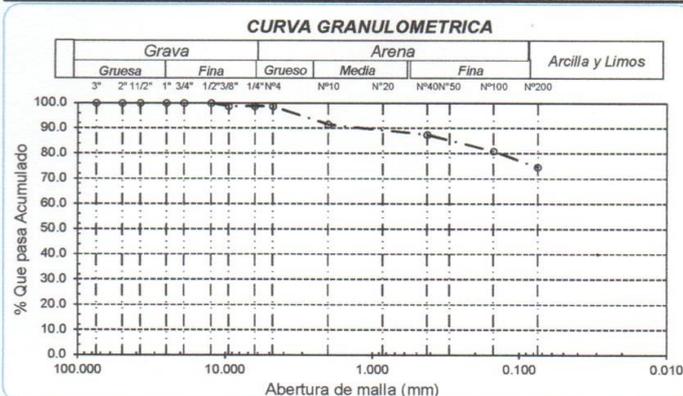
: SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
: SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
NORMA DE REFERENCIA: : N.T.P. 399.128 : 1999  
: N.T.P. 399.131  
: N.T.P. 339.127: 1998

STP #01 Progresiva Muestra: M-3 Profundidad: 6.45 - 6.90 m

Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	1.3	98.7
1/4"	6.300	1.3	98.7
N° 4	4.750	1.3	98.7
N° 10	2.000	8.4	91.6
N° 20	0.850	10.2	89.8
N° 40	0.425	12.5	87.5
N° 50	0.300	14.1	85.9
N° 100	0.150	19.0	81.0
N° 200	0.075	25.4	74.6



Distribución granulométrica				Ensayo de Límite de Atterberg	
% Grava	G.G. %	0.0	1.3	Límite líquido (LL)	29.80 (%)
	G.F. %	1.3		Límite Plástico (LP)	20.72 (%)
% Arena	A.G. %	7.1	24.1	Índice Plástico (IP)	9.08 (%)
	A.M. %	4.1		Clasificación (S.U.C.S.)	CL
	A.F. %	12.9		Descripción del suelo	Arcilla de baja plasticidad con arena
% Arcilla y Limo		74.6	74.6	Clasificación (AASHTO)	A-4 (B)
Total		100.0	100.0	Descripción	REGULAR-MALO
Contenido de Humedad			24.41		



*Ritupeneury Obillas Jent*  
TÉCNICO DE LABORATORIO



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE  
MOGROVEJO  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES, SUELOS Y  
PAVIMENTOS  
Av. San Josemaría Escrivá N°855. Chiclayo - Perú

ENSAYO : SUELOS. Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo.

REFERENCIA : NTP 339.131 ASTM D - 854

Tesista BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

Pág. 01 de 01

Tesis "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019 "

Ubicacion DISTRITO CHICLAYO, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE

<u>SPT - 01</u> <u>Muestra</u> : M-1 <u>Profundidad</u> : 1.50 - 4.20 m.		
Peso específico relativo de sólidos ( $G_s$ )	g/cm <sup>3</sup>	2.636

<u>SPT - 01</u> <u>Muestra</u> : M - 2 <u>Profundidad</u> : 4.20 - 6.45 m.		
Peso específico relativo de sólidos ( $G_s$ )	g/cm <sup>3</sup>	2.468

<u>SPT - 01</u> <u>Muestra</u> : M - 3 <u>Profundidad</u> : 6.45 - 6.90m.		
Peso específico relativo de sólidos ( $G_s$ )	g/cm <sup>3</sup>	2.781

  
Rivadeneira Obblitas Jenny  
TÉCNICO DE LABORATORIO

REGISTRO DE EXPLORACIÓN											
PROF. (m)	Q <sub>adm</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	φ	CLASIFICACIÓN		CONT. HUMEDAD (%)	SPT - 02		DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL			
			SÍMBOLO	GRÁFICO		N	NUMERO DE GOLPES				
N.T.N											
0.00									Material descontrolado de desmorte		
0.90											
-1.80											
-2.25	2.44	33.22 °	CL	[Pattern]	21.59%	9	28	[Graph]	Arcilla de baja Plasticidad (CL)		
-2.70	2.10	32.24 °				11			8	25	Límite líquido 41.82%
-3.15	1.91	31.66 °				8			8	24	Índice plástico 20.22%
-3.60	2.14	32.35 °				8			6	25	Humedad natural 21.59%
-4.05	1.16	29.36 °				9			10		
-4.50	1.53	30.51 °	SC	[Pattern]	0.00%	4	14	[Graph]	Arena Arcillosa (SC)		
-4.95	0.80	28.17 °				6			5	19	Límite líquido 28.94%
-5.40	0.81	28.18 °				8			4	12	Índice plástico 16.88%
-5.85	2.44	33.23 °				4			6	27	Humedad natural 12.06%
-6.30	1.09	29.13 °				10			11		
-6.60	4.21	38.10 °	CL	[Pattern]	10.25%	22	72	[Graph]	Arcilla de baja plasticidad con arena (CL)		
					50	Límite líquido 31.19%					
					0	Índice plástico 20.94%					
									Humedad natural 10.25%		

  
 Rivadeneira Oblitas Henry  
 TÉCNICO DEL LABORATORIO

## SPT 02

$\eta_4$  : Corrección por diámetro de perforación

Dímetro *	Factor de Corrección
60 - 120 mm	1.00
150 mm	1.05
200 mm	1.15

Fuente: Braja, Das 2011

$\eta_5$  : El nivel freático solo afectara a los resultados obtenidos en arenas limosas y limos (suelos poco permeables) que se encuentren bajo el nivel freático. Debe corregirse pues el valor de golpeo resultaría mayor que el dado por una arena o limo seco, debido a la baja permeabilidad de ésta, que impide que el agua emigre a través de los huecos al producirse el impacto.

Fueron Terzaghi y Peck (1948) los que recomendaron corregir el valor de N si  $N > 15$

$$\eta_5 = 7.5 / N + 0.5$$

Fuente: Braja, Das 2011

Si  $N < 15$ , entonces  $\eta_5 = 1.00$

$N_{60} = N_{\text{campo}} \times C_n \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4 \times \eta_5$													
Estrato	Profundidad (m)		$N_{\text{campo}}$	$E_r$	$G_s$ (Tn/m <sup>3</sup> )	$P^i$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$C_n$	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$	$\eta_4$	$\eta_5$	$N_{60}$
Arcilla de baja Plasticidad (CL)	2.25	2.70	19	60	2.7	0.61	1.17	1	0.85	1.00	1.00	-	19
	2.70	3.15	17	60	2.7	0.73	1.11	1	0.85	1.00	1.00	-	16
	3.15	3.60	16	60	2.7	0.85	1.06	1	0.85	1.00	1.00	-	14
	3.60	4.05	19	60	2.7	0.97	1.01	1	0.85	1.00	1.00	-	16
Arena Arcillosa (SC)	4.05	4.50	10	60	2.7	1.09	0.97	1	0.85	1.00	1.00	1.00	8
	4.50	4.95	14	60	2.65	1.19	0.94	1	0.85	1.00	1.00	1.00	11
	4.95	5.40	8	60	2.65	1.31	0.91	1	0.85	1.00	1.00	0.88	5
	5.40	5.85	21	60	2.65	1.43	0.88	1	0.85	1.00	1.00	0.35	5
CL	5.85	6.30	26	60	2.65	1.55	0.86	1	0.85	1.00	1.00	1.00	19
	6.30	6.60	11	60	2.7	1.70	0.82	1	0.85	1.00	1.00	-	8
	6.60	-	50	60	2.7	1.78	0.81	1	0.85	1.00	1.00	-	34

  
 Rivaldo Obitas Henry  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

**Tesista:** BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

Pág. 03 de 05

**Tesis:** "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019 "

**Ubicación:** DISTRITO CHICLAYO, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE

CORRELACIONES PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE		
Según Crespo :	Según Terzaghi y Peck :	Según Bowles:
$q_{adm} \left( \frac{Tn}{m^2} \right) = 1.33 \times N_{corr}$	$q_{adm} \left( \frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{N_{corr}}{5}$	$q_{adm} \left( \frac{kg}{cm^2} \right) = 0.162 \times N_{corr}$
Según Terzaghi :	Según Hara:	
$q_{adm} \left( \frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{N_{corr}}{8}$	$q_{adm} \left( \frac{KN}{m^2} \right) = 29 \times N_{corr}^{0.72}$	

CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm2)									
Estrato	Profundidad (m)		N (60)	Crespo (kg/cm2)	Peck (kg/cm2)	Bowles (kg/cm2)	Terzaghi (kg/cm2)	Hara (kg/cm2)	q <sub>adm</sub>
Arcilla de baja Plasticidad (CL)	2.25	2.70	19	2.51	3.77	3.06	2.36	2.45	2.44 kg/cm2
	2.70	2.85	16	2.13	3.20	2.59	2.00	2.18	2.10 kg/cm2
	3.15	3.30	14	1.91	2.87	2.33	1.80	2.01	1.91 kg/cm2
	3.60	3.75	16	2.17	3.27	2.65	2.04	2.21	2.14 kg/cm2
Arena Arcillosa (SC)	4.05	4.20	8	1.10	1.65	1.34	1.03	1.35	1.16 kg/cm2
	4.50	4.65	11	1.49	2.24	1.82	1.40	1.69	1.53 kg/cm2
	4.95	5.10	5	0.73	1.09	0.89	0.68	1.00	0.80 kg/cm2
	5.40	5.55	5	0.73	1.10	0.89	0.69	1.01	0.81 kg/cm2
	5.85	6.00	19	2.51	3.78	3.06	2.36	2.45	2.44 kg/cm2
CL	6.30	6.60	8	1.02	1.54	1.25	0.96	1.29	1.09 kg/cm2
	6.60	-	34	4.57	6.87	5.57	4.30	3.77	4.21 kg/cm2

Nota: Para q<sub>adm</sub> se tomará el menor valor N<sub>60</sub> del primer estrato siendo este 14, por lo tanto la capacidad portante será 1.91 kg/cm<sup>2</sup>



Rivadeneyra Oblitas Henry  
TÉCNICO DE LABORATORIO

**Tesista:** BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

Pág. 04 de 05

**Tesis:** "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019 "

**Ubicación:** DISTRITO CHICLAYO, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE

CORRELACIÓN PARA ESTIMAR EL ÁNGULO DE FRICCIÓN		
Según Peck, Hanson y Thornburn:	Según Shioi and Fukui (1982) :	Según Hatanaka y Ucida (1996):
$\phi = 27.1 + 0.3 \times N_{60} - 0.00054 \times (N_{60})^2$	$\phi = 0.6 \times N_{60} + 27$	$\phi = \sqrt{20 \times N_{60}} + 20$
Según Peck:	Según Kishida:	Según Japan National Railway:
$\phi = 28.5 + 0.25 \times N_{60}$	$\phi = 15 + (20 \times N_{60})^{0.5}$	$\phi = 27 + 0.30 \times N_{60}$

Estrato	Profundidad (m)		N60	Peck, Hanson y Thornburn	Shioi and Fukui	Hatanaka y Ucida	Peck	Kishida	Japan National Railway	Φ
Arcilla de baja Plasticidad (CL)	2.25	2.70	19	32.6 °	38.3 °	39.4 °	33.2 °	34.4 °	32.7 °	33.22 °
	2.70	2.85	16	31.8 °	36.6 °	37.9 °	32.5 °	32.9 °	31.8 °	32.24 °
Limo Arenoso de baja plasticidad (ML)	3.15	3.30	14	31.3 °	35.6 °	36.9 °	32.1 °	31.9 °	31.3 °	31.66 °
	3.60	3.75	16	31.9 °	36.8 °	38.1 °	32.6 °	33.1 °	31.9 °	32.35 °
CL	4.05	4.20	8	29.5 °	32.0 °	32.9 °	30.6 °	27.9 °	29.5 °	29.36 °
	4.50	4.65	11	30.4 °	33.7 °	35.0 °	31.3 °	30.0 °	30.4 °	30.51 °
	4.95	5.10	5	28.7 °	30.3 °	30.5 °	29.9 °	25.5 °	28.6 °	28.17 °
	5.40	5.55	5	28.7 °	30.3 °	30.5 °	29.9 °	25.5 °	28.6 °	28.18 °
CL	5.85	6.00	19	32.6 °	38.3 °	39.4 °	33.2 °	34.4 °	32.7 °	33.23 °
	6.30	6.60	8	29.4 °	31.6 °	32.4 °	30.4 °	27.4 °	29.3 °	29.13 °
CL	6.60	-	34	36.8 °	47.6 °	46.2 °	37.1 °	41.2 °	37.3 °	38.10 °

  
 Rivaldeyra Oblitas Henry  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

**Testista:** BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

Pág. 05 de 05

**Tesis:** "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019 "

**Ubicación:** DISTRITO CHICLAYO, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE

Según Terzaghi:		Según Peck y Hamson
$k_{30} = 0.6 \times 10^{\left(\frac{N_{60}+2}{34}\right)}$	$k_{30} = \frac{N_{60}}{7.35} - 0.31$	$k_{30} = \frac{N_{60}}{23.2}$
Según Peck:		
$k_{30} = \frac{N_{60}}{5.08}$	$k_{30} = \frac{N_{60}}{7.62}$	

Estrato	Profundidad (m)		N60	Terzaghi		Pack y Hamson		Peck	K30
	1	2		1	2	1	2		
Arcilla de baja	2.25	2.70	19	2.47	2.26	3.71	2.48	0.81	2.40 kg/cm2
	2.70	2.85	16	2.03	1.87	3.15	2.10	0.69	2.00 kg/cm2
Plasticidad (CL)	3.15	3.30	14	1.82	1.64	2.83	1.88	0.62	1.78 kg/cm2
	3.60	3.75	16	2.08	1.91	3.22	2.14	0.70	2.04 kg/cm2
Limo	4.05	4.20	8	1.20	0.81	1.63	1.08	0.36	1.03 kg/cm2
	4.50	4.65	11	1.47	1.22	2.21	1.47	0.48	1.39 kg/cm2
Arenoso de baja plasticidad (ML)	4.95	5.10	5	0.99	0.43	1.08	0.72	0.24	0.72 kg/cm2
	5.40	5.55	5	1.00	0.44	1.08	0.72	0.24	0.72 kg/cm2
CL	5.85	6.00	19	2.47	2.26	3.72	2.48	0.81	2.40 kg/cm2
	6.30	6.60	8	1.16	0.74	1.52	1.01	0.33	0.97 kg/cm2
	6.60	-	34	7.04	4.37	6.76	4.51	1.48	5.31 kg/cm2

  
 Rivadeneira Oblitas Henry  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

TESISTA : BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

TESIS : "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO CON COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019"

UBICACIÓN : URBANIZACIÓN SAN JUAN DE DIOS, CHICLAYO

: SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
 : SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
 NORMA DE REFERENCIA: : N.T.P. 399.128 : 1999  
 : N.T.P. 399.131  
 : N.T.P. 339.127: 1998

STP #02 Progresiva 0+000  
 Muestra: M-1 Profundidad: 1.50 m - 3.60 m

Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	0.0	100.0
N° 10	2.000	1.0	99.0
N° 20	0.850	2.1	97.9
N° 40	0.425	3.6	96.4
N° 50	0.300	4.6	95.4
N° 100	0.150	9.8	90.2
N° 200	0.075	13.1	86.9

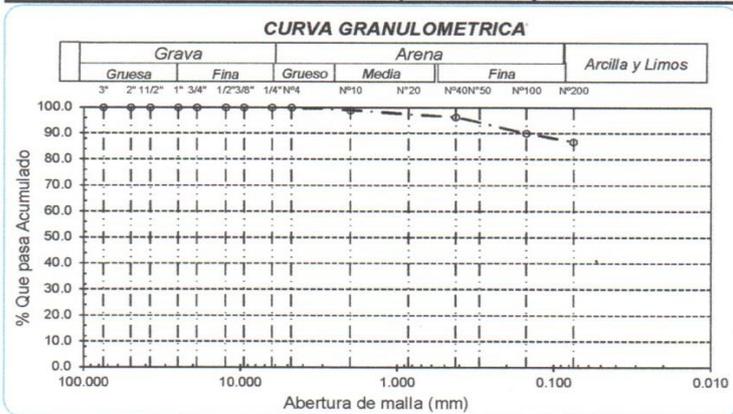
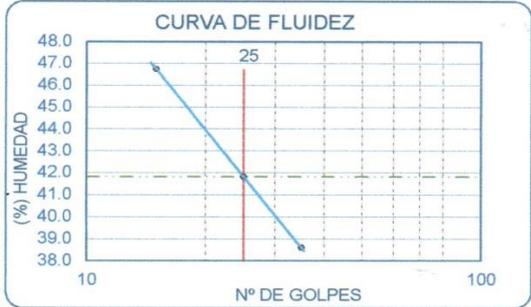
Distribución granulométrica			
% Grava	G.G. %	0.0	0.0
	G.F. %	0.0	0.0
% Arena	A.G. %	1.0	13.1
	A.M. %	2.6	13.1
	A.F. %	9.5	13.1
% Arcilla y Limo		86.9	86.9
Total		100.0	100.0

Contenido de Humedad	
	27.11

Ensayo de Limite de Atterberg	
Limite liquido (LL)	41.82 (%)
Limite Plastico (LP)	20.22 (%)
Indice Plastico (IP)	21.59 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL
Descripción del suelo	
Arcilla de baja plasticidad	
Clasificación (AASHTO)	A-7-6 (13)
Descripción	
MALO	



*[Handwritten Signature]*  
 RIVERA OBLITAS DENI  
 TÉCNICO DE LABORATORIO



TESISTA : BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

TESIS : "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO CON COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019"

UBICACIÓN :  
URBANIZACIÓN SAN JUAN DE DIOS, CHICLAYO

NORMA DE REFERENCIA :  
: SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
: SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
: N.T.P. 399.128 : 1999  
: N.T.P. 399.131  
: N.T.P. 339.127: 1998

STP #02 Progresiva Muestra: M-3 Profundidad: 6.30 - 6.60 m

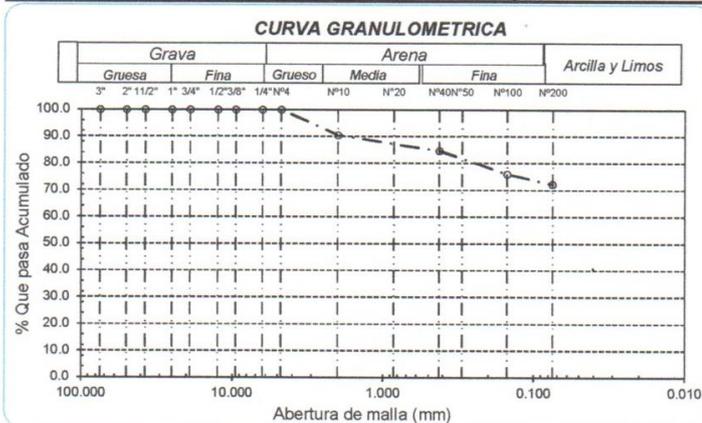
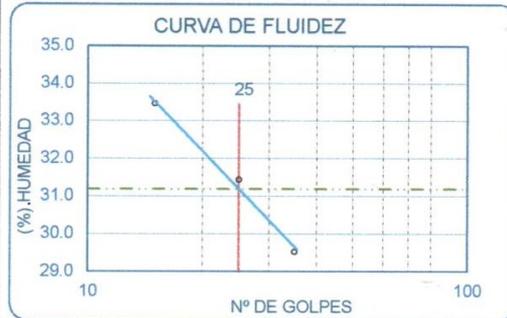
Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	0.0	100.0
N° 10	2.000	9.5	90.5
N° 20	0.850	12.5	87.5
N° 40	0.425	15.3	84.7
N° 50	0.300	17.7	82.3
N° 100	0.150	24.0	76.0
N° 200	0.075	27.8	72.2

Distribución granulométrica			
% Grava	G.G. %	0.0	
	G.F. %	0.0	0.0
% Arena	A.G. %	9.5	
	A.M. %	5.8	
	A.F. %	12.5	27.8
% Arcilla y Limo		72.2	72.2
Total			100.0

Ensayo de Límite de Atterberg	
Límite líquido (LL)	31.19 (%)
Límite Plástico (LP)	20.94 (%)
Índice Plástico (IP)	10.25 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL
Descripción del suelo	
Arcilla de baja plasticidad con arena	
Clasificación (AASHTO)	A-6 (8)
Descripción	
MALO	



Rivendeyra Oblitas Jenny  
TÉCNICO DE LABORATORIO



**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE  
MOGROVEJO**  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES, SUELOS Y  
PAVIMENTOS  
Av. San Josemaría Escrivá N°855. Chiclayo - Perú

ENSAYO : SUELOS. Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo.

REFERENCIA : NTP 339.131 ASTM D - 854

Tesista BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

Pág. 01 de 01

Tesis "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019 "

Ubicación DISTRITO CHICLAYO, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE

<u>SPT - 02</u> <u>Muestra</u> : M-1 <u>Profundidad</u> : 1.50 - 3.60 m.		
Peso específico relativo de sólidos ( $G_s$ )	g/cm <sup>3</sup>	2.503

<u>SPT - 02</u> <u>Muestra</u> : M - 2 <u>Profundidad</u> : 3.60 - 6.30 m.		
Peso específico relativo de sólidos ( $G_s$ )	g/cm <sup>3</sup>	2.136

<u>SPT - 02</u> <u>Muestra</u> : M - 3 <u>Profundidad</u> : 6.30 - 6.60m.		
Peso específico relativo de sólidos ( $G_s$ )	g/cm <sup>3</sup>	2.251

  
Rivadeneayra Oblitas Henry  
TÉCNICO DE LABORATORIO

**SPT-03**

 <p>USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo</p>	FACULTAD DE INGENIERÍA	
	<b>"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019 "</b>	
TESISTA:	BARRIOS FARRÓNAN LUIS DAVID	FECHA: 26/01/2019

REGISTRO DE EXPLORACIÓN									
PROF. (m)	Q adm Kg/cm <sup>2</sup>	φ	CLASIFICACIÓN		CONT. HUMEDAD (%)	SPT - 03		DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
			SÍMBOLO	GRÁFICO		N	NUMERO DE GOLPES		
N.T.N								Material descontrolado de desmonte	
0.00									
-1.50	2.44	33.21 °	CL	[Dotted pattern]	21.34%	5	[SPT graph]	Arcilla de baja Plasticidad (CL) Límite líquido 41.21% Índice plástico 19.87% Humedad natural 21.34%	
-1.95	1.92	31.70 °				10			22
-2.40	1.59	30.69 °				7			21
-2.85	1.51	30.47 °				7			21
-3.30	1.77	31.27 °				9			23
-3.75	0.90	28.50 °				6			24
-4.20	1.36	29.99 °	SC	[Dotted pattern]	8.48%	11	[SPT graph]	Arena arcillosa (SC) Límite líquido 21.43% Índice plástico 12.95% Humedad natural 8.48%	
-4.65	1.32	29.85 °				5			17
-5.10	1.18	29.43 °				6			18
-5.55	0.80	28.16 °				7			15
-6.00	0.79	28.11 °				5			27
-6.45	6.10	42.97 °				6			50
-6.75	4.18	38.00 °	CL	[Dotted pattern]	14.25%	12	[SPT graph]	Arcilla de baja plasticidad con arena (CL) Límite líquido 34.72% Índice plástico 20.47% Humedad natural 14.25%	
						15			99
						18			72
						17			0

  
 Rivadeneira Oblitas Henry  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

**Tesista:** BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

Pág. 02 de 04

**Tesis:** "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019 "

**Ubicación:** DISTRITO CHICLAYO, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE

CORRELACIONES PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE		
Según Crespo :	Según Terzaghi y Peck :	Según Bowles:
$q_{adm} \left( \frac{Tn}{m^2} \right) = 1.33 \times N_{corr}$	$q_{adm} \left( \frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{N_{corr}}{5}$	$q_{adm} \left( \frac{kg}{cm^2} \right) = 0.162 \times N_{corr}$
Según Terzaghi :	Según Hara:	
$q_{adm} \left( \frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{N_{corr}}{8}$	$q_{adm} \left( \frac{KN}{m^2} \right) = 29 \times N_{corr}^{0.72}$	

CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm <sup>2</sup> )									
Estrato	Profundidad (m)		N (60)	Crespo (kg/cm <sup>2</sup> )	Peck (kg/cm <sup>2</sup> )	Bowles (kg/cm <sup>2</sup> )	Terzaghi (kg/cm <sup>2</sup> )	Hara (kg/cm <sup>2</sup> )	q <sub>adm</sub>
Arcilla de baja plasticidad (CL)	1.50	1.95	19	2.51	3.77	3.05	2.36	2.45	2.44 kg/cm <sup>2</sup>
	1.95	2.40	14	1.93	2.89	2.34	1.81	2.03	1.92 kg/cm <sup>2</sup>
	2.40	2.85	12	1.56	2.34	1.90	1.46	1.74	1.59 kg/cm <sup>2</sup>
	2.85	3.30	11	1.48	2.22	1.80	1.39	1.67	1.51 kg/cm <sup>2</sup>
	3.30	3.75	13	1.76	2.65	2.15	1.66	1.90	1.77 kg/cm <sup>2</sup>
Arena Arcillosa (SC)	3.75	4.20	6	0.83	1.24	1.01	0.78	1.10	0.90 kg/cm <sup>2</sup>
	4.20	4.65	10	1.31	1.97	1.60	1.23	1.54	1.36 kg/cm <sup>2</sup>
	4.65	5.10	10	1.26	1.90	1.54	1.19	1.50	1.32 kg/cm <sup>2</sup>
	5.10	5.55	8	1.12	1.68	1.36	1.05	1.37	1.18 kg/cm <sup>2</sup>
	5.55	6.00	5	0.72	1.09	0.88	0.68	1.00	0.80 kg/cm <sup>2</sup>
CL	6.00	6.45	5	0.71	1.06	0.86	0.67	0.99	0.79 kg/cm <sup>2</sup>
	6.45	6.75	51	6.83	10.27	8.32	6.42	5.04	6.10 kg/cm <sup>2</sup>
	6.75		34	4.53	6.81	5.52	4.26	3.75	4.18 kg/cm <sup>2</sup>

Nota: Para q<sub>adm</sub> se tomará el menor valor N60 del primer estrato siendo este 11 por lo tanto la capacidad portante será 1.51 kg/cm<sup>2</sup>

  
 Rivadeneira Oblitas Henry  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

**Tesis:** BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

Pág. 03 de 04

**Tesis:** "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019"

**Ubicación:** DISTRITO CHICLAYO, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE

CORRELACIÓN PARA ESTIMAR EL ÁNGULO DE FRICCIÓN		
Según Peck, Hanson y Thornburn:	Según Shioi and Fukui (1982) :	Según Hatanaka y Ucida (1996):
$\phi = 27.1 + 0.3 \times N_{60} - 0.00054 \times (N_{60})^2$	$\phi = 0.6 \times N_{60} + 27$	$\phi = \sqrt{20 \times N_{60}} + 20$
Según Peck:	Según Kishida:	Según Japan National Railway:
$\phi = 28.5 + 0.25 \times N_{60}$	$\phi = 15 + (20 \times N_{60})^{0.5}$	$\phi = 27 + 0.30 \times N_{60}$

Estrato	Profundidad (m)		N60	Peck, Hanson y Thornburn	Shioi and Fukui	Hatanaka y Ucida	Peck	Kishida	Japan National Railway	$\Phi$
Arcilla de baja plasticidad (CL)	1.50	1.95	19	32.6 °	38.3 °	39.4 °	33.2 °	34.4 °	32.7 °	33.21 °
	1.95	2.40	14	31.3 °	35.7 °	37.0 °	32.1 °	32.0 °	31.3 °	31.70 °
	2.40	2.85	12	30.5 °	34.0 °	35.3 °	31.4 °	30.3 °	30.5 °	30.69 °
	2.85	3.30	11	30.4 °	33.7 °	34.9 °	31.3 °	29.9 °	30.3 °	30.47 °
	3.30	3.75	13	31.0 °	35.0 °	36.3 °	31.8 °	31.3 °	31.0 °	31.27 °
	3.75	4.20	6	28.9 °	30.7 °	31.2 °	30.1 °	26.2 °	28.9 °	28.50 °
Limo Arenoso de baja plasticidad (ML)	4.20	4.65	10	30.0 °	32.9 °	34.0 °	31.0 °	29.0 °	30.0 °	29.99 °
	4.65	5.10	10	29.9 °	32.7 °	33.8 °	30.9 °	28.8 °	29.9 °	29.85 °
	5.10	5.55	8	29.6 °	32.1 °	33.0 °	30.6 °	28.0 °	29.5 °	29.43 °
CL	5.55	6.00	5	28.7 °	30.3 °	30.4 °	29.9 °	25.4 °	28.6 °	28.16 °
	6.00	6.45	5	28.7 °	30.2 °	30.3 °	29.8 °	25.3 °	28.6 °	28.11 °
	6.45	6.75	51	41.1 °	57.8 °	52.0 °	41.3 °	47.0 °	42.4 °	42.97 °
	6.75		34	36.7 °	47.4 °	46.1 °	37.0 °	41.1 °	37.2 °	38.00 °

  
 Rivadeneira Obilias Henry  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

Tesista: BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

Pág. 03 de 04

Tesis: "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019 "

Ubicación: DISTRITO CHICLAYO, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE

CORRELACIÓN PARA ESTIMAR EL ÁNGULO DE FRICCIÓN		
Según Peck, Hanson y Thornburn:	Según Shioi and Fukui (1982) :	Según Hatanaka y Ucida (1996):
$\phi = 27.1 + 0.3 \times N_{60} - 0.00054 \times (N_{60})^2$	$\phi = 0.6 \times N_{60} + 27$	$\phi = \sqrt{20 \times N_{60}} + 20$
Según Peck:	Según Kishida:	Según Japan National Railway:
$\phi = 28.5 + 0.25 \times N_{60}$	$\phi = 15 + (20 \times N_{60})^{0.5}$	$\phi = 27 + 0.30 \times N_{60}$

Estrato	Profundidad (m)		N60	Peck, Hanson y Thornburn	Shioi and Fukui	Hatanaka y Ucida	Peck	Kishida	Japan National Railway	$\Phi$
Arcilla de baja plasticidad (CL)	1.50	1.95	19	32.6 °	38.3 °	39.4 °	33.2 °	34.4 °	32.7 °	33.21 °
	1.95	2.40	14	31.3 °	35.7 °	37.0 °	32.1 °	32.0 °	31.3 °	31.70 °
	2.40	2.85	12	30.5 °	34.0 °	35.3 °	31.4 °	30.3 °	30.5 °	30.69 °
	2.85	3.30	11	30.4 °	33.7 °	34.9 °	31.3 °	29.9 °	30.3 °	30.47 °
	3.30	3.75	13	31.0 °	35.0 °	36.3 °	31.8 °	31.3 °	31.0 °	31.27 °
Limo Arenoso de baja plasticidad (ML)	3.75	4.20	6	28.9 °	30.7 °	31.2 °	30.1 °	26.2 °	28.9 °	28.50 °
	4.20	4.65	10	30.0 °	32.9 °	34.0 °	31.0 °	29.0 °	30.0 °	29.99 °
	4.65	5.10	10	29.9 °	32.7 °	33.8 °	30.9 °	28.8 °	29.9 °	29.85 °
	5.10	5.55	8	29.6 °	32.1 °	33.0 °	30.6 °	28.0 °	29.5 °	29.43 °
CL	5.55	6.00	5	28.7 °	30.3 °	30.4 °	29.9 °	25.4 °	28.6 °	28.16 °
	6.00	6.45	5	28.7 °	30.2 °	30.3 °	29.8 °	25.3 °	28.6 °	28.11 °
	6.45	6.75	51	41.1 °	57.8 °	52.0 °	41.3 °	47.0 °	42.4 °	42.97 °
	6.75		34	36.7 °	47.4 °	46.1 °	37.0 °	41.1 °	37.2 °	38.00 °

  
Rivadeneira Oblitas Henry  
TÉCNICO DE LABORATORIO

**Tesista:** BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

Pág. 04 de 04

**Tesis:** "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019 "

**Ubicación:** DISTRITO CHICLAYO, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE

Según Terzaghi:		Según Peck y Hamson
$k_{30} = 0.6 \times 10^{\left(\frac{N_{60}+2}{34}\right)}$	$k_{30} = \frac{N_{60}}{7.35} - 0.31$	$k_{30} = \frac{N_{60}}{23.2}$
Según Peck:		
$k_{30} = \frac{N_{60}}{5.08}$	$k_{30} = \frac{N_{60}}{7.62}$	

Estrato	Profundidad (m)		N60	Terzaghi		Pack y Hamson		Peck	K30
Arcilla de baja plasticidad (CL)	1.50	1.95	19	2.46	2.25	3.71	2.47	0.81	2.40 kg/cm2
	1.95	2.40	14	1.83	1.66	2.85	1.90	0.62	1.80 kg/cm2
	2.40	2.85	12	1.52	1.28	2.30	1.54	0.50	1.44 kg/cm2
	2.85	3.30	11	1.46	1.20	2.19	1.46	0.48	1.37 kg/cm2
	3.30	3.75	13	1.69	1.49	2.61	1.74	0.57	1.64 kg/cm2
Limo Arenoso de baja plasticidad (ML)	3.75	4.20	6	1.05	0.54	1.22	0.82	0.27	0.80 kg/cm2
	4.20	4.65	10	1.34	1.03	1.94	1.29	0.42	1.22 kg/cm2
	4.65	5.10	10	1.31	0.98	1.87	1.25	0.41	1.18 kg/cm2
	5.10	5.55	8	1.22	0.84	1.66	1.11	0.36	1.05 kg/cm2
	5.55	6.00	5	0.99	0.43	1.07	0.71	0.23	0.71 kg/cm2
CL	6.00	6.45	5	0.99	0.41	1.05	0.70	0.23	0.70 kg/cm2
	6.45	6.75	51	22.24	6.68	10.11	6.74	2.21	11.88 kg/cm2
	6.75		34	6.89	4.32	6.70	4.47	1.47	5.23 kg/cm2

  
 Rivaldeire Oblitas Henry  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

TESISTA : BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

TESIS : "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO CON COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019"

UBICACIÓN : URBANIZACIÓN SAN JUAN DE DIOS, CHICLAYO

: SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
: SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
NORMA DE REFERENCIA: : N.T.P. 399.128 : 1999  
: N.T.P. 399.131  
: N.T.P. 339.127: 1998

STP #03

Muestra: M-1

Profundidad: 1.50 m - 3.30 m

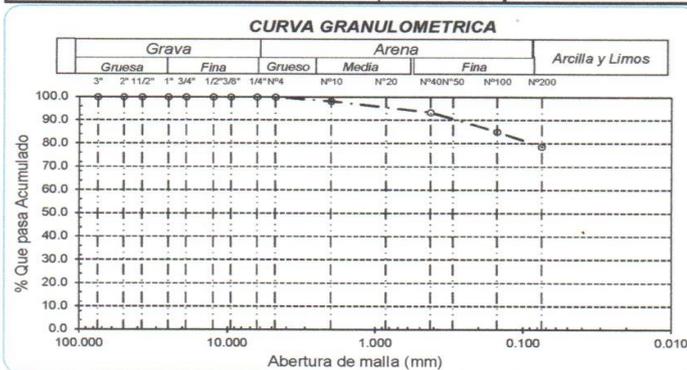
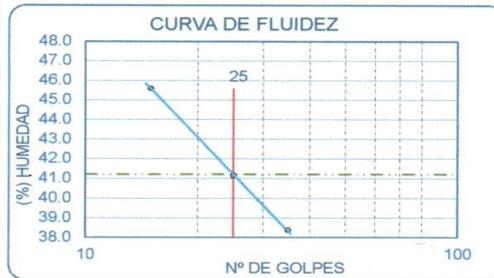
Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	0.0	100.0
N° 10	2.000	1.8	98.2
N° 20	0.850	4.0	96.0
N° 40	0.425	6.5	93.5
N° 50	0.300	8.6	91.4
N° 100	0.150	14.9	85.1
N° 200	0.075	21.3	78.7

Distribución granulométrica			
% Grava	G.G. %	0.0	
	G.F. %	0.0	0.0
% Arena	A.G. %	1.8	
	A.M. %	4.7	
	A.F. %	14.8	21.3
% Arcilla y Limo		78.7	78.7
Total		100.0	

Ensayo de Límite de Atterberg	
Límite líquido (L.L.)	41.21 (%)
Límite Plástico (L.P.)	19.87 (%)
Índice Plástico (I.P.)	21.34 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL
Descripción del suelo	
Arcilla de baja plasticidad	
Clasificación (AASHTO)	A-7-6 (13)
Descripción	
MALO	



*Rivadeneyra Oblitas Henry*  
TÉCNICO DE LABORATORIO

TESISTA : BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

TESIS : "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO CON COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019"

UBICACIÓN : URBANIZACIÓN SAN JUAN DE DIOS, CHICLAYO

: SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
: SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
NORMA DE REFERENCIA: : N.T.P. 399.128 : 1999  
: N.T.P. 399.131  
: N.T.P. 339.127: 1998

STP #03 Progresiva Muestra: M-2 0+000 Profundidad: 3.30 m - 6.00 m

Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	0.0	100.0
N° 10	2.000	0.8	99.2
N° 20	0.850	1.7	98.3
N° 40	0.425	4.8	95.2
N° 50	0.300	10.1	89.9
N° 100	0.150	56.1	43.9
N° 200	0.075	69.8	30.2

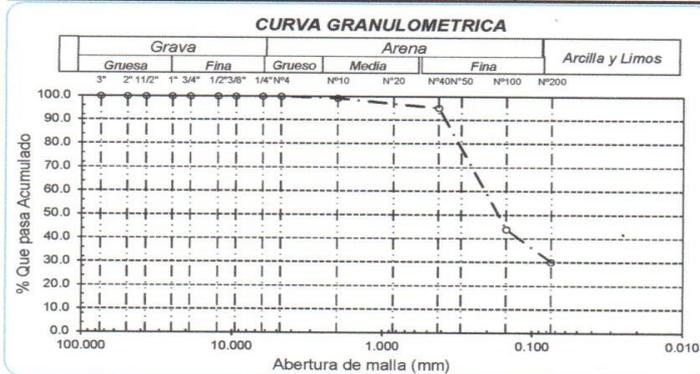
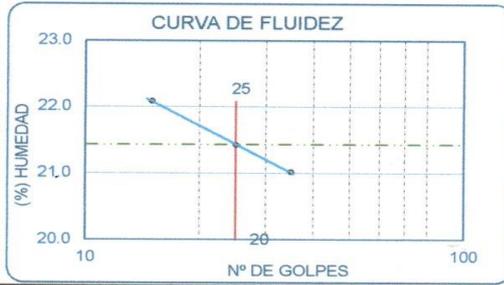
Distribución granulométrica			
% Grava	G.G. %	0.0	
	G.F. %	0.0	0.0
% Arena	A.G. %	0.8	
	A.M. %	4.0	
	A.F. %	65.0	69.8
% Arcilla y Limo		30.2	
<b>Total</b>			100.0

Ensayo de Límite de Atterberg	
Límite líquido (LL)	21.43 (%)
Límite Plástico (LP)	12.95 (%)
Índice Plástico (IP)	8.48 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	SC
Descripción del suelo: Arena arcillosa	
Clasificación (AASHTO)	A-2-4 (0)
Descripción: BUENO	

Contenido de Humedad	
	24.17



Rivada Meyra Oblitas Henry  
TÉCNICO DE LABORATORIO

TESISTA : BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID

TESIS : "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO CON COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019"

UBICACIÓN : URBANIZACIÓN SAN JUAN DE DIOS, CHICLAYO

NORMA DE REFERENCIA : SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
: SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
: N.T.P. 399.128 : 1999  
: N.T.P. 399.131  
: N.T.P. 339.127: 1998

STP #03

Muestra: M-3

Profundidad: 6.45 - 6.90 m

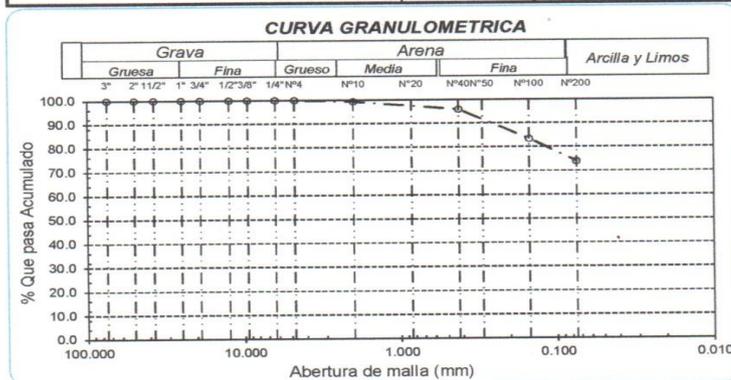
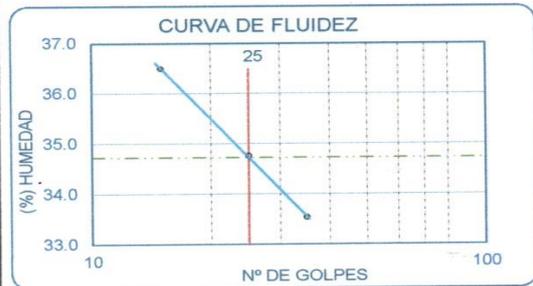
Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	0.0	100.0
N° 10	2.000	0.6	99.4
N° 20	0.850	1.7	98.3
N° 40	0.425	4.0	96.0
N° 50	0.300	6.4	93.6
N° 100	0.150	16.5	83.5
N° 200	0.075	26.0	74.0

Distribución granulométrica			
% Grava	G.G. %	0.0	0.0
	G.F. %	0.0	
	A.G. %	0.6	
% Arena	A.M. %	3.4	26.0
	A.F. %	22.0	
	A.F. %	22.0	
% Arcilla y Limo		74.0	74.0
Total		100.0	100.0

Ensayo de Límite de Atterberg	
Límite líquido (LL)	34.72 (%)
Límite Plástico (LP)	20.47 (%)
Índice Plástico (IP)	14.25 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL
Descripción del suelo	Arcilla de baja plasticidad con arena
Clasificación (AASHTO)	A-6 (10)
Descripción	MALO



Rivadeneira Oblitas Jén  
TÉCNICO DE LABORATORIO



**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE  
MOGROVEJO**  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES, SUELOS Y  
PAVIMENTOS  
Av. San Josemaría Escrivá N°855. Chiclayo - Perú

ENSAYO : SUELOS. Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo.

REFERENCIA : NTP 339.131 ASTM D - 854

Tesista BARRIOS FARROÑAN, LUIS DAVID Pág. 01 de 01

Tesis "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019 "

Ubicación DISTRITO CHICLAYO, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE

<u>SPT - 03</u> <u>Muestra</u> : M-1 <u>Profundidad</u> : 1.50 - 3.30m.		
Peso específico relativo de sólidos ( $G_s$ )	g/cm <sup>3</sup>	2.634

<u>SPT - 03</u> <u>Muestra</u> : M - 2 <u>Profundidad</u> : 3.30 - 6.00 m.		
Peso específico relativo de sólidos ( $G_s$ )	g/cm <sup>3</sup>	2.136

<u>SPT - 03</u> <u>Muestra</u> : M - 3 <u>Profundidad</u> : 6.00 - 6.75 m.		
Peso específico relativo de sólidos ( $G_s$ )	g/cm <sup>3</sup>	2.576

  
Rivadeneira Oblitas Henry  
TÉCNICO DE LABORATORIO

## **Anexo 2 Estudio de Impacto Ambiental**

### **Estudio de impacto ambiental**

El estudio de impacto ambiental de “ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL DISEÑO CON COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y COLUMNAS MIXTAS (CONCRETO Y ACERO) DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO, 2018-2019”; para esto se tendrá en cuenta lo señalado en la Ley del Sistema Nacional de Evaluación de Impacto Ambiental y su Reglamento.

### **ASPECTOS GENERALES**

#### **Ubicación**

De imagen satelital de Google, el área de trabajo se ubica en la Región Lambayeque, distrito de Chiclayo, a una altitud de 37.00 msnm.



Figura 29 Vista Satelital

Fuente: Satelital Google Earth

#### **Acceso al área de proyecto**

Tomando de referencia el Mapa Vial de Chiclayo, para llegar al lugar donde se desarrollará el proyecto, se realiza un recorrido de 10 minutos en vehículo desde la ciudad de Chiclayo, por una carretera afirmada hacia el distrito de Pomalca.

#### **Imagen N° 02 – Mapa Vial de Chiclayo**



Figura 30 Vista Satelital

Fuente: Google Maps

## ASPECTOS FÍSICOS

### Vulnerabilidad y cambio climático

La ciudad de Chiclayo en general en la costa norte del Perú, los Fenómenos de Origen Climático más recurrente son las inundaciones, se presentan durante los periodos extraordinarios de lluvias, relacionadas directamente con la presencia del Fenómeno de El Niño.

### Suelos

### Uso del Suelo

En la zona del proyecto, el uso de tierras para actividades agrícolas y comerciales en mayor porcentaje según Gobierno Regional de Lambayeque [29] se ha identificado 64 unidades de tierras (1, 485,577.29 ha); de éstas, 52 unidades son para uso agropecuario y forestal (837,653.68 ha).

### Infraestructura por construir

- Nave Central
- Mezanine para el coro
- Oficinas de atención
- Oratorio
- Sacristía
- Dormitorios
- Aulas
- Auditorio

- Servicios Higiénicos
- Estacionamiento
- Áreas Verdes

### **Metodología**

- Uso de la Matriz de Leopold.
- Considerar las fases o etapas: Trabajos preliminares, etapa de construcción
- Identificación de las acciones o actividades involucradas durante el desarrollo del proyecto que podrían generar impacto.
- Seleccionar listado referente a los factores o componentes del ambiente que pueden ser afectados por el proyecto.
- Identificación y valoración de los impactos ambientales.
- Análisis y descripción de los principales impactos.
- Planteamiento del Plan de manejo ambiental.

### **Acciones del proyecto consideradas en el estudio de impacto ambiental**

#### **Trabajos Preliminares**

- Trazo y nivelación

#### **Etapas de Construcción**

- Movimiento de tierra para cimentación
- Obras de concreto simple
- Obras de concreto armado
- Encofrados y desencofrados

#### **Etapas de operación y mantenimiento**

- Mantenimiento de la infraestructura
- Acciones que mejoran el paisaje
- Acciones que repercuten sobre la infraestructura
- Modificación del entorno social
- Modificación del entorno económico
- Modificación del entorno cultural

### **Factores ambientales considerados susceptibles de ser impactados**

#### **MEDIO FÍSICO**

- Aire
- Suelo

- Agua
- Flora
- Fauna
- Paisaje

## MEDIO SOCIO ECONÓMICO

- Población
- Economía
- Infraestructura
- Servicios

## MATRIZ DE LEOPOLD Y SU IDENTIFICACIÓN Y VALORACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES

En Anexo, se presenta la Matriz de Leopold, el cual se ubica las acciones seleccionadas y los factores respectivos, para efectos de realizar su valoración correspondiente, se ha realizado la identificación y valoración de Impactos según su Magnitud e Importancia, presentándose en el cuadro adjunto un resumen de los componentes ambientales.

CUADRO RESUMEN DE LA MATRIZ DE LEOPOLD. PARA EL PROYETO						
ACC.PROYECTO	E. TRAB. PRELIM.		E. CONSTRUCCION		T. COMP. AMBIENTAL	
FACTORES AMBIENTALES	M	I	M	I	M	I
<i>I MEDIO FISICO</i>	-33	34	-50	70	-83	104
<i>II MEDIO SOCIOECONOMICO</i>	50	55	151	152	201	207
<b>TOTAL COMPONENTE DEL PROYECTO</b>	<b>17</b>	<b>89</b>	<b>101</b>	<b>222</b>	<b>118</b>	<b>311</b>

## TRABAJOS PRELIMINARES

Acopio de Materiales de Construcción (M=-15).

## DE CONSTRUCCIÓN

Movimiento de tierras para cimentación (M=-12).

Obras de concreto simple (M=-11).

Obras de concreto de concreto armado (M=-9).

## Plan de manejo ambiental

La ejecución de las obras del Proyecto “*CONSTRUCCIÓN DEL COMPLEJO PARROQUIAL SAN JUAN DE DIOS EN EL DISTRITO DE CHICLAYO*”, se analiza presentando un impacto ambiental con factores positivos y negativos sobre el ámbito de influencia del proyecto. Enmarcando un diseño con la estrategia de minorizar los daños al medio ambiente para su conservación, este será aplicado durante y después de las obras de construcción.

## Instrumentos de la estrategia

Según el Plan de Manejo Ambiental se proponen:

### **Planes de Manejo Ambiental en etapa de construcción:**

- Plan de Acción Preventivo
- Plan de Vigilancia
- Plan de Contingencias
- Plan de Participación Ciudadana

### **• Planes de Manejo Ambiental en etapa de Operación y mantenimiento:**

- Plan de Protección de Factores Ambientales.

### **Planes de Manejo Ambiental en etapa de Obra:**

#### **Plan de Acción Preventivo**

En el presente proyecto como objetivos se tendrá la defensa, protección y regeneración del entorno que sería afectado por la obra, definiendo las medidas necesarias para evitar daños durante la realización del proyecto. De lo que tendremos en cuenta los siguientes:

- a) Control y Prevención de la emisión de polvo.**
- b) Prevención y control de ruidos molestos**
- c) Mitigación de impactos en área de acopio de materiales.**
- d) Mitigación de impactos en las habilitaciones de campamentos y patio de maquinarias.**

#### **Planes de vigilancia**

Este garantizará las medidas, preventivas y correctivas, contenidas en el estudio de impacto ambiental, a fin de lograr la conservación y uso sostenible de los recursos naturales y el medio ambiente durante el proyecto

#### **Plan de Contingencias**

Como finalidad es prevenir y controlar eventualidades naturales y accidentes laborales que pudieran ocurrir en el área del proyecto, de esta manera, este plan permitirá contrarrestar los efectos que pueda generar la ocurrencia de emergencias, producidas por alguna falla de las instalaciones de seguridad o errores involuntarios en la operación y manipulación de los equipos y o herramientas de trabajo.

#### **Plan de Participación Ciudadana**

Este se dará con el fin de evitar molestias en los propietarios de terrenos vecinos a las áreas de influencia de las obras que comprende el proyecto, así como para prevenir que se encuentren incomodos por ello se debe comunicar sobre el proyecto a los propietarios de los terrenos por donde se transitará y ubicará los componentes del proyecto.

Se debe explicar en forma breve y concisa, los posibles impactos o molestias que la obra pueda ocasionar.

### **Planes de Manejo Ambiental en etapa de Operación:**

#### **Plan de Protección de Factores Ambientales**

Este plan tiene como objetivo mantener y preservar la armonía paisajística al culminar el

presente proyecto cumpliendo lo siguiente

-Se implantará el mantenimiento de cuerpos verdes a través del tratamiento de la vegetación arbórea y del gras que enriquecen el paisaje. Estará a cargo de personal correspondiente contratado por la autoridad local.

-En cuanto a la etapa de operación y mantenimiento de la infraestructura educativa, se debe implementar un óptimo mantenimiento, sugiriéndose sea anual, con adecuada disposición de los residuos al realizar esta actividad, mediante un adecuado sistema de recolección, traslado y eliminación de estos.





### Anexo 3 Estudio topográfico

#### ESTUDIO DE TOPOGRAFÍA:

##### 1. ANTECEDENTES:

Se ha realizado el trabajo de levantamiento topográfico para el proyecto de tesis denominado: “análisis comparativo estructural y económico del diseño con columnas de concreto armado y columnas mixtas (concreto y acero) del complejo parroquial san juan de dios en el distrito de Chiclayo, 2018-2019”



##### 2. OBJETIVOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO:

###### A. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El levantamiento topográfico se realizó con el fin de conocer el relieve del área donde se desarrollará el proyecto antes mencionado, a partir de eso obtener el perfil longitudinal y obtener las secciones transversales.

###### B. ENLACE PLANIMÉTRICO:

La base del levantamiento topográfico del proyecto está constituida por un punto (EST-01) el cual está geo referenciado formando la poligonal de apoyo cerrada. La base geodésica formada permitió realizar el levantamiento topográfico por método de radiación, haciendo cambios de estación y tomando la data necesaria para obtener la planta y detalles para la proyección del instituto educativo. Los hitos monumentados serán tomados como BM's del proyecto, que permitirá desarrollar la topografía en el replanteo y/o ejecución del proyecto.

ESTACIÓN EST-01	
ESTE	631248.023
NORTE	9251058.049
COTA	37.27

###### C. EQUIPOS UTILIZADOS:

- Estación Total: Marca TOP COM.
- Prismas incluye bastones.
- Radios de Comunicación.

- Wincha
- GPS.
- Brújula.
- Altimetro.
- Cámaras Fotográficas.
- Computadoras.
- Materiales de escritorio.

### **LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO:**

El trabajo de campo, se realizó con la finalidad de obtener información del terreno, mediante el levantamiento topográfico, se realizado con personal calificado y personal de apoyo y el uso de equipo apropiado.

### **Procesamiento de la información de campo**

Toda la información en el campo fue guardada en la memoria de la Estación Total marca TOP COM, esta información ha sido procesada en la misma memoria de la estación por coordenadas.

Para adecuación de la información en el uso de los programas de diseño asistido por computadora se realizó una hoja de cálculo que permitió tener la información.

Con los datos obtenidos en el campo, se realizó el cálculo y dibujo del plano de planta, mostrando los desniveles del terreno, como los límites de propiedad, propiedades colindantes, etc.

Tabla 84  
*Coordenadas de vértices UTM – WGS 84*

<b>PUNTO</b>	<b>ESTE</b>	<b>NORTE</b>	<b>TRAMO</b>	<b>DISTANCIA (ml)</b>
P-1	631256.226	9251065.307	P1 - P2	20.82
P-2	631235.648	9251062.126	P2 - P3	20.26
P-3	631239.321	9251042.201	P3 - P4	23.05
P-4	631262.101	9251045.721	P4 – P1	20.45

Fuente: Elaboración propia

### **Linderos del terreno N° 01**

Según el levantamiento topográfico realizado, los linderos del terreno son:

Por el Frente (Norte): Colinda con la Calle S/N con 20.82 ml.

Por la Derecha (Oeste): Colinda con la propiedad Sr. JUAN BAUTISTA 20.26 ml.

Por la Izquierda (Este): Colinda con la Calle S/N con 20.45 ml.

Por el Sur: Colinda con la propiedad Sr. ULISEO LÓPEZ con 23.05 ml.

### **Área del terreno**

El área el terreno según levantamiento Topográfico, realizado en coordinación con las autoridades es de 444.28 m<sup>2</sup>.

### **Área construida**

El área construida es de 16.63 m<sup>2</sup>.

### **Área libre**

El área libre es de 427.65 m<sup>2</sup>.

### **El perímetro**

El perímetro del terreno es de 84.58 ml.

Los límites han sido considerados de acuerdo con los existentes actualmente.

### **PANEL FOTOGRÁFICO**



## DATA TOPOGRÁFICA

DATA - LEVANTAMIENTO PARROQUIA				
1	9251058.05	631248.02	37.270	EST-01
2	9251066.65	631257.08	37.000	BM-01
3	9251042.79	631243.15	36.986	PR
4	9251045.72	631262.10	37.200	PR
5	9251065.31	631256.23	37.165	PR
6	9251062.13	631235.65	37.308	PR
7	9251046.41	631238.55	36.990	PR
8	9251050.00	631239.03	37.191	TR
9	9251054.05	631244.63	37.081	TR
10	9251056.34	631240.71	37.206	TR
11	9251055.87	631238.05	37.270	TR
12	9251053.46	631240.44	37.193	TR
13	9251052.97	631243.22	37.170	TR
14	9251055.12	631246.69	37.197	TR
15	9251054.43	631248.16	37.192	TR

16	9251059.25	631247.24	37.183	TR
17	9251058.95	631246.05	37.214	TR
18	9251061.86	631253.49	36.950	TR
19	9251059.13	631253.44	36.929	TR
20	9251052.64	631257.09	36.986	TR
21	9251050.17	631257.06	36.998	TR
22	9251045.76	631253.54	37.045	TR
23	9251044.17	631246.89	37.099	TR
24	9251046.04	631245.03	36.911	SPT-03
25	9251057.67	631238.39	37.145	TR
26	9251060.88	631240.05	37.157	SPT-01
27	9251056.68	631256.16	36.650	SPT-02
28	9251050.68	631244.10	37.156	TR
29	9251050.39	631251.54	36.948	TR
30	9251053.42	631251.71	37.050	TR
31	9251048.04	631249.20	36.958	TR
32	9251047.24	631256.27	37.008	TR
33	9251062.86	631249.53	37.010	TR
34	9251064.08	631254.41	37.125	TR
35	9251061.68	631246.26	37.102	TR
36	9251048.50	631246.52	37.085	TR
38	9251058.70	631242.66	37.197	TR
39	9251056.98	631243.78	37.208	TR
40	9251059.91	631236.93	37.284	TR
41	9251061.88	631242.65	37.245	TR
42	9251061.67	631238.81	37.315	TR
43	9251057.40	631251.59	36.859	TR
44	9251055.59	631252.26	36.875	TR
45	9251054.32	631255.08	36.898	TR
46	9251056.56	631254.21	36.905	TR
47	9251052.86	631254.57	36.985	TR
48	9251054.80	631257.26	36.690	TR
49	9251058.77	631255.76	36.759	TR
50	9251057.43	631255.00	36.687	TR
51	9251060.41	631250.83	37.138	TR
52	9251063.22	631252.26	36.985	TR
53	9251048.58	631241.19	37.215	TR
54	9251050.09	631241.56	37.184	TR
55	9251051.47	631238.83	37.189	TR
56	9251051.79	631241.54	37.188	TR
57	9251048.54	631244.03	37.201	TR
58	9251049.49	631243.67	37.210	TR
59	9251048.49	631239.21	37.198	TR
60	9251047.52	631240.54	37.218	TR

61	9251046.50	631259.88	37.205	TR
62	9251047.93	631259.09	37.215	TR
63	9251046.19	631260.43	37.208	TR
64	9251048.32	631252.96	36.968	TR
65	9251049.75	631254.20	37.008	TR
66	9251046.24	631251.87	37.058	TR
67	9251045.37	631249.55	37.114	TR
68	9251046.11	631248.37	37.135	TR
69	9251046.92	631250.61	37.018	TR
70	9251052.31	631249.61	37.150	TR
71	9251052.13	631246.66	37.137	TR
72	9251050.20	631249.70	37.115	TR
73	9251050.24	631247.26	37.089	TR
74	9251051.38	631248.22	37.108	TR
75	9251053.10	631248.22	37.045	TR
76	9251053.01	631246.05	37.112	TR
77	9251051.88	631245.17	37.150	TR
79	9251049.84	631246.07	37.178	TR
80	9251055.82	631250.16	36.959	TR
81	9251054.47	631250.62	36.878	TR
82	9251056.21	631248.59	36.918	TR
83	9251056.59	631246.44	37.081	TR
84	9251062.80	631246.27	37.118	TR
85	9251063.26	631248.26	37.081	TR
86	9251062.00	631244.69	37.238	TR
87	9251060.08	631243.57	37.218	TR
88	9251060.04	631245.86	37.184	TR
89	9251058.02	631245.08	37.197	TR
90	9251059.30	631240.33	37.178	TR
91	9251057.59	631241.35	37.187	TR
92	9251044.08	631244.44	37.051	TR
93	9251044.94	631242.98	36.988	TR
94	9251046.86	631246.81	37.105	TR
95	9251060.84	631249.23	37.141	TR
96	9251059.03	631249.99	37.172	TR
97	9251057.41	631250.46	37.124	TR
98	9251058.94	631252.03	37.087	TR
99	9251061.55	631251.53	37.114	TR
100	9251042.22	631239.32	37.014	PR