

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



**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COMPLEJO DEPORTIVO NUEVO
SAN LORENZO, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES,
DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTÍZ, PROVINCIA DE
CHICLAYO, 2017**

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

AUTOR

ELIZABETH MARIE ARRUE VINCES

ASESOR

Ing. EDUARDO ANTONIO LARREA WONG

Chiclayo, 2019

DEDICATORIA

A Dios, por iluminarme cada día, saber guiar mis pasos durante esta trayectoria y permitirme poder cumplir mis metas tan anheladas.

A mis padres, Carmen y Lizardo, por ser mi inspiración, forjarme como persona y brindarme su amor y apoyo incondicional.

A mi querida sobrina, Astrid, por ser mi motivo para seguir adelante y a mis hermanos Liz, Cesar y Manuel por su apoyo durante mi vida universitaria.

AGRADECIMIENTO

A través de estas líneas me es grato transmitir mi agradecimiento en primer lugar a Dios por haberme permitido culminar esta larga etapa de mi vida, con mucho éxito.

A mi amada madre Carmen Rosa Vincés Calderón por haberme dado la oportunidad de ser un profesional, por siempre alentarme y apoyarme en cada decisión tomada y ser mi apoyo y fortaleza en aquellos momentos de dificultad y debilidad.

A mi asesor, Ing. Eduardo Antonio Larrea Wong por su constante apoyo y dedicación en este proyecto de investigación y por sus sabios consejos durante esta carrera profesional.

Finalmente, a mi Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo por todos los conocimientos adquiridos durante esta etapa.

RESUMEN

Debido a la falta de infraestructura deportiva existente en el Distrito de José Leonardo Ortiz y a la necesidad de disminuir los problemas de alcoholismo, drogadicción, pandillaje y delincuencia existentes en este distrito; el presente proyecto tiene como finalidad realizar el Diseño Estructural del Complejo Deportivo Nuevo San Lorenzo ubicado en el distrito de José Leonardo Ortiz, Provincia de Chiclayo utilizando estructuras especiales con la finalidad de ayudar a mitigar los problemas existentes antes mencionados en el distrito, beneficiando en gran medida a la sociedad y mejorando los procesos de socialización.

Partiendo de los planos de Arquitectura, se propuso utilizar Estructuras telescópicas y estructuras metálicas para cubrir grandes luces, dar un aspecto más agradable al proyecto y con ello contar con una infraestructura segura y adecuada para la población sirviendo como un espacio recreativo y deportivo.

PALABRAS CLAVES: Competencia deportivas, Complejo deportivo, Estructuras telescópicas, Grandes luces.

ABSTRACT

Due to the lack of existing sports infrastructure in the District of José Leonardo Ortiz and the need to reduce the problems of alcoholism, drug addiction, gangs and crime in this district; The purpose of this project is to carry out the Structural Design of the Nuevo San Lorenzo Sports Complex located in the district of José Leonardo Ortiz, Province of Chiclayo using special structures with the purpose of helping mitigate the aforementioned problems in the district, greatly benefiting measure society and improving socialization processes.

Starting from the plans of Architecture, it was proposed to use telescopic structures and metal structures to cover large lights, give a more pleasant aspect to the project and thus have a safe and adequate infrastructure for the population serving as a recreational and sports space.

KEYWORDS: Sports competition, Sports complex, Telescopic structures, Big lights.

ÍNDICE

I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO.....	5
2.1. Antecedentes.....	5
2.2. Bases Teórico Científicas	8
III. METODOLOGÍA	9
3.1. Tipo y nivel de investigación	9
3.2. Diseño de investigación.....	9
3.3. Población y muestra	9
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección	9
3.4.1. Técnicas	9
3.4.2. Instrumentos	9
3.5. Plan de Procesamiento de datos	10
3.6. Matriz de consistencia	12
3.7. Procedimientos	12
3.7.1. Levantamiento topográfico.....	12
3.7.2. Ensayos de mecánica de suelos	13
3.7.3. Consideraciones generales para el diseño de estructuras de acero.....	28
3.7.4. Estructuración y predimensionamiento de los módulos de concreto armado del complejo deportivo.....	38
3.7.5. Análisis Sismo resistente.....	42
3.7.6. Consideraciones generales para el diseño de estructuras de concreto	47
3.7.6.1.Diseño de Vigas.....	47
3.7.6.2.Diseño de Columnas.....	50
3.7.6.3.Diseño de Losas Aligeradas.....	50
3.7.6.4.Diseño de Escalera.....	51
3.7.6.5. Diseño de cimentación.....	51
3.7.6.6.Diseño de muros de corte.....	53

3.7.6.7.Diseño de cisterna.....	56
3.7.6.8.Diseño de piscina semi olímpica.....	56
3.7.6.9.Diseño de las plataformas deportivas.....	56
3.7.6.10. Diseño del drenaje Pluvial.....	58
3.7.6.11.Diseño de conexiones.....	59
3.7.6.12.Diseño de cerco perimétrico.....	62
IV. RESULTADOS.....	64
4.1. Levantamiento topográfico.....	64
4.2. Estudio de mecánica de suelos.....	64
4.2.1. Generalidades.....	64
4.2.2. Caracterización físico geográfica.....	64
4.2.3. Alcance de la investigación de campo.....	65
4.2.4. Ensayo de Penetración Estándar (SPT).....	66
4.2.5. Alcance de la Investigación de Laboratorio.....	69
4.3. Diseño de Estructuras de Acero.....	69
4.3.1. Cubierta telescópica retráctil.....	69
4.3.2. Diseño de las Bridas paralelas del auditorio.....	92
4.4. Análisis Sismo resistente para los diferentes ambientes del complejo deportivo.....	105
4.5. Modelamiento de los ambientes del complejo deportivo.....	114
4.6. Diseño de los elementos de concreto armado.....	117
4.6.1. Diseño de vigas.....	117
4.6.2. Diseño de Columnas.....	122
4.6.3. Diseño de Losas Aligeradas en una dirección.....	149
4.6.4. Diseño de losas aligeradas en dos direcciones.....	155
4.6.5. Diseño de Escalera.....	165
4.6.6. Diseño de Cimentación.....	167
4.6.7. Diseño de muro de corte.....	168

4.6.8. Diseño de cisterna.....	171
4.6.9. Diseño de piscina semi olímpica	176
4.6.10. Diseño de plataformas deportivas	178
4.6.11. Diseño de drenaje del complejo deportivo	180
4.6.12. Diseño de conexiones	181
4.6.13. Diseño de graderías	189
4.6.14. Diseño de cerco perimétrico	193
4.6.15. Metrados de estructuras	196
4.6.16. Criterios asumidos para los aportes unitarios	202
V. DISCUSIÓN	203
VI. CONCLUSIONES	205
VII. RECOMENDACIONES	207
VIII. BIBLIOGRAFÍA	208
IX. ANEXOS.....	211

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N°1:Factor de corrección de energía	16
Tabla N°2: Variación nB	16
Tabla N°3: Variación nR	17
Tabla N°4: Variación nR	17
Tabla N°5:Correlación para el ángulo de fricción	19
Tabla N°6:Tamices	21
Tabla N°7: Factores de forma.....	29
Tabla N°8: Factores de forma para determinar cargas adicionales en elementos de cierre	30
Tabla N°9: Factores de reducción.....	31
Tabla N°10: Flechas máximas para elementos estructurales.....	36
Tabla N°11: Peralte o espesores mínimos de losas reforzadas en una dirección	41
Tabla N°12: Factores de zona "Z"	43
Tabla N°13: Factores de suelo "S"	43
Tabla N°14: Periodos Tp y TL	44
Tabla N°15: Coeficiente para estimar el periodo fundamental de un edificio "CT" ...	44
Tabla N°16: Categoría de las edificaciones y factor "U"	45
Tabla N°17: Sistemas Estructurales.....	45
Tabla N°18: Irregularidades estructurales en altura	46
Tabla N°19: Irregularidades estructurales en planta.....	46
Tabla N°20: Límites para la distorsión del entrepiso	47
Tabla N°21: Factores de modificación de las longitudes de desarrollo.....	51
Tabla N°22: Valores de u	55
Tabla N°23: Valores de λ	55
Tabla N°24: Valores de coeficiente de trasmisión de carga J	57

Tabla N°25: Resistencia Nominal de sujetadores y partes roscadas	59
Tabla N°26: Tamaños mínimos para las soldaduras filete.	61
Tabla N°27: Valores del coeficiente de momentos "m" y dimensión crítica "a"	63
Tabla N°28: Datos generales del estudio de suelo.....	65
Tabla N°29: Geología de la zona en estudio	65
Tabla N°30: Ubicación de los PDC	66
Tabla N°31: Correlación para coeficiente de balastro SPT1	66
Tabla N°32: Correlación para el coeficiente de balastro SPT2	66
Tabla N°33: Correlación para el coeficiente de balastro SPT3	67
Tabla N°34: Correlación para el coeficiente de balastro SPT4	67
Tabla N°35: Correlación para el coeficiente de balastro SPT5	67
Tabla N°36: Correlación para el coeficiente de balastro SPT6	67
Tabla N°37: Capacidad portante SPT1	68
Tabla N°38: Capacidad portante SPT2.....	68
Tabla N°39: Capacidad portante SPT3.....	68
Tabla N°40: Capacidad portante SPT4.....	68
Tabla N°41: Capacidad portante SPT5.....	69
Tabla N°42: Capacidad portante SPT6.....	69
Tabla N°43: Dimensiones del Arco 1- Arco mayor	70
Tabla N°44: Dimensiones del Arco 2- Arco intermedio	70
Tabla N°45: Dimensiones del Arco 3- Arco menor	70
Tabla N°46: Propiedades de la Sección.....	72
Tabla N°47: Propiedades del acero Perú	73
Tabla N°48: Tabla para prevenir el pandeo local por compresión axial para elementos atiesados.....	73
Tabla N°49: Relaciones ancho espesor para elementos de compresión en miembros sujetos a flexión.....	79

Tabla N°50: Esfuerzos en las reacciones del arco	81
Tabla N°51: Parámetros sísmicos del módulo de la piscina.....	85
Tabla N°52: Definición de función del espectro en el eje X y en el eje Y.....	86
Tabla N°53: Diseño por flexión de viga carril	87
Tabla N°54: Diseño por cortante de viga carril	88
Tabla N°55: Cálculo de potencia del motor	89
Tabla N°56: Verificación del comportamiento de columnas de la piscina	90
Tabla N°57: Diseño por flexión de columnas de piscina	91
Tabla N°58: Diseño por cortante de columnas de piscina.....	92
Tabla N°59: Presiones de viento para Bridas paralelas	92
Tabla N°60: Presiones de viento para Bridas paralelas	93
Tabla N°61: Combos de diseño para Bridas paralelas	94
Tabla N°62: Relaciones ancho espesor para elementos de compresión en miembros sujetos a la flexión	103
Tabla N°63: Factor de amplificación sísmica para los módulos del complejo deportivo	107
Tabla N°64: Categoría de la edificación y factor de uso	107
Tabla N°65: Tipo de sistema estructural- Administración	107
Tabla N°66: Tipo de sistema estructural – Baños Auditorio.....	107
Tabla N°67: Tipo de sistema estructural – Stands de venta	108
Tabla N°68: Tipo de sistema estructural – Salas Múltiples I	108
Tabla N°69: Tipo de sistema estructural – Salas Múltiples II.....	108
Tabla N°70: Irregularidades en planta y altura.....	108
Tabla N°71: Parámetros para análisis estático- Administración	109
Tabla N°72: Parámetros para análisis estático- Baños Auditorio.....	109
Tabla N°73: Parámetros para análisis estático- Stands de venta	110
Tabla N°74: Parámetros para análisis estático- Salas Múltiples I.....	110

Tabla N°75: Parámetros para análisis estático- Salas Múltiples II.....	110
Tabla N°76: Desplazamientos dirección X y Y- Administración	113
Tabla N°77: Desplazamientos dirección X y Y- Baños de auditorio	113
Tabla N°78: Desplazamientos dirección X y Y- Stands de venta	113
Tabla N°79: Desplazamientos dirección X y Y- Salas múltiples I.....	114
Tabla N°80: Desplazamientos dirección X y Y- Salas múltiples II	114
Tabla N°81: Diseño de vigas- Módulo Administración	117
Tabla N°82: Diseño de vigas- Módulo Baños de Auditorio.....	118
Tabla N°83: Diseño de vigas- Modulo Stands de venta	119
Tabla N°84: Diseño de vigas- Modulo Salas múltiples I	120
Tabla N°85: Diseño de vigas- Modulo Salas múltiples II	121
Tabla N°86: Verificación del comportamiento de las columnas del módulo de administración	122
Tabla N°87 Verificación del comportamiento de las columnas del Baño del auditorio	125
Tabla N°88: Verificación del comportamiento de las columnas de los stands de venta	127
Tabla N°89: Verificación del comportamiento de las columnas de salas múltiples I	129
Tabla N° 90: Verificación del comportamiento de las columnas de salas múltiples II	136
Tabla 91: Diseño de Losa Aligerada de módulo de administración.....	150
Tabla 92: Diseño de Losas de módulo baños de auditorio	152
Tabla 93: Diseño de Losas de módulo stands de venta	154
Tabla 94: Conversión a una losa equivalente	156
Tabla 95: Verificación de cortante en losa aligerada del módulo de salas múltiples I – Primer Nivel.....	157
Tabla 96: Verificación de cortante en losa aligerada del módulo de salas múltiples I – Segundo Nivel.....	158

Tabla 97: Diseño de losas aligerada Eje X – M11- Salas múltiples 1	159
Tabla 98: Diseño de losas aligerada Eje Y – M22- Salas múltiples 1	160
Tabla 99: Verificación de cortante en losa aligerada de modulo salas múltiples 2... ..	161
Tabla 100: Diseño de losas Eje X, M11, Salas múltiples 2.....	163
Tabla 101: Diseño de losas Eje Y, M22- Salas múltiples 2.....	164
Tabla 102: Sobrecarga para escalera	165
Tabla 103: Resistencia nominal de pernos	187
Tabla 104: Valores de C1	193
Tabla 105: Actividad económica	295

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración N°1: Criterios de Suelos colapsables.....	26
Ilustración N°2: Flexión en una viga.....	33
Ilustración N°3:Pandeo Local.....	34
Ilustración N°4: Pandeo Lateral Torsional.....	35
Ilustración N°5:Líneas de Influencia-Caso 1.....	37
Ilustración N°6: Líneas de influencia - Caso 2.....	37
Ilustración N°7: Líneas de influencia - Caso 3.....	37
Ilustración N°8: Estructuración de módulo- Administración.....	39
Ilustración N°9:Estructuración - Stands de venta.....	39
Ilustración N°10: Estructuración de Baños de Auditorio.....	40
Ilustración N°11: Estructuración de módulo- Salas Múltiples 1.....	40
Ilustración N°12: Estructuración de módulo- Salas Múltiples 2.....	41
Ilustración N°13: Zonas Sísmicas.....	43
Ilustración N°14: Dimensiones para la soldadura filete.....	62
Ilustración N°15: Dirección del viento.....	71
Ilustración N°16: Desplazamiento máximo de 1 arco.....	72
Ilustración N°3.17: Casos de análisis de las correas.....	77
Ilustración N°18: Sección transversal de las correas.....	78
Ilustración N°19: Deflexión de la correa.....	81
Ilustración N°3.20: Cantidad de ruedas para el apoyo.....	82
Ilustración N°3.21: Dimensiones de la viga carril.....	82
Ilustración N°3.22: Estado de carga - Caso 1.....	82
Ilustración N°3.23: Estado de carga - Caso 2.....	83
Ilustración N°3.24: Estado de carga- Caso 3.....	83
Ilustración N°3.25: Estado de Carga- Caso 4.....	83

Ilustración N°3.26: Pórtico del ambiente de la piscina.....	84
Ilustración N°3.27: Cargas de los arcos en la posición más desfavorable.....	84
Ilustración N°3.28: Cargas horizontal y carga del motor consideradas para el diseño de columnas	85
Ilustración N°3.29: Definición de combos para el diseño de vigas y columnas.....	86
Ilustración N°3.30: Momentos de diseño 3-3 para vigas y columnas	87
Ilustración N°3.31: Momentos de diseño 2-2 para columnas.....	87
Ilustración 32: Vista en planta de auditorio	93
Ilustración N°3.33: Modelo de cobertura- Bridas paralelas	93
Ilustración N°3.34: Modelamiento de Bridas paralelas.....	94
Ilustración N°3.35: Casos de análisis de las correas para Bridas paralelas	102
Ilustración N°3.36: Deflexión de la correa en Bridas paralelas.....	105
Ilustración N°3.37: Espectro de las pseudoaceleraciones de los ambientes: administración, auditorio y stands de venta	111
Ilustración N°3.38: Espectro de las pseudoaceleraciones de los ambientes: salas múltiples 1 y 2.....	111
Ilustración N°3.39: Modelamiento en SAP 2000-Administración.....	114
Ilustración N°3.40: Modelamiento en SAP 2000- Baños auditorio	115
Ilustración N°3.41: Modelamiento en SAP 2000- Stands de venta.....	115
Ilustración N°3.42: Modelamiento en SAP 2000- Salas múltiples 1.....	116
Ilustración N°3.43: Modelamiento en SAP 2000- Salas múltiples II.....	116
Ilustración 44: Diagrama de iteración nominal	133
Ilustración 45: Diagrama de Iteración de columna para Pu y M3	135
Ilustración 46: Diagrama de Iteración de columna para Pu y M2	135
Ilustración 47: Verificación de resistencia a flexión en los nudos con respecto a las vigas	142
Ilustración 48: Sección transversal de pavimento rígido.....	179

Ilustración 49: Juntas de dilatación de plataforma deportiva	179
Ilustración 50: Ubicación de pernos en apoyos	188
Ilustración 51: Ubicación de pernos a lo largo de la viga carril	188
Ilustración 52: Sección transversal de Graderías metálicas.....	191

I. INTRODUCCIÓN

El deporte, reconocido como actividad universal mundialmente extendida, está adquiriendo cada vez mayor importancia en nuestras sociedades y en su desarrollo, convirtiéndose en un fenómeno sociocultural que trasciende el ámbito estricto de las instalaciones deportivas, los estadios y los demás lugares en que se practica [1].

En la actualidad, encontramos en la literatura científica una gran cantidad de evidencias empíricas que demuestran la relación positiva entre la práctica físico-deportiva y la mejora de la salud, tanto a nivel físico, como psicológico y social [2].

En la adolescencia el deporte adquiere una singular importancia, pues ayuda a distraer a la juventud y alejarla de las drogas, el alcohol y la delincuencia. Se han construido muchos centros deportivos en zonas urbanas marginadas, donde se ha podido observar, en múltiples ocasiones, a cientos de jóvenes que participan en ligas o que simplemente asisten a presenciar los juegos [3].

Cuando hablamos del número de instalaciones deportivas y otros en el Perú, la información disponible es sólo de las municipalidades que han reportado información para fines de inventario. De un total de 1,834 municipalidades se ha podido extraer la siguiente información desagregada por tipo de escenario deportivo. **(CUADRO 2.1)**

En el distrito de José Leonardo Ortiz, la infraestructura utilizada para la realización de actividades deportivas son en su mayoría las deportivas las cuales no se encuentran en estados óptimos, también se utilizan instalaciones que no necesita implementos especiales como parques zonales.

El distrito de José Leonardo Ortiz ha ido evolucionando en cuanto población, según su rango poblacional proporcionado por el INEI en el censo realizado en el año 2007, cuenta con una población total de 181,782 habitantes y una densidad poblacional de 2,579.5625 hab. por cada km² de superficie **(CUADRO 2.2)**. Según el INEI la población estimada en el año 2015 es de 193,232 hab [4]. **(CUADRO 2.3)**.

Debido al notorio aumento de población en estos últimos años trae consigo distintas necesidades para el distrito de José Leonardo Ortiz y una de ellas es contar con ambientes adecuados en dónde se puedan realizar distintas actividades deportivas que cumplan con los requerimientos técnicos y abastezcan a gran parte de la población. Los niños y jóvenes son los más afectados ya que no cuentan con un lugar apropiado, además de ello, la zona

destinada para la realización del proyecto ubicada en el pueblo joven Nuevo San Lorenzo por las noches es usada para consumir drogas y botar escombros.

Este problema está llevando a los niños y jóvenes en ocupar su tiempo conformando pandillas y en otros casos al uso de las drogas y delincuencia.

Según la comisaria PNP del distrito de José Leonardo Ortiz ubicada en la CA. Argentina 2252 la incidencia delictiva del año 2016 indica que existen 2408 casos de delincuencia y 627 casos de alcoholemia y drogadicción. (**CUADRO 2.4**) y en el caso del año 2017 desde el mes de enero hasta marzo existen 407 casos de delincuencia, 131 casos de alcoholemia y drogadicción. (**CUADRO 2.5**).

La Municipalidad Distrital de José Leonardo Ortiz comprometidos con fomentar el deporte muestra todos los complejos e infraestructuras deportivas creadas a lo largo de estos años. (**CUADRO 2.6**). Con esto la creación del complejo deportivo ayudará a los jóvenes a realizar sus actividades deportivas y recreativas con una buena infraestructura. Así como también que permitirá bajar el índice de delincuencia, drogadicción y así disminuir los problemas sociales en el distrito.

El Sistema Nacional de Estándares de Urbanismo en su plan de Equipamientos Recreativos y Deportivos Requeridos según el rango poblacional a nivel Departamental, Provincial y Distrital, respalda que el Distrito de José Leonardo Ortiz al contar con una Jerarquía Urbana de 193,232 habitantes en el año 2015 debe contar dentro de su infraestructura deportiva con complejos deportivos. (**CUADRO N°2.7**).

Teniendo en cuenta ésta problemática, se planteó como objetivo principal realizar el diseño estructural del complejo deportivo Nuevo San Lorenzo, el cual cuenta con un área de 10902.87 m² y cuenta con distintos ambientes como: un auditorio, stands de venta de comida, baños, área recreativa para niños, piscina semi olímpica, gimnasio, área de enfermería, tres canchas multifuncionales, área de servicios, salón multifuncional, áreas administrativas como sala de espera sala de reuniones y estacionamiento; proponiendo una cubierta telescópicas de forma cilíndrica con una curvatura simple y retráctil de forma manual utilizando el material en la zona de la piscina semi olímpica; para lo cual se realizarán los siguientes objetivos específicos: en primera instancia el levantamiento topográfico y el estudio de mecánica de suelos, con la finalidad de determinar las condiciones en las que se encuentra el suelos y sus características físicas y químicas, analizar el comportamiento y el diseño de las estructuras especiales y metálicas del proyecto considerando las fuerzas

generadas por viento, realizar la estructuración y predimensionamiento, analizar y diseñar los elementos estructurales de concreto armado, realizar el diseño del drenaje pluvial, elaborar los planos, costos y presupuestos del diseño estructuras y finalmente evaluar el impacto ambiental del complejo deportivo.

El complejo deportivo Nuevo San Lorenzo traerá bienestar a la sociedad del distrito José Leonardo Ortiz, donde niños y jóvenes tendrán un lugar donde puedan realizar actividades deportivas, así como también puede influir indirectamente en la prevención y reducción del tabaquismo, consumo de drogas ilícitas y la delincuencia estimulando el gusto por los retos y la aventura, propiciando la utilización positiva del tiempo libre. A través del deporte es donde los jóvenes empiezan a trazarte metas que poco a poco llegaran a superar hasta llegar al caso de creer en sí mismos cada día más.

En el **aspecto social**, Considerando que en el distrito José Leonardo Ortiz las instalaciones para las prácticas de recreación y deportes en su mayoría han sido tradicionalmente descuidados; y en algunos casos abandonados. Por ende, el incremento de la población en forma acelerada y desordenada del distrito de José Leonardo Ortiz obliga a grandes sectores de la población, sobre todo a la población de bajos ingresos (**CUADRO 2.8**) a sufrir los efectos negativos del crecimiento urbano y el consecuente deterioro de las condiciones de vida. Igualmente se origina una demanda de instalaciones de todo tipo, incluyendo las deportivas.

Por ello es necesario realizar el proyecto debido que traerá consigo beneficios al distrito de José Leonardo Ortiz ya que esta infraestructura albergará en sus instalaciones a colegiales (**CUADRO 2.9**), universitarios y habitantes de dicho distrito y disminuirá el grado de delincuencia existente en la zona.

Por otro lado, las personas que viven cerca de la zona serán altamente beneficiados ya que sus hijos siendo en su mayoría entre edades promedias de 10 a 27 años disfrutarán de una adecuada infraestructura donde podrán realizar distintas actividades deportivas y contar con diferentes ambientes de recreación que ofrece el nuevo complejo deportivo Nuevo San Lorenzo. (**CUADRO 2.10**)

En el **aspecto económico**, El proyecto mejorara la calidad de vida de los pobladores, dándoles oportunidad de trabajo que se beneficiarán durante y después del proceso de ejecución del proyecto debido a que se revalorizaran los costos de terrenos para construcciones de viviendas o comercios.

En el **aspecto técnico**, La infraestructura planteada tiene como materiales predominantes al acero y al concreto armado, el cual nos lleva al desarrollo de este proyecto que tendrá en cuenta el diseño de las estructuras del complejo deportivo, aplicando los conocimientos adquiridos en toda nuestra carrera universitaria, para analizar y escoger convenientemente un tipo de Estructura Especial para el diseño del complejo deportivo que contará con los ambientes de canchas deportivas, auditorio, gimnasia, piscina semi olímpica, estacionamiento, siguiendo las recomendaciones y exigencias del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

En el **aspecto científico**, se ampliarán conocimientos y criterios para el diseño de cubiertas telescópicas de forma cilíndrica con una curvatura simple y retráctil de forma manual utilizando el material policarbonato el cual es un termoplástico con propiedades muy interesantes en cuanto a resistencia al impacto, resistencia al calor y transparencia óptica, en este caso se aplicará en el proyecto del diseño del complejo deportivo Nuevo San Lorenzo específicamente en la zona de la piscina semi olímpica con una nueva tecnología.

En el **aspecto ambiental**, impacta positivamente, ya que reducirá la contaminación ambiental generada por la basura que arrojan los pobladores de dicha zona, la construcción de esta instalación tendrá un buen funcionamiento con la que contará con áreas verdes, canchas deportivas la cual nos servirán para tener un aspecto más agradable en la zona del proyecto en beneficio de la comunidad. Además, se considerará la elaboración y aplicación de una Evaluación de Impacto Ambiental.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

Entre los diversos estudios e investigaciones relacionadas con el tema “Diseño del Complejo Deportivo Nuevo San Lorenzo utilizando estructuras especiales, distrito de José Leonardo Ortiz, Provincia de Chiclayo, 2017”

O. Villagra, “Evaluación técnica y social de alternativas de mejoramiento del complejo deportivo La Granja”, Tesis de Grado, Universidad Nacional de Talca, Maule – Chile, 2008 [5].

El presente proyecto se realiza en el Complejo Deportivo La Granja que es la principal instalación deportiva de la ciudad de Curicó, en la que se realizan eventos deportivos, recreativos, sociales y culturales. Con este trabajo se busca hacer un planteamiento técnicamente consistente para aumentar el nivel de la infraestructura y servicios deportivos existentes y aumentar la demanda de asistentes al recinto junto con incorporar la mayoría o todos los deportes practicados en la comuna. Esto respaldado de las siguientes oportunidades: la gran cantidad de terreno sin uso dentro del complejo deportivo; la importancia que está dando el gobierno al deporte; el aumento de fondos destinados a proyectos deportivos; y el rol que cumple el deporte sobre la base de la disminución de ciertos gastos sociales. El objetivo general consiste en diseñar, configurar, estudiar y evaluar distintas alternativas de mejoramiento para este complejo deportivo, contemplando instalaciones tales como: estadio de fútbol, gimnasio, piscinas, canchas e instalaciones para la práctica de distintos deportes, áreas verdes, accesos, estacionamientos y servicios relacionados con el deporte. Con lo cual se espera solucionar los problemas mencionados anteriormente.

R. Tola, “Magdalena construirá complejo deportivo en sector Costa Vere”, La República, nov. 2008 [6].

EL municipio de Magdalena del Mar construirá complejo deportivo público en la Costa Verde, así lo anunció el alcalde de esta jurisdicción Francis Allison.

El nuevo complejo contará canchas de fútbol, vóley, básquet, frontón e incluso de tenis al que podrán acceder todas las personas que quieran practicar estos deportes.

Resaltó que en esa zona se habilitarán áreas verdes para recuperar la Costa Verde como centro de sano esparcimiento familiar y deportivo. Así como también menciono que de esta manera estaría ayudando a la recreación de niños y jóvenes

T. Carbajal, “Creación del Complejo Deportivo Municipal de San José, distrito de San José, - Pacasmayo- La Libertad”, 2012 [En línea]. Disponible en: http://www.proinversion.gob.pe/snip/consulta_snip.asp?codigo=230208. [Accedido: 25-Abr-2017] [7].

El proyecto tiene como objetivo mejorar las condiciones para el desarrollo de las actividades de recreación y esparcimiento en el en el complejo deportivo municipal de San José con la construcción de 01 losa de concreto, 01 cancha de grass sintético, construcción de cobertura liviana en zona de cancha grass sintético, construcción de muros de contención, construcción de bancas de concreto armado revestidas con terrazo, instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, carpintería de madera, carpintería metálica, construcción de veredas de concreto y pavimentos de adoquinado de concreto, e instalación de juegos infantiles, basureros circulares y pintura. Para de esta manera mejorar el bienestar social de la población del distrito de San José.

M. Figallo Álvarez y R. Pazos Sotelo, “Complejo deportivo y comercial Municipal – Surquillo”, Tesis de grado, Universidad Ricardo Palma, 2016 [8].

Esta tesis analizará y aportará aspectos de mejora a nivel de infraestructura e instalaciones centradas en el desarrollo del deporte. El deporte es una actividad realizada por el ser humano principalmente con fines recreativos, aunque en algunos casos puede convertirse en la profesión de una persona. Una de las importancias del deporte es que permite que la persona ejercite su organismo, manteniéndose en buen estado de salud y en un buen nivel físico, así como también le permite relajarse, despreocuparse de la rutina, liberar tensión y además divertirse.

El proyecto tiene como objetivo proyectar nuevas áreas para la adecuada práctica de distintos deportes, tales como vóley, básquet, artes marciales, tenis de mesa y natación, además del fútbol.

A manera de “plus” y para otorgar un mejor y más completo uso dentro del proyecto de tesis se planteará un área comercial como continuidad y complemento del ya existente comercio en la zona ubicado en la avenida Tomás Marsano. Esto contribuirá al proyecto a

manera de sustento económico para el complejo deportivo y un centro de encuentro y esparcimiento para los usuarios.

P. Sergio, “*Polideportivo Patricio Mekiz Spikin*”, Tesis de grado, Universidad de Chile, 2010. [9].

El presente estudio del proyecto tiene suma importancia debido a que la preocupación de los pobladores por la escasa diversidad de actividades deportivas lo que genera un mal estilo de vida en los habitantes de Chile y la ausencia de una verdadera “cultura deportiva” en dicho país. Es por ello que el sedentarismo conlleva problemas tanto al individuo, como también al espacio público. La generación de equipamientos deportivos de calidad se presenta como una invitación a mejorar la calidad de vida de sus usuarios.

2.2. Bases Teórico Científicas

Considerando la reglamentación nacional que respalda la realización de este proyecto, se toma en cuenta los siguientes reglamentos:

Ley de promoción y desarrollo del deporte, Ley N° 28036, 2003. [10], de fecha 24 de junio de 2010 y su Modificación Artículos de la Ley N° 28036; dicha ley respalda el objetivo del presente proyecto, puesto que hace mención como objetivo en el Art. N° 3, Desarrollar y promover en forma orgánica y descentralizada el deporte en general como actividad física de la persona en sus diferentes disciplinas y modalidades; Art. N° 6 los gobiernos locales forman parte del Sistema Deportivo Nacional.

Ley General del Ambiente, Ley N° 28611, 2005 [11].

En los artículos I al III, menciona, toda persona tiene derecho irrenunciable a vivir en un ambiente saludable, equilibrado y adecuado para el pleno desarrollo de la vida y el deber de contribuir a una efectiva gestión ambiental y de proteger el ambiente, así como sus componentes, asegurando particularmente la salud de las personas en forma individual y colectiva, la conservación de la diversidad biológica, el aprovechamiento sostenible de los recursos naturales y el desarrollo sostenible del país.

Ley general de Educación, Ley N° 28044, 2003 [12].

Dentro su marco, capítulo V el Ministerio de Educación en el Art. N° 79 indica como finalidad definir, dirigir y articular la política de educación, cultura, recreación y deporte, en concordancia con la política del estado.

Norma de Cargas – Perú, E-020, 2006 [13].

Esta norma establece las cargas mínimas que están dadas en condiciones de servicio que son necesarias para diseñar. Se considera la carga muerta, la carga viva, presiones que ejerce la tierra, cargas de construcción y cargas originadas por contracción. También se presentan las combinaciones de cargas y los principios de estabilidad y rigidez.

Norma de Diseño Sismo Resistente – Perú, E-030, 2018 [14].

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los siguientes principios: La estructura de no debe colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.

Norma de Mecánica de Suelos-Perú, E-050, 2006 [15].

Esta norma establece requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS), con fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. 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.

Nos proporciona información concerniente a los estudios previos a tener en cuenta para el análisis de las condiciones de cimentación y los problemas especiales en cimentación como son los suelos colapsables, ataques químicos por suelos y aguas subterráneas, suelos expansivos, licuación o licuefacción de suelos y sostenimiento de excavaciones.

Norma de Concreto Armado- Perú, E-060, 2009 [16].

Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, preesforzado y simple. Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta Norma.

Norma de Estructuras Metálicas- Perú, E-090, 2006 [17].

Esta Norma de 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 Permisibles (ASD).

III. METODOLOGÍA

I.1. Tipo y nivel de investigación

De acuerdo con el tipo de investigación es de tipo descriptiva, porque a partir del análisis del objeto de estudio se desarrollará el diseño de todos los elementos estructurales.

De acuerdo con el fin que se persigue es de tipo aplicada, porque busca la utilización de los conocimientos adquiridos en la práctica de la carrera de Ingeniería Civil.

I.2. Diseño de investigación

De acuerdo con el diseño de la investigación es aplicada ya que se basa en resolver problemas prácticos aplicando los conocimientos adquiridos en la carrera de Ingeniería Civil.

I.3. Población y muestra

Se establecerán los parámetros correspondientes y necesarios luego de identificar y describir las características de la zona donde se realizará el complejo deportivo y del proyecto mismo, el cual se desarrollará en el pueblo joven Nuevo San Lorenzo del distrito de José Leonardo Ortiz.

I.4. Criterios de Selección

Para seleccionar el distrito donde se realizará el complejo deportivo se evaluó el distrito con mayor porcentaje de delincuencia existente en la provincia de Chiclayo.

I.5. Técnicas e instrumentos de recolección

I.5.1. Técnicas

Observación directa: Observando las variables en su contexto natural.

Análisis de contenido: Sistematizando e interpretando la información obtenida de diversas fuentes bibliográficas, ensayos, planos y programas.

I.5.2. Instrumentos

Programas de Cómputo.

- AutoCAD 2017
- Microsoft Office 2013: Excel, Word, Power Point.
- SAP 2000 16
- S10
- Ms Project 2010

Levantamiento Topográfico.

- Estación Total TOPCON ES-105 5.
- Tripode
- 2 Jalones
- 2 Prismas
- Wincha
- GPS

Laboratorio de mecánica de Suelos.

Ensayo de SPT:

- Máquina de SPT. ELE INTERNATIONAL USA 025060-3B
- Martillo de 63.5g
- Motor

Contenido de Humedad:

- Balanza. OHAUS CP4102.
- Taras de acero inoxidable
- Horno. ELE INTERNATIONAL USA B231ER-00092, temperatura máxima de 335° C

Granulometría:

- Tamices de acero inoxidable: 3/8", N°4, N°10, N°20, N°40, N°60, N°140, N°200, USA STANDARD TEST SIEVE-ELE INTERNATIONAL.
- Balanza. OHAUS CP4102.
- Taras de acero inoxidable

Límites de Atterberg:

- Copa de casa grande. TAMIEQUIPOS LTDA TCP005

Peso Específico:

- Fiola de vidrio. KYNTEL PE5073.4 de 500ml

Ensayo de CBR in situ:

- Penetrómetro dinámico de cono. ELE INTERNATIONAL USA 02520BA.
- Martillo de 8kg.

I.6. Plan de Procesamiento de datos

FASE I: Recopilación de información

Efectuar coordinaciones con las autoridades distritales competentes.

Recopilación de información sobre estructuras telescópicas.

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

mismas.

Inicio de la evaluación de impacto ambiental.

FASE II: Trabajo de campo, estudios básicos y procedimiento de datos

Realizar el levantamiento topográfico del terreno del proyecto

Realizar los estudios de mecánica de suelos correspondientes.

Analizar el comportamiento y el diseño de la estructura telescópica y estructuras metálicas del proyecto.

Realizar la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales.

Modelamiento y análisis del comportamiento estructural del proyecto

Inicio de evaluación de impacto ambiental.

FASE III: Diseño estructural y económico del proyecto

Diseño de los elementos estructurales de la edificación en estudio.

Diseño de las cimentaciones de la edificación en estudio.

Diseño del drenaje pluvial del complejo deportivo.

Elaboración de memorias de cálculo.

Continuación de la evaluación de impacto ambiental.

Elaboración de especificaciones técnicas.

Elaboración de los planos de estructuras.

Elaboración del metrado de estructuras.

Elaboración del costo y presupuesto de estructuras del proyecto.

Informe final de la evaluación del impacto ambiental.

FASE IV : Análisis de resultados, conclusiones y recomendaciones

Análisis de resultados

Elaboración de conclusiones y recomendaciones

FASE V: Presentación final del proyecto

Presentación del proyecto definitivo

Levantamiento de observaciones

Presentación y sustentación final

I.7. Matriz de consistencia

Problema General	Objetivos	Hipótesis	Variables	Dimensiones	Indicadores
La falta de infraestructuras deportivas en el distrito de José Leonardo Ortiz está generando grandes problemas en la población ocasionando la formación de pandillas, el consumo de drogas y aumento de la delincuencia.	Objetivo General:	El diseño estructural del complejo deportivo Nuevo San Lorenzo permitirá que los pobladores mejoren su calidad de vida, ya que contarán con una infraestructura segura y eficiente para el adecuado desarrollo de actividades deportivas lo cual ayudará a disminuir los problemas de vandalismo y drogadicción existentes en dicha zona.	Variable		
	Realizar el diseño estructural del complejo deportivo Nuevo San Lorenzo utilizando estructuras especiales, distrito de José Leonardo Ortiz, provincia de Chiclayo, 2017.		Diseño Estructural del complejo deportivo "Nuevo San Lorenzo".		
	Objetivos Específicos:		Variable		Plano de arquitectura
	Realizar el levantamiento topográfico para el mejor reconocimiento del terreno donde se realizará el proyecto.		Estructuración	Arquitectura	Estudio de Mecánica de suelos
	Realizar el estudio de Mecánica de Suelos, con la finalidad de conocer las características de la zona del proyecto.			Suelo	Estudio topográfico
	Realizar el estudio de Mecánica de Suelos, con la finalidad de conocer las características de la zona del proyecto.			Topografía	
	Analizar el comportamiento y el diseño de las estructuras especiales y metálicas del proyecto considerando las fuerzas generadas por viento.			Condiciones sísmicas	
	Realizar la estructuración y predimensionamiento, analizar y diseñar los elementos estructurales de concreto armado del complejo deportivo, basándose en los planos de arquitectura.		Material	Cargas actuantes	Análisis sísmico con la norma E.030
	Efectuar el cálculo y diseño de las diferentes áreas deportivas que comprende el complejo deportivo.			Topografía	Norma de cargas E.020
	Realizar el diseño del drenaje pluvial del complejo deportivo.			Condiciones climáticas	Medir la dirección del viento
	Elaborar los planos de estructuras del complejo deportivo.		Sistema Pluvial	Arquitectura	Condiciones Ambientales
	Elaborar costos y presupuestos del diseño estructural del proyecto.			Arquitectura	Registro de lluvias por fenómeno del Niño
Evaluar el Impacto Ambiental del complejo deportivo.	Condiciones de agresividad				
			Cargas actuantes		

I.8. Procedimientos

I.8.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizó con la finalidad de obtener la descripción del terreno en donde se realizará el proyecto y elaborar el plano de curvas de nivel para determinar los desniveles del terreno; para lo cual se utilizó una estación total en el cual se fue almacenando los datos para la realización del gabinete.

El procedimiento para la obtención de datos fue:

- Estacionar el equipo topográfico en un punto estratégico donde se pueda visualizar la mayor cantidad de puntos que nos permitan realizar de manera correcta el levantamiento, una vez estacionado el equipo se introdujo las coordenadas del punto de estación.
- Definir el BM1 en un espacio donde pueda ser permanente hasta el trazo y replanteo del proyecto, en este caso se consideró como BM1 el poste más cercano a una de las esquinas del complejo deportivo.
- Luego se tomó la altura del instrumento
- Se procedió a la lectura de puntos con la ayuda de los prismas y el reflector en cada punto para tomar la medición de distancias y ángulos.

I.8.2. Ensayos de mecánica de suelos

I.8.2.1. Ensayo de Penetración estándar (SPT)

“Según la Norma Técnica Peruana [18], 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.

El procedimiento de perforación se realizó según lo que indica la norma:

- 1) Se realizó un sondaje de 1.00m y se obtuvieron muestreos por cada cambio de estrato.
- 2) Se colocó el martillo por encima y se conectó al yunque a la parte superior de las varillas de muestreo.
- 3) Luego se aseguró el muestreador de caña partida a las varillas de muestreo y éste baje en el sondaje.
- 4) Se descansó el peso muerto del muestreador, las varillas, el yunque y el peso de hinca, en el fondo de la perforación y se aplicó un golpe de asiento.
- 5) Se marcó las varillas de perforación, en tres incrementos de 15cm, de modo que mientras avance el muestreador por el impacto del martillo, pueda ser observado fácilmente en cada incremento.

- 6) Una vez realizadas las marcas, se empezó a hincar el muestreador con golpes del martillo de 63.5 kg de caída libre desde una altura de 76cm y se iban contando el número de golpes por cada incremento de 15cm.
- 7) La perforación continuará normalmente, hasta que algo de lo siguiente ocurra:
 - Un total de 50 golpes haya sido aplicado durante cualquiera de los tres incrementos de 15cm.
 - Un total de 100 golpes se hayan aplicado
 - No se observe ningún avance del muestreador durante la aplicación de 10 golpes sucesivos.
 - El muestreador avance 45cm sin que ocurra el número de golpes límites descritos anteriormente.
- 8) Se registró el número de golpes requerido para alcanzar cada capa de 15cm de penetración. Los primeros 15cm se consideran de acomodamiento. La suma del número de golpes del segundo y tercer incremento de 15cm de penetración de denomina “resistencia a la penetración estándar” o “valor N”. Si el muestreador se hince menos de 45cm, se deberá anotar en el registro de sondaje el número de golpes de cada incremento completo de 15cm y cada incremento parcial. Para los incrementos parciales, deberá reportarse la profundidad de penetración con aproximación a 1pulg. Además del número de golpes.
- 9) Si el muestreador avanza por debajo del fondo de la perforación por acción del peso propio de las varillas más martillo, deberá ser anotada dicha información en el registro de perforación.
- 10) Para cada golpe del martillo, se empleó una salida y bajada por el operador. La operación de jalar y soltar la soga debe ser realizada con ritmo y sin mantener la soga en la parte superior del golpe.
- 11) Se llevó el muestreador a la superficie y se abrió. Luego se procedió a describir las muestras de suelo recuperadas, color, estratificación y se colocó en recipientes sellados e impermeables para prevenir la evaporación de la humedad del suelo, sin dañar o distorsionar cualquier estratificación aparente. Se colocaron etiquetas a cada muestra extraída de la perforación.

Para el cálculo de las correlaciones se emplearon las siguientes fórmulas:

Factores de corrección del N campo, del ensayo de Penetración Estándar SPT

Existen varios factores que contribuyen a la variación de la cantidad de penetración estándar N a una determinada profundidad. Estos factores incluyen la prueba de penetración (SPT), la eficiencia del martillo, el diámetro de la perforación, el método de muestreo, el factor de longitud de la varilla, el nivel freático.

La fórmula de corrección de N obtenido en campo es:

$$N_{60} = N_{campo} \times C_N \times \frac{E_R}{E_{60}} \times NF \times n_B \times n_R \times n_S \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Dónde:

N60: es la energía de golpe que llega a la cabeza del martillo.

Ncampo: es el número de golpes obtenidos

CN: es el factor de corrección dado por la sobrecarga efectiva del suelo.

E60: es el valor de energía de referencia base, es 60%

Er: es la energía de golpeo obtenida con los sistemas automáticos de elevación (motor), 60%

NF: es el factor de corrección por nivel freático.

Nb: es el factor de corrección de diámetro de perforación.

Nr: es el factor de corrección de longitud de varillaje.

Ns: es el factor de corrección por tipo de muestreador.

Para la corrección debido a la sobrecarga efectiva del suelo (CN), se empleó la ecuación dada por Liao y Whitman (1986) y sólo se usa en suelos granulares:

$$CN = \sqrt{\frac{1}{ov}}; \left(\frac{kg}{cm^2}\right) \quad , \text{ si } ov > 0.25kg/cm^2 \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Para el factor de energía (Er/60), Er se consideró 60 según el cuadro propuesto por Braja, para ensayos de SPT tipo de martinete de seguridad, de cuerda y polea.

$$\frac{Er}{60} = \frac{60}{60} = 1.00 \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Tabla N°1:Factor de corrección de energía

Variación de η_H			
País	Tipo de martillo	Lanzamiento del martillo	η_H (%)
Japón	Anillos	Caída libre	78
	Anillos	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	Seguridad	Cuerda y polea	60
	Anillos	Cuerda y polea	45
Argentina	Anillos	Cuerda y polea	45
China	Anillos	Cuerda y polea	60
	Anillos	Cuerda y polea	50

Fuente:M. Braja, 2011 [19].

Para la corrección por nivel freático se utilizaron las fórmulas propuestas por Terzaghi y Peck:

- Si $N_{campo} < 15$ entonces:

$$NF = 1 \quad \text{Ecuación 3.4}$$

- Si $N_{campo} > 15$ entonces:

$$NF = \frac{7.5}{N_{campo}} + 0.5 \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Para el factor de corrección de diámetro de perforación (n_B) se utilizó la siguiente tabla:

Tabla N°2: Variación n_B

Diámetro (mm)	η_B
60–120	1
150	1.05
200	1.15

Fuente: M. Braja, 2011 [19].

Para el factor de corrección de longitud de varillaje (n_R) se utilizó la siguiente tabla:

Tabla N°3: Variación nR

Longitud de la varilla (m)	η_R
>10	1.0
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

Fuente: M. Braja, 2011 [19].

Para el factor de corrección por tipo de muestreador (nS), se utilizó la siguiente tabla:

Tabla N°4: Variación nR

Variable	η_s
Muestreado estándar	1.0
Con revestimiento para arena densa y arcilla	0.8
Con revestimiento para arena suelta	0.9

Fuente: M. Braja, 2011 [19].

Correlaciones para el cálculo de la capacidad portante

- Correlaciones para suelos arenosos y limos:

Según Meyerhof:

$$q_{admissible} = 2.54 \times \left(\frac{N_{correg}}{7.62}\right) \times \left(\frac{B+0.3}{2B}\right)^2, \frac{kg}{cm^2} \quad B \geq 1.20m \quad \text{Ecuación 3.7}$$

$$q_{admissible} = 7.99 \times N_{60} \times \left(\frac{3.28B+1}{3.28B}\right)^2, \frac{kg}{cm^2} \quad B > 1.22m \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Según Bowls:

$$q_{admissible} = 19.16 \times N_{60} \times F_d \times \left(\frac{S_e}{25.4}\right), \frac{kg}{cm^2} \quad B \leq 1.22m \quad \text{Ecuación 3.9}$$

$$q_{admissible} = 11.98 \times N_{60} \times \left(\frac{3.28B+1}{3.28B}\right)^2 \times F_d \times \left(\frac{S_e}{25.4}\right), \frac{kg}{cm^2} \quad B > 1.22m$$

Según Peck:

$$q_{admissible} = 0.1095 \times N, \frac{kg}{cm^2} \quad B > 1.20m \quad \text{Ecuación 3.11}$$

Según Terzaghi:

$$q_{admissible} = 0.215 \times N, \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Ecuación 3.12}$$

- Correlaciones para suelos arcillosos

Según Crespo:

$$q_{adm} \left(\frac{Tn}{m^2} \right) = 1.33 \times N_{corr} \quad \text{Ecuación 3.13}$$

Según Terzaghi y Peck para suelos arcilla limosa:

$$q_{adm} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{N_{corr}}{5} \quad \text{Ecuación 3.14}$$

Según Bowles:

$$q_{adm} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = 0.162 \times N_{corr} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Según Terzaghi para suelos arcillosos:

$$q_{adm} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{N_{corr}}{8} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

Según Hara:

$$q_{adm} \left(\frac{KN}{m^2} \right) = 29 \times N_{corr}^{0.72} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

Correlaciones para estimar el ángulo de fricción

Para calcular el ángulo de fricción en suelos arcilloso, se trabajó con la siguiente tabla la cual está relacionada con el número de golpes corregido por el SPT.

Tabla N°5:Correlación para el ángulo de fricción

OCR	N, golpes (SPT)	Qu (KG/CM2)	DESCRIPCION	ANGULO DE FRICCION En grados	E (KG/CM2)
NC	< 2	< 0.25	Muy blanda	0	3
NC	2 - 4	0.25 - 0.50	Blanda	0 - 2	30
NC	4 - 8	0.5 - 1.0	Media	2 - 4	45 - 90
NC	8 - 15	1.0 - 2.0	Compacta	4 - 6	90 - 200
>OCR	15 - 30	2.0 - 4.0	Muy compacta	6 - 12	> 200
>OCR	> 30	> 4.0	Dura	> 14	

NC, Normalmente consolidados
 OCR, Suelos sobreconsolidados
 SPT, Ensayo ESTÁNDAR PENETRATION TEST
 E, Modulo de rigidez del suelo

Fuente: E. Juárez Badillo y A. Rico Rodríguez, 1978 [20].

Correlaciones entre el coeficiente de balastro y el ensayo de SPT

Según Terzaghi

$$k_{30} = 0.6 \times 10^{\left(\frac{N_{60}+2}{34}\right)} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

$$k_{30} = \frac{N_{60}}{7.35} - 0.31 \quad \text{Ecuación 3.19}$$

Según Peck y Hamson

$$k_{30} = \frac{N_{60}}{23.2} \quad \text{Ecuación 3.20}$$

Según Meyerhof

$$k_{30} = \frac{N_{60}}{5.08} \quad \text{Ecuación 3.21}$$

$$k_{30} = \frac{N_{60}}{7.62} \quad \text{Ecuación 3.31}$$

I.8.2.2. Contenido de humedad de un suelo

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 [21].

El procedimiento que se realizó para este ensayo fue según lo establecido en [21].

- 1) Se colocó muestras representativas de suelo en contenedores limpios y secos.
- 2) Se registró el peso del contenedor y material húmedo utilizando una balanza.
- 3) Se colocó el contenedor con el material húmedo en el horno y se dejó secar el material por 24 hrs.
- 4) Luego que el material se haya secado, se removió el contenedor del horno y esperamos que el material y el contenedor se enfríe a temperatura ambiente para que pueda ser manipulado cómodamente con las manos y poder llevarlo a la balanza para determinar su peso del contenedor y el material secado al horno.

El resultado de este ensayo fue obtenido con la siguiente fórmula:

$$W = \frac{M_{cws} - M_{cs}}{M_{cs} - M_c} \times 100 = \frac{M_w}{M_s} \times 100 \quad \text{Ecuación 3.22}$$

Donde:

W=es el contenido de agua, en porcentaje.

M_{cws}=es el peso del contenedor más el suelo húmedo, en gramos.

M_{cs}=es el peso del contenedor más el suelo secado en horno, en gramos:

M_c=es el peso del contenedor, en gramos.

M_w=es el peso del agua, en gramos.

M_s=es el peso de las partículas sólidas, en gramos.

I.8.2.3. Análisis Granulométrico

El análisis granulométrico es un proceso cuya finalidad es separar las partículas del suelo en diferentes tamaños.

“En [22] lo define como la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas de los suelos.”

Para este ensayo se empleó una serie de tamices de malla que cumplan con la ASTM E11, indicados en la norma los cuales son:

Tabla N°6: Tamices

TAMICES	DESIGNACION ASTM
75,0 mm	(3 pulg)
50,0 mm	(2 pulg)
37.5 mm	(1 1/2 pulg)
25,0 mm	(1 pulg)
19,0 mm	(3/4 pulg)
9,5 mm	(3/8 pulg)
4,75 mm	N°4
2,00 mm	N°10
850 µm	N°20
425 µm	N°40
250 µm	N°60
106 µm	N°140
75 µm	N°200

Fuente: NTP 339.128, 2014 [22].

El procedimiento que se realizó para este ensayo fue según lo indica en [22]:

- 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° 3.6
- 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.

Para la distribución granulométrica se consideró los criterios establecidos en el artículo 19.3 de la Norma Técnica Peruana 339.128, los cuales son:

- a) Grava, pasa tamiz 3" y queda retenido en el tamiz N°4
- b) Arena, pasa tamiz N°4 y queda retenido en tamiz N°200

Arena gruesa, pasa tamiz N°4 y queda retenida en tamiz N°10

Arena media, pasa tamiz N°10 y queda retenida en tamiz N°40

Arena fina, pasa tamiz N°40 y queda retenida en tamiz N°200

c) Arcilla y Limo, pasa tamiz N°200

I.8.2.4.Límites de Atterberg

En [23] 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.

El procedimiento para determinar el límite líquido y plástico fue según lo indicado en la NTP 339.129:

Límite Líquido:

- 1) Secar en el horno 200 gramos de muestra para de esta manera sea más fácil pulverizar los terrones de suelo.
- 2) Se pulverizó la muestra en un mortero con ayuda de un mazo con punta de caucho.
- 3) Se separó la muestra por un tamiz N°40, agitando el tamiz con la mano para asegurar toda la separación de la fracción más fina.
- 4) Luego el material que paso por el tamiz N°40 se colocó en unos recipientes de plástico y se le colocó agua destilada para saturar la muestra por 24 horas.
- 5) Se colocó una porción de suelo preparado en la copa de Casagrande presionándola y esparciéndola hasta una profundidad de aproximadamente 10 mm en su punto más profundo.
- 6) Utilizando un acanalador se dividió la muestra contenida en la copa haciendo una ranura a través del suelo siguiendo una línea que una el punto más alto y el punto más bajo sobre el borde de la copa.
- 7) Una vez dividida la muestra, levantar y soltar la copa girando el manubrio hasta que las dos mitades de suelo estén en contacto en la base de la ranura.
- 8) Se Registró el número de golpes N necesarios para cerrar la ranura, luego se tomó una tajada de suelo con la ayuda de la espátula y se colocó en un recipiente de peso conocido para luego llevarlo al horno por 24 horas y registrar su peso seco. Recordar que el número de golpes para cerrar la ranura no deberá superar los 25 golpes.
- 9) Luego se regresó el suelo de la copa al recipiente de plástico, se lavó y seco la copa y el acanalador para tener la copa nuevamente lista para la siguiente muestra,

ya que se realizarán pruebas para un cierre que requiera de 25 a 35 golpes, una para un cierre entre 20 y 30 golpes y una prueba para un cierre que requiera de 15 a 25 golpes.

10) Finalmente se determinó el contenido de humedad de los especímenes de suelo de cada prueba.

Para el cálculo del límite líquido se elaboró un gráfico en donde en la abscisa va el número de golpes y en la ordenada el contenido de humedad y se trazó una línea recta que pase por los tres puntos graficados, y se tomó como límite líquido al contenido de humedad que intersectaba la recta con una línea en la abscisa de 25 golpes.

Límite plástico:

- 1) De la muestra preparada para el límite líquido se tomó una porción de aproximadamente 2.00 g y se formó una masa elipsoidal
- 2) Se enrolló la masa entre la palma de los dedos y la placa de vidrio con la presión necesaria para enrollar la masa en un hilo de diámetro uniforme en toda su longitud hasta obtener un diámetro que sea de 3.2mm aproximadamente.
- 3) Si durante el proceso de formar el hilo se rompe en varios pedazos, entonces se procede a reunir los pedazos en una sola porción y se vuelve a realizar el mismo procedimiento.
- 4) Una vez formado los hilos se colocan en un recipiente de peso conocido y se toma el peso de los hilos para luego llevarlos al horno.
- 5) Retirar los recipientes del horno y anotar los pesos secos.
- 6) Se calculó su contenido de humedad.

Para calcular el índice de plasticidad, se realizó con la siguiente fórmula:

$$IP = LL - LP \quad \text{Ecuación 3.23}$$

Dónde:

IP: Índice de plasticidad.

LL: Límite líquido

LP: Límite plástico.

I.8.2.5. Clasificación de suelos mediante el sistema unificado de clasificación de suelos SUCS.

Según la Norma Técnica Peruana este método de ensayo clasifica los suelos provenientes de cualquier localización geográfica dentro de categorías que representan los resultados de los ensayos realizado en laboratorio para determinar las características de granulometría, límite líquido e índice plástico. Este sistema de clasificación identifica tres grandes divisiones de suelos: suelos de grano grueso, suelos de grano fino y suelos altamente orgánicos; éstas tres divisiones son luego subdivididas en un total de 15 grupos básicos de suelo [24].

Todas las muestras extraídas durante las perforaciones con el SPT fueron clasificadas mediante este método de SUCS teniendo en cuenta las características antes mencionadas por la norma.

I.8.2.6. Peso Específico relativo.

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.

El procedimiento se realizó según lo indicado en [25]:

- 1) Se pasó por el tamiz N°10 150 gramos de muestra seca.
- 2) De la muestra que pasó por el tamiz N°10 se seleccionó 100 gramos y se colocó en la fiola de 500ml, conociendo ya su peso.
- 3) Se llenó la fiola con la muestra hasta las $\frac{3}{4}$ partes de su capacidad con agua destilada.
- 4) Se eliminó el aire atrapado a través del método de hervido a baja temperatura durante 10 minutos girando de vez en cuando la fiola con el fin de eliminar el aire.

Para el cálculo del peso específico se realizó con la siguiente fórmula:

$$Peso\ específico(Gs) = \frac{Mo}{Mo + (Ma - Mb)} \quad \text{Ecuación 3.24}$$

Dónde:

Mo= masa de la muestra de suelo seco al horno, gramos.

Ma= masa de la fiola lleno de agua.

Mb= nada de la fiola lleno con agua y suelo, en gramos.

I.8.2.7. Ensayo de Penetrómetro dinámico con cono

Este método de ensayo nos permite determinar la medida de penetración con un martillo de 8 kilogramos a través de suelos inalterados. La penetración puede ser relacionada con valores de resistencia in-situ, tales como el CBR [26].

El procedimiento que se realizó para este ensayo fue el siguiente:

- 1) Se marcó el PDC distancias de 10cm.
- 2) Luego se sostuvo el PDC de manera vertical y se empezó a realizar el ensayo, el operador levantaba y liberar el martillo de 8kg de manera que caiga a la altura especificada.
- 3) En ese instante se procede a la toma de una lectura inicial y así constantemente mientras se llega a la profundidad de las capas marcadas al inicio.
- 4) Se rechaza el ensayo cuando la presencia de partículas de gran tamaño o de un estrato rocoso puede conducir a la suspensión de la penetración o a doblar la varilla del aparato. O si luego de 5 golpes el aparato no ha avanzado más de 2 mm (0.08”) o la manija se ha deflectado más de 75 mm (3”) de su posición vertical, el ensayo se debe detener y el equipo se debe remover hacia otro punto de ensayo.

Para el cálculo del CBR se utilizó las siguientes fórmulas:

- Para todo tipo de suelos:

$$CBR = \frac{292}{PDC^{1.12}} \quad \text{Ecuación 3.25}$$

- Suelos tipo CL con CBR < 10:

$$CBR = \frac{1}{(0.017019 \times PDC)^2} \quad \text{Ecuación 3.26}$$

- Suelos tipo CH:

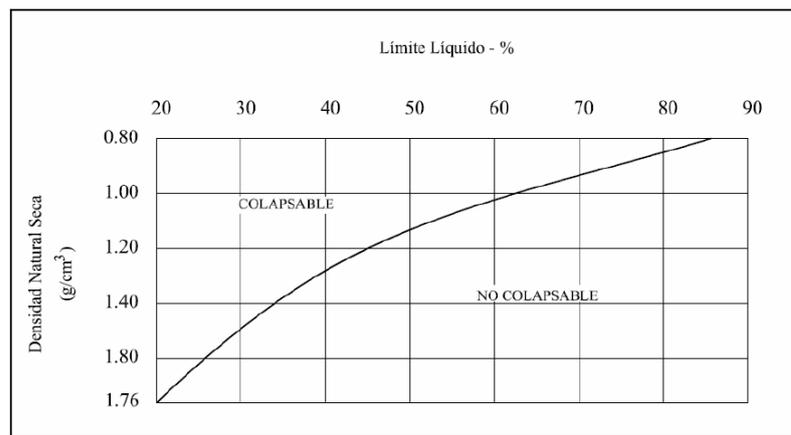
$$CBR = \frac{1}{0.002871 \times PDC} \quad \text{Ecuación 3.27}$$

I.8.2.8. Evaluación del potencial de colapso

Los suelos colapsables son suelos que cambian violentamente de volumen por la acción combinada o individual de un incremento de carga o al humedecerse o saturarse.

En lugares donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de hundimientos debido a la existencia de suelos colapsables la norma E.050 recomienda realizar un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo (NTP 339.129), del ensayo para determinar el peso volumétrico (NTP 339.139) y del ensayo de humedad (NTP 339.127), con la finalidad de evaluar el potencial de colapso del suelo en función del Limite Líquido (LL) y del peso volumétrico seco. La relación entre los colapsables y no colapsables y los parámetros antes indicados se muestran en la gráfica siguiente:

Ilustración N°1: Criterios de Suelos colapsables



Fuente: Norma E.050; 2014 [15].

I.8.2.9. Evaluación del potencial de Expansión

Se le denomina suelos expansivos a los suelos cohesivos con bajo grado de saturación que aumentan de volumen al humedecerse o saturarse.

En las zonas en las que se encuentren suelos cohesivos con bajo grado de saturación y plasticidad alta ($LL < 50$), la norma E0.50 recomienda que se deberá realizar un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo NTP 339.129 (ASTM D4318) y ensayos de granulometría por sedimentación NTP 339.128 (ASTM D 422) con la finalidad de evaluar el potencial de expansión del suelo cohesivo en función del porcentaje de partículas menores a 2 μ m, el índice de plasticidad (IP) y de la actividad (A) de la arcilla.

I.8.2.10. Evaluación del potencial de licuación

En suelos granulares finos y algunos suelos cohesivos ubicados bajo la Napa freática, las sollicitaciones sísmicas pueden originar el fenómeno denominado licuación, el cual consiste en la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante a causa de una vibración intensa y rápida que produce el sismo [15].

Esta pérdida de resistencia al esfuerzo cortante provoca grandes asentamientos en las obras sobreyacentes.

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

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

En estos casos deben justificarse mediante el Análisis de Potencial de Licuación la ocurrencia o no del fenómeno de licuación.

En el caso de suelos arenosos que presenten las características indicadas anteriormente, se deberá realizar el análisis del potencial de licuación utilizando el método propuesto por Seed e Idriss. El procedimiento involucra el uso de la resistencia a la penetración estándar N (número de golpes del ensayo SPT). El valor de N obtenido en el campo deberá corregirse por: energía, diámetro de la perforación longitud de las barras para calcular a partir de ese valor el potencial de licuación de las arenas.

Este método permite calcular, el esfuerzo cortante inducido por el sismo en el lugar y a partir de la resistencia a la penetración estándar normalizada $(N1)_{60}$, el esfuerzo cortante límite para tal ocurrencia del fenómeno de licuación. También es posible determinar el factor de seguridad frente a la ocurrencia de la licuación.

Y para el caso de suelos finos cohesivos, es un suelo licuable si cumple simultáneamente las siguientes condiciones:

- Porcentaje de partículas más finas que 0,005 m $\leq 15\%$.
- Límite líquido (LL) ≤ 35 .
- Contenido de humedad (w) $> 0,9$ LL.

Sin embargo no licuan si se cumple cualquiera de las siguientes condiciones:

- Si el contenido de arcilla (partículas más finas que 0,005 m) es mayor que 20%, considerar que el suelo no es licuable.
- Si el contenido de humedad de cualquier suelo arcilloso (arcilla, arena arcillosa, limo arcilloso, arcilla arenosa, etc.) es menor que 0,9 LL, considerar que el suelo no es licuable.

I.8.3. Consideraciones generales para el diseño de estructuras de acero.

I.8.3.1. Cubierta retráctil

Para el diseño de la cobertura retráctil se consideró las siguientes particularidades:

Tiene un luz de 30m por lo cual la cubierta se dividió en 6 módulos; de los cuales dos serán estáticos y estarán ubicados a los extremos y 4 serán retráctiles y se abrirán del centro hacia los extremos.

I.8.3.1.1. Cargas

Carga Muerta

Se considerara el peso real de los materiales que conforman y los que deberán soportar la edificación, calculados en base a los pesos unitarios.

La cobertura que se utilizará es de policarbonato por lo tanto se tomó en cuenta el peso de dicho material que es 2700 g/m².

Carga Viva

Se consideró una carga viva de 30kg/cm² por ser una cobertura liviana, tal como está establecido en la norma E.020.

Carga de viento

Toda estructura metálica está afectada por cargas de viento variable por lo cual es de suma importancia calcular las presiones de viento, utilizando la siguiente fórmula establecida en la Norma E.020:

$$Ph = 0.005 \times C \times Vh^2 \times CR \quad \text{Ecuación 3.28}$$

Dónde:

Ph: presión o succión del viento a una altura h en kg/m².

C: factor de forma adimensional

Vh: velocidad de diseño a la altura h, en Km/h.

CR: coeficiente de ráfaga.

Para la velocidad de diseño del viento hasta 10m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación pero no menos de 75km/h. la velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión:

$$V_h = V \times \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22} \quad \text{Ecuación 3.29}$$

Donde:

V_h: velocidad de diseño en la altura h en Km/h.

V: velocidad de diseño hasta 10 m de altura en km/h.

h: altura sobre el terreno en metros.

Debido a que la cobertura tiene una altura de 6.85m se consideró la velocidad de diseño de 85km/h según el mapa eólico del Perú.

Para el factor de forma se empleó la siguiente tabla:

Tabla N°7: Factores de forma

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3 -0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7 -0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,6
Superficies verticales ó inclinadas(planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7
* El signo positivo indica presión y el negativo succión.		

Fuente: Norma E.020, 2016 [13].

Como la estructura es un arco, se consideró el factor de forma +/-0.8 en barlovento.

Para el factor de forma de carga interior de viento se empleó la siguiente tabla:

Tabla N°8: Factores de forma para determinar cargas adicionales en elementos de cierre

ABERTURAS		
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
±0,3	+0,8	-0,6

Fuente: Norma E.020, 2016 [13].

Debido de las aberturas principales se encuentran en el lado de barlovento, se consideró el factor de forma +0.8.

I.8.3.1.2. Modelamiento en el software SAP 2000

Para el cálculo de la estructura se realizó en el programa SAP 2000, primero se trabajó modelando el arco más grande, se le asignó las cargas actuantes en cada nudo del arco y se modeló con las columnas debido que éstas son quienes van a ayudar a soportar las tensiones generadas por los arcos ya que no se puede trabajar con un cable por el mismo hecho que es una cubierta retráctil e impediría que se realice este proceso.

I.8.3.1.3. Diseño del acero estructural

La resistencia requerida de los miembros se realizó por el método de LRFD, éste método multiplica un factor de reducción (ϕ), generalmente menor que 1.0, por la resistencia nominal del miembro la cual tiene que ser mayor a las fuerzas axiales, momentos y cortantes obtenidos por las combinaciones de carga.

$$\phi R_n \geq R_u \quad \text{Ecuación 3.30}$$

Dónde:

ϕ = Factor de reducción.

R_n = Resistencia nominal.

R_u = Resistencia última.

Las combinaciones de carga que se utilizaron para el diseño de acero son:

Combo 1 = 1.4D

Combo 2= 1.2D + 1.6L.

Combo 3 = 1.2D + 1.3W + 0.5L

Combo 4= 0.9D + 1.0W

Combo 5 = 0.9D - 1.0W

Dónde:

D: Carga muerta.

L: Carga viva.

W: Carga de viento.

Los factores de reducción dependerán del esfuerzo al que esté sometido el elemento.

Tabla N°9: Factores de reducción

Factor de reducción (ϕ)	Elemento o conexión
0.9	Sección total en tracción
0.75	Sección neta de conexión en tracción
0.9	Elementos en flexión
0.85	Elementos en compresión axial
0.75	Pernos en tracción

Fuente: Elaboración propia

Diseño por compresión

Verificación por pandeo local

Se realizó la verificación por pandeo local dependiendo al tipo de perfil que se utilizó, donde:

$$\lambda r > \lambda \quad \text{Ecuación 3.31}$$

Donde:

λr = Razón límite de ancho-espesor.

λ = Razón ancho-espesor.

Verificación por pandeo lateral

Se seleccionó el valor de “k” teórico; luego se calculó la esbeltez efectiva, y se escogió el radio de giro menor del perfil con el que se diseñó.

$$\lambda c = \frac{kL}{\pi r} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Ecuación 3.32}$$

$$\text{Si: } \lambda c \leq 1.5; \quad F_{cr} = (0.658^{\lambda c^2}) \times F_y \quad \text{Ecuación 3.33}$$

$$\text{Si: } \lambda c \leq 1.5; \quad F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda c^2} \times F_y \quad \text{Ecuación 3.34}$$

Dónde:

λc = Esbeltez efectiva

F_{cr} = Esfuerzo crítico

E = Módulo de elasticidad

Luego se calculó la carga máxima con la siguiente fórmula:

$$C_{max} = \phi \times F_{cr} \times A_g \quad \text{Ecuación 3.35}$$

$$\phi = 0.85$$

Y se calculó la eficiencia por compresión; así mismo se verificó la esbeltez dónde:

$$\frac{kL}{r} \leq 200 \quad \text{Ecuación 3.36}$$

Diseño por tracción

Falla por fluencia

$$P_u \leq \phi \times f_y \times A_g \quad \text{Ecuación 3.37}$$

$$\phi = 0.90$$

Falla por fractura

$$P_u \leq \phi \times f_u \times A_e \quad \text{Ecuación 3.38}$$

$$\phi = 0.75$$

$$A_e = U \times A_n \quad \text{Ecuación 3.39}$$

$$A_n = A_g - (h - (\#perfor \times (\phi + 1/8"))) \times t \quad \text{Ecuación 3.40}$$

Dónde:

A_e = Área efectiva

A_n = Área neta

A_g = Área geométrica

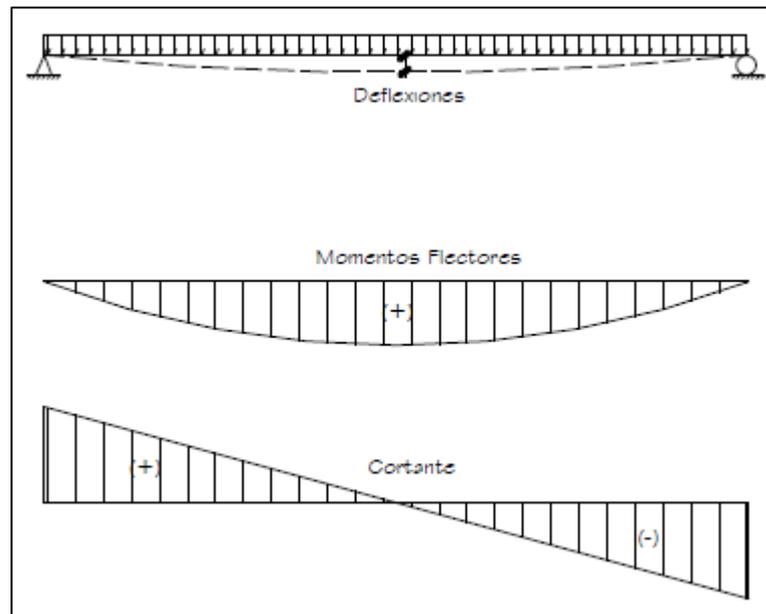
Finalmente se verificó la esbeltez por tracción

$$\frac{kL}{r} \leq 300 \quad \text{Ecuación 3.41}$$

Diseño por flexión

Las correas se diseñaron por flexión ya que son miembros estructurales que soportan cargas transversales que producen momentos flectores, fuerzas cortantes y deflexiones, siendo la resistencia a la flexión el parámetro de diseño de particular significado.

Ilustración N°2: Flexión en una viga



Fuente: A. Rodríguez Serquén, *Diseño de Estructuras Metálicas*, Lima: Prometeo, 2012 [27].

Verificación por pandeo por flexión

Hallamos el momento nominal M_n ; las secciones transversales se clasifican para el diseño en compactas, no compactas o secciones de elementos esbeltos.

Sección compacta ($\lambda \leq \lambda_p$)

Una sección es compacta, si las alas se conectan de manera continua al alma y las relaciones ancho-espesor λ de todos sus elementos de compresión son iguales o menores que λ_p .

Sección no compacta ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$)

Una sección es no compacta si la relación ancho-espesor es mayor que λ_p , siempre y cuando la relación ancho-espesor de todos los elementos a compresión sean iguales o menores que λ_r .

Sección esbelta ($\lambda > \lambda_r$)

Si la relación ancho-espesor de un elemento a compresión es mayor que λ_r ese elemento es esbelto y la sección transversal se llama sección de elemento esbelto.

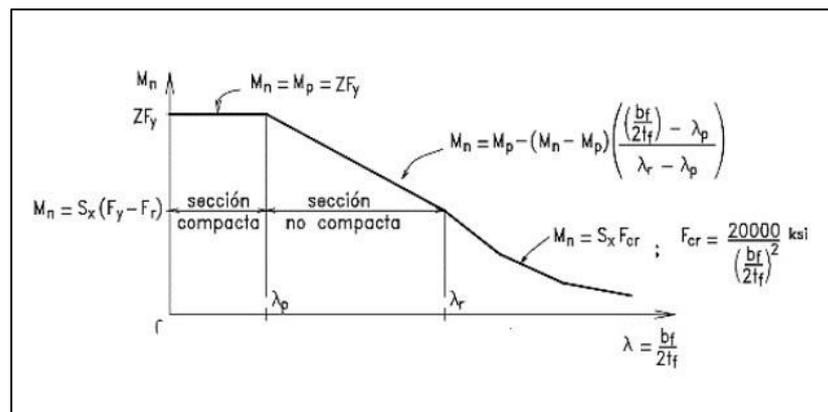
Dónde:

λ = relación ancho-espesor.

λ_p = relación ancho- espesor límite para la sección compacta.

λ_r = relación ancho-espesor límite para el diseño.

Ilustración N°3: Pandeo Local



Fuente: A. Rodríguez Serquén, *Diseño de Estructuras Metálicas*, Lima: Prometeo, 2012 [27].

Verificación por pandeo lateral torsional.

Hallaremos el momento nominal 3 (M_n3); las vigas compactas tiene tres distintos intervalos o zonas de pandeo, dependiendo su condición de soporte lateral:

- Si se tiene un soporte lateral continuo o cercanamente apoyado ($L_b \leq L_p$) pertenecen a la zona 1.
- Conforme se incrementa la separación entre soportes laterales las vigas empiezan a fallar inelásticamente bajo momentos menores ($L_p < L_b \leq L_r$) pertenecen a la zona 2.

- c. Con longitudes mayores sin soporte lateral las vigas fallan elásticamente ($L_b > L_p$) pertenece a la zona 3.

Dónde:

L_b = Longitud de la barra

$$L_p = \frac{300 * r_y}{\sqrt{f_y}}$$

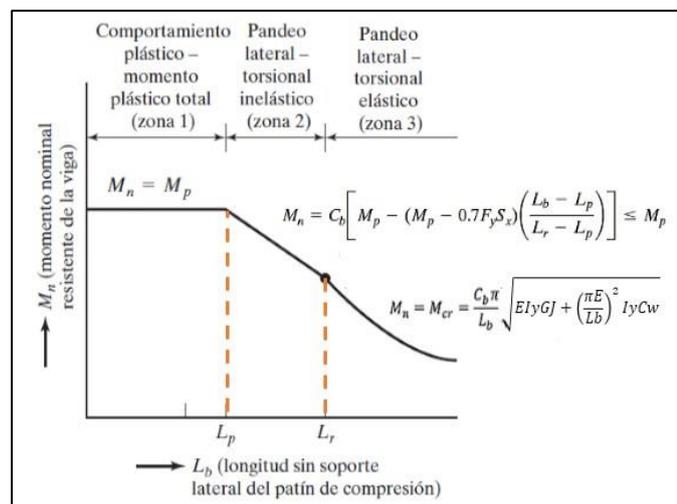
$$L_r = \frac{r_y * x_1}{F_y - F_r} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2(F_y - F_r)^2}}$$

El momento resistente en flexión se determina con:

$$M_u = \phi * M_n \quad \text{Ecuación 3.42}$$

$$\phi = 0.90$$

Ilustración N°4: Pandeo Lateral Torsional



Fuente: A. Rodríguez Serquén, *Diseño de Estructuras Metálicas*, Lima: Prometeo, 2012 [27].

Se permite conservadoramente considerar el valor de $C_b=1.0$, para todos los casos.

Diseño por Corte

Se determinó el área del alma A_w multiplicando el peralte total con el espesor del alma t_w .

Se realizó por el método LRFD, dónde:

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{f_y}}; \text{ entonces } V_n = 0.6 * f_y * A_w \quad \text{Ecuación 3.43}$$

$$\text{Si } \frac{h}{tw} \leq \frac{523}{\sqrt{fy}} ; \text{ entonces } Vn = 0.6 \times fy \times Aw \times \frac{418tw}{\sqrt{fyh}} \quad \text{Ecuación 3.44}$$

$$\text{Si } \frac{h}{tw} \leq 260 ; \text{ entonces } Vn = \frac{132000Aw}{\frac{h^2}{tw}} \quad \text{Ecuación 3.45}$$

$$\text{Si } \frac{h}{tw} > 260 ; \text{ entonces cambiar perfil} \quad \text{Ecuación 3.46}$$

Una vez que se ubicó en el caso que nos encontramos se verificó que:

$$Vu \leq \phi Vn \quad \text{Ecuación 3.47}$$

Verificación de Deflexiones

Según el reglamento nacional de Edificaciones en la Norma E.020 la deflexión máxima para elementos producida por la carga viva es de L/180.

Tabla N°10: Flechas máximas para elementos estructurales

TIPO DE ELEMENTO	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA MÁS LAS FLECHAS DIFERIDAS
Pisos	L/360	L/240*
Techos	L/180	-
<p>L : Luz del elemento. Para volados se tomará como L, el doble de la longitud del elemento. Flecha diferida : Se establece en función de cada material de acuerdo a su Norma respectiva. La flecha diferida se calculará para las cargas permanentes más la fracción de sobrecarga que actúa permanentemente.</p> <p>* No aplicable a estructuras metálicas.</p>		

Fuente: *Norma de Cargas – Perú, E-020, 2014* [13].

I.8.3.1.4. Diseño de viga carril

Para el diseño de la viga carril se calculó el número de ruedas que tendría cada extremo del arco, para lo cual se solicitó las cargas muestras, vivas y de viento en cada reacción de los arcos.

Se decidió trabajar con ruedas de acero de 2” de diámetro y 2” de espesor; para el cálculo de la cantidad de ruedas se utilizó la siguiente ecuación:

$$\frac{Pt}{\# llantas(s \times e)} \leq 4200kg/cm^2 \quad \text{Ecuación 3.48}$$

Dónde:

Pt= peso total del arco

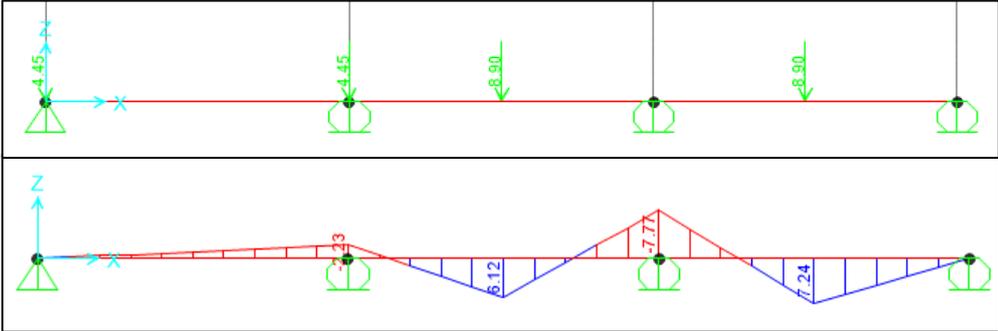
s = asentamiento de la llanta

e = espesor de llanta

Una vez definido la cantidad de llantas y el peso del arco, se dimensionó la viga considerando que los arcos se abrirán, la separación de cada arco es de 40cm; y se consideró utilizar planchas de acero de espesor de 1/8” para disminuir la dimensión de la viga; de esta manera el ancho de la viga sería de 100cm por 30cm de peralte.

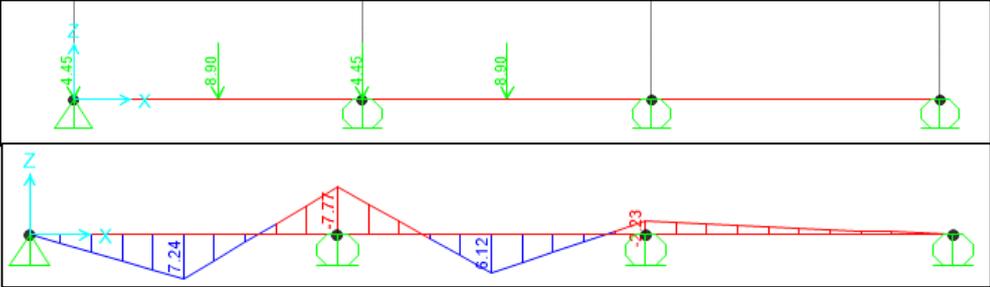
Para hallar el momento de diseño de la viga se trabajó con líneas de influencia suponiendo los diferentes casos en los que se pueden mover los arcos y así calculando el momento máximo que soportará la viga para diseñarla por flexión.

Ilustración N°5: Líneas de Influencia-Caso 1



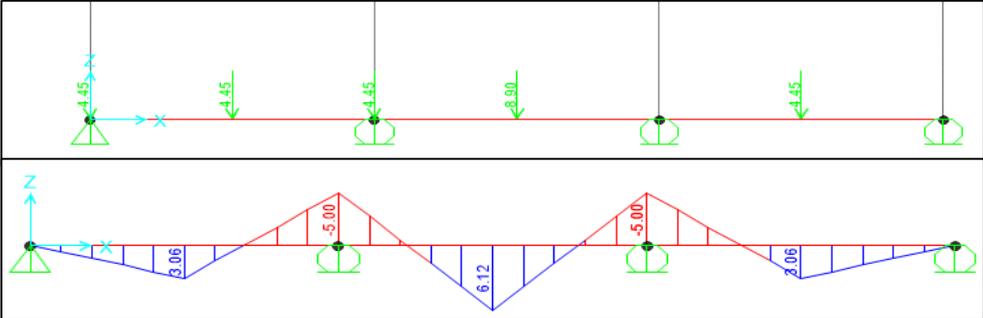
Fuente: Propia

Ilustración N°6: Líneas de influencia - Caso 2



Fuente: Propia

Ilustración N°7: Líneas de influencia - Caso 3



Fuente: Propia.

I.8.3.1.5. Cálculo del motor

La elección del motor se eligió en función de la máxima potencia que se pretende desarrollar, para lo cual el primer paso que se realizó fue calcular el peso total del módulo que va a mover; así mismo definimos cual es el coeficiente de rozamiento por rodadura entre las llantas de acero sobre carriles de acero; siendo $\mu=0.007$ [32].

Calculamos la fuerza de rozamiento con la siguiente fórmula:

$$Fr = \mu \times N \quad \text{Ecuación 3.49}$$

$$N = m \times g \quad \text{Ecuación 3.50}$$

Se calculó el torque con la siguiente fórmula:

$$T = F \times d \quad (\text{Kg-m}) \quad \text{Ecuación 3.51}$$

Una vez obtenido el trabajo, se calculó la potencia de la bomba

$$P = T \times RPM/716 \quad (\text{HP}) \quad \text{Ecuación 3.52}$$

La potencia calculada es la necesaria para poder mover un módulo de arcos, con dicha potencia se seleccionó el tipo de motor que se utilizará.

Una vez definido el tipo de motor, se calculó el torque que genera dicho motor.

$$T = \frac{HP \times 716}{RPM} \quad (\text{Kg/cm}^2) \quad \text{Ecuación 3.53}$$

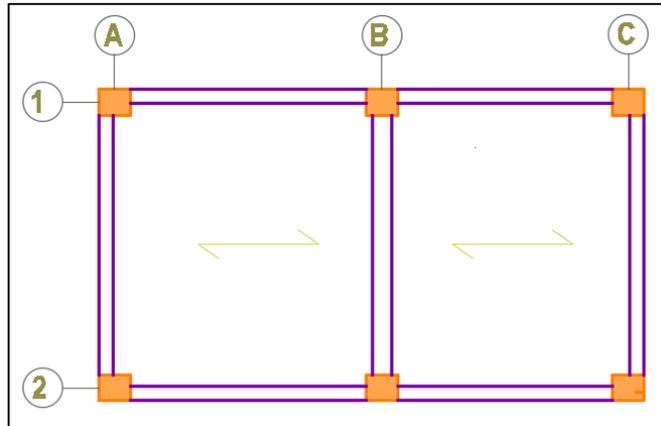
I.8.4. Estructuración y predimensionamiento de los módulos de concreto armado del complejo deportivo.

I.8.4.1. Estructuración

Mediante el proceso de estructuración se definió la ubicación de las columnas, vigas, losas y todos aquellos elementos estructurales que nos permitan lograr un buen comportamiento de la estructura ante las solicitaciones de cargas de sismo. Se buscó la más adecuada ubicación de los elementos estructurales; se trabajó con un sistema estructural de pórticos con columnas conectadas con vigas peraltadas y con losa aligerada en una dirección para el caso de los módulos de administración, stands de comida y baños del auditorio.

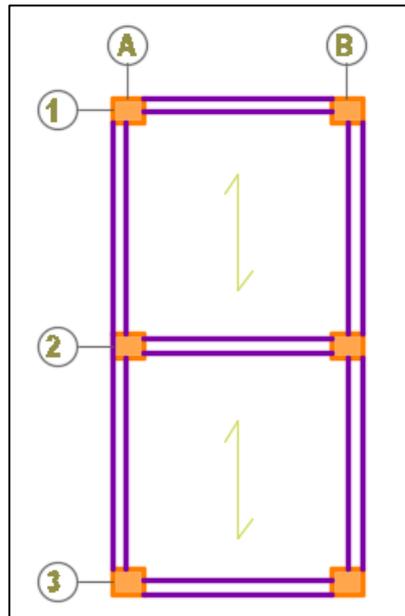
Para el módulo de salas múltiples se decidió separarlo en dos módulos a través de juntas sísmicas para poder tener un mejor comportamiento de las estructuras.

Ilustración N°8: Estructuración de módulo- Administración



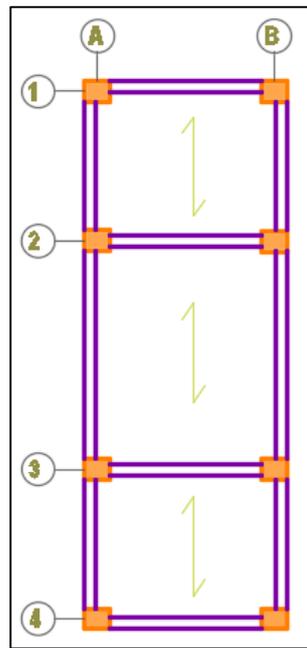
Fuente: Propia.

Ilustración N°9: Estructuración - Stands de venta



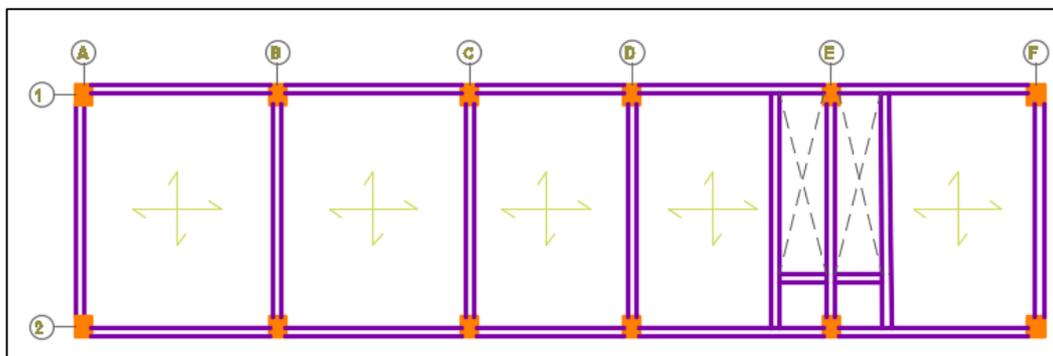
Fuente: Propia.

Ilustración N°10: Estructuración de Baños de Auditorio



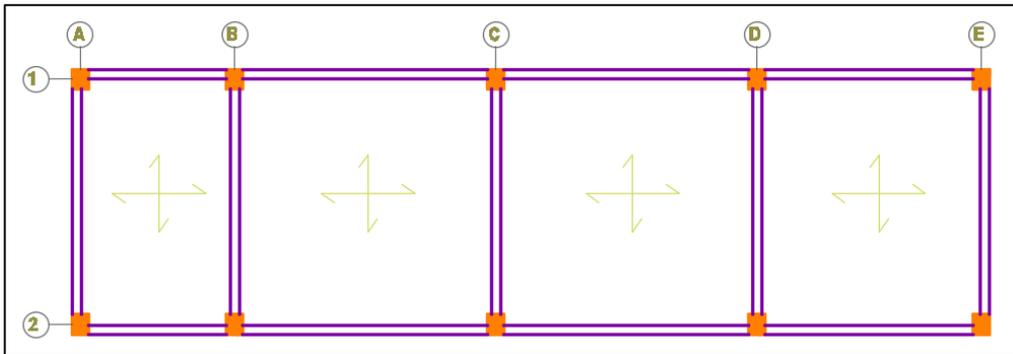
Fuente: Propia.

Ilustración N°11: Estructuración de módulo- Salas Múltiples 1



Fuente: Propia.

Ilustración N°12: Estructuración de módulo- Salas Múltiples 2



Fuente: Propia.

I.8.4.2. Predimensionamiento

Predimensionamiento de Losas Aligeradas

En [16] se establecen peraltes mínimos para losas nervadas o aligeradas en una dirección para no verificar deflexiones.

Tabla N°11: Peralte o espesores mínimos de losas reforzadas en una dirección

Elementos	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyada	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Fuente: *Norma de Concreto Armado- Perú, E-060, 2014* [16].

Predimensionamiento de Vigas

Para la altura de la viga se consideró $h=L/12$, y para la base $b=B/20$, donde B es el ancho tributario de la vigas, y la base no puede ser menos a 25cm.

Predimensionamiento de Columnas

Para el predimensionamiento de columnas se realizó con el criterio de dimensionamiento por cargas de gravedad:

$$A_c = \frac{P_c}{0.35 \cdot f_{1c}} \quad \text{Ecuación 3.54}$$

Dónde:

P_c = Cargas de servicio

Predimensionamiento de Zapatas

El tipo de cimentación que se consideró fue de zapatas conectadas, para su predimensionamiento se pidieron las fuerzas en los puntos de las columnas por los combos de servicio:

$$\begin{aligned} & \text{CM+CV} \\ & \text{CM+CV+0.8SxD} \\ & \text{CM+CV-0.8SxD} \\ & \text{CM+CV+0.8SyD} \\ & \text{CM+CV-0.8SyD} \end{aligned}$$

Luego se calculó el σ_{neto} con la siguiente fórmula:

$$\sigma_{neto} = \sigma_{adm} - [(\gamma_{nat})xhz + (\gamma_{rell} - \gamma_{nat})xhf + \gamma_{rell} x hacab + \gamma_{piso} x hpiso + \frac{s}{c}]$$

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

$$A = \frac{1.2Ps}{\sigma_{neto}} \quad \text{Ecuación 3.55}$$

Para dimensionar el área de la viga de conexión:

$$h = \frac{Ln}{7} \quad \text{Ecuación 3.56}$$

$$b = \frac{h}{2} \quad \text{Ecuación 3.57}$$

Dónde:

Ln= longitud entre columnas.

I.8.5. Análisis Sismo resistente

Nuestro país se encuentra en una zona altamente sísmica, motivo por el cual es fundamental realizar el análisis sismo resistente de cualquier edificación. En [14] se establece el procedimiento para realizar el análisis dinámico y estático para las edificaciones, cuya filosofía y principios son: evitar pérdidas de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad.

Parámetros sísmicos

Factor de Zona

El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad, la norma E.030 establece un factor zona “Z” dependiendo la ubicación del proyecto.

Ilustración N°13: Zonas Sísmicas



Fuente: *Norma de Diseño Sismo Resistente – Perú, E-030, 2018* [14].

Tabla N°12: Factores de zona "Z"

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.20
1	0.10

Fuente: *Norma de Diseño Sismo Resistente – Perú, E-030, 2018* [14].

Parámetros de sitio

Perfil del suelo: El tipo de perfil de suelo se escogió de acuerdo a su capacidad portante, se clasifico como suelos intermedios (S2) igual a 0.87kg/cm².

Tabla N°13: Factores de suelo "S"

	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: *Norma de Diseño Sismo Resistente – Perú, E-030, 2018* [14].

Tabla N° 14: Periodos T_p y T_L

	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
T_p	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: *Norma de Diseño Sismo Resistente – Perú*, E-030, 2018 [14].

Factor de amplificación sísmica

Periodo fundamental de vibración “T”

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica C por las siguientes expresiones:

$$T < T_p; C = 2.5 \quad \text{Ecuación 3.58}$$

$$T_p < T < T_L; C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad \text{Ecuación 3.59}$$

$$T > T_L; C = 2.5 * \frac{T_p * T_L}{T^2} \quad \text{Ecuación 3.60}$$

Dónde T es el periodo fundamental de vibración y se determinó con la siguiente fórmula:

$$T = \frac{h_n}{c_T} \quad \text{Ecuación 3.61}$$

Para el coeficiente C_T , se utilizó la siguiente tabla:

Tabla N° 15: Coeficiente para estimar el periodo fundamental de un edificio "CT"

CT	
35	a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
	b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.
45	a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
	b) Pórticos de acero arriostrados.
60	a) Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Fuente: *Norma de Diseño Sismo Resistente – Perú*, E-030, 2018 [14].

Factor de uso

Dependiendo al tipo de categoría de la edificación, se escogió el factor “U”

Tabla N°16: Categoría de las edificaciones y factor "U"

Categoría	Descripción	U
A	Edificaciones Esenciales	1.5
B	Edificaciones Importantes	1.3
C	Edificaciones Comunes	1
D	Edificaciones Temporales	*

Fuente: *Norma de Diseño Sismo Resistente – Perú*, E-030, 2018 [14].

Sistema estructural

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente en cada dirección de análisis tal como se indica en la siguiente tabla:

Tabla N°17: Sistemas Estructurales

Reducción de Fuerzas Sísmicas		
Sistema Estructural		Ro
Acero	Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)	8
	Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	7
	Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)	6
	Pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)	8
	Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)	6
	Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado	Pórticos	8
	Dual	7
	De Muros Estructurales	6
	Muros de Ductilidad Limitada	4
Albañilería Armada o Confinada		3
Madera		7

Fuente: *Norma de Diseño Sismo Resistente – Perú*, E-030, 2018 [14].

Regularidad estructural

Si la estructura no presenta irregularidades, se considerará al I_a o I_p igual a 1.0

Tabla N°18: Irregularidades estructurales en altura

TIPO	I_a
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

Tabla N°19: Irregularidades estructurales en planta

TIPO	I_p
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 de Diseño Sismo Resistente – Perú*, E-030, 2018 [14].

Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas “R”

Una vez que se verificaron las irregularidades, el coeficiente de reducción se determinó con la siguiente fórmula:

$$R = R_0 * I_p * I_a \quad \text{Ecuación 3.62}$$

Estimación del peso

Para edificaciones que pertenecen a las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.

Para edificaciones de categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.

Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante total en la base de la estructura correspondiente a la dirección en la cual se está analizando, se determinará por la siguiente fórmula:

$$V = \frac{Z*U*C*S}{R} * P \quad \text{Ecuación 3.63}$$

Dónde el valor C/R no será menor que 0.11.

Modos de vibración

En cada dirección se consideró aquellos modos de vibración cuya suma de masas sea por lo menos el 90% de la masa total.

Fuerza cortante mínima

Para cada una de las direcciones de análisis de la edificación la fuerza cortante del edificio no podrá ser menor que el 80% del cortante estático para estructuras regulares y para estructuras irregulares no podrá ser menor que el 90% del cortante estático.

Desplazamientos laterales relativos admisibles

Para estructuras regulares los desplazamientos se calcularán multiplicando por 0.75R, para estructuras irregulares los desplazamientos se calcularán multiplicando por 0.85R.

Tabla N°20: Límites para la distorsión del entrepiso

Material Predominante	(Δ/h)
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 de Diseño Sismo Resistente – Perú*, E-030, 2018 [14].

I.8.6. Consideraciones generales para el diseño de estructuras de concreto

I.8.6.1. Diseño de Vigas

Las vigas se diseñaron para que puedan resistir los esfuerzos de flexión y corte generados por las cargas muertas, vivas y de sismo.

Para el diseño por flexión se utilizaron las siguientes fórmulas:

$$As = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})} \quad \text{Ecuación 3.64}$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} \quad \text{Ecuación 3.65}$$

Dónde:

d = peralte efectivo

ϕ = 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.

$$p_{min} < p < p_{max} \quad \text{Ecuación 3.66}$$

$$p = \frac{A_s}{b \times d} \quad \text{Ecuación 3.67}$$

$$p_{min} = 0.70 \times \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} \quad \text{Ecuación 3.68}$$

$$p_{max} = 0.75 \times p_b \quad \text{Ecuación 3.69}$$

$$p_b = 0.85 \times B1 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right) \quad \text{Ecuación 3.70}$$

Posteriormente se realizó la verificación de ancho mínimo de la viga con el número de aceros que se colocarán.

Finalmente se diseñó por cortante según lo establecido por el capítulo 11 de la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones, cuyo diseño se basa en la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Ecuación 3.71}$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación 3.72}$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad \text{Ecuación 3.73}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \quad \text{Ecuación 3.74}$$

Dónde:

ϕ = 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 de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento.

S = espaciamiento

Según el capítulo 11 de la Norma E.060, los límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante no deben exceder de $d/2$ ni de 60cm; y según el capítulo 21, los límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante no deben exceder de: $d/4$; ocho 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 el capítulo 12 de la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Para barras igual o menores que 3/4”:

$$l_d = \left(\frac{f_y \times \psi_e \times \psi_t \times \lambda}{2.6 \times \sqrt{f'_c}} \right) \times d_b \quad \text{Ecuación 3.75}$$

Para barras mayores a 3/4”:

$$l_d = \left(\frac{f_y \times \psi_e \times \psi_t \times \lambda}{2.1 \times \sqrt{f'_c}} \right) \times d_b \quad \text{Ecuación 3.76}$$

Los factores necesarios para calcular las longitudes de desarrollo se indican en la siguiente tabla:

Tabla N°21: Factores de modificación de las longitudes de desarrollo

Factor	Condiciones	Valor
$\psi_t =$	Barras superiores	1.3
	*Otras barras	1
$\psi_e =$	Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que 3db o espaciamiento libre menor que 6db	1.5
	Otras barras o alambres con tratamiento superficial epóxico.	1.2
	Barras sin tratamiento superficial	1
$\psi_s =$	Barras de 3/4" y menores.	0.8
	Barras mayores de 3/4"	1
$\lambda =$	Concreto liviano	1.3
	Concreto de peso normal	1

Fuente: Norma de Concreto Armado- Perú, E-060, 2014 [16].

I.8.6.2. Diseño de Columnas

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

$$P_u < 0.1 * f'_c * A_g \quad \text{Ecuación 3.77}$$

Si el resultado fue diseño por flexión, se realiza el mismo procedimiento que se realizó para el diseño de vigas, pidiendo los momentos 3-3 y momentos 2-2 en el programa SAP 2000.

Si el resultado fue diseño por flexo compresión se utilizará el método de Bressler, primero realizando un análisis a dos caras con las siguientes fórmulas:

$$\gamma = (H - 12) / H \quad \text{Ecuación 3.78}$$

$$K_n = (P_n / f'_c * A_g) \quad \text{Ecuación 3.79}$$

$$R_n = (M / f'_c * A_g * H) \quad \text{Ecuación 3.80}$$

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.

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}} \quad \text{Ecuación 3.81}$$

El área de refuerzo longitudinal total no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces al área total, A_g , 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.

I.8.6.3. Diseño de Losas Aligeradas

Para el diseño de losas aligeradas en una dirección se consideró la sección de una viga T, y el diseño se realizó por flexión utilizando las ecuaciones 3.64 y 3.65; luego se realizó la verificación de cuantías utilizando como cuantía mínima la cuantía por temperatura = 0.0018 y finalmente se hizo la verificación por cortante donde la cortante última tiene que ser menor a la cortante resistente, ecuación 3.74, que en este caso es la del concreto, caso contrario se tendrá que ensanchar la vigueta.

I.8.6.4. Diseño de Escalera

El diseño de éste elemento se realizó por flexión utilizando las ecuaciones 3.64 y 3.65 y se realizó la verificación por cortante utilizando la ecuación 3.74. 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:

$$A_{st}=0.0018 \times b \times d \quad \text{Ecuación 3.82}$$

I.8.6.5. 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 menor al qneto.

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

Verificación de corte por flexión:

$$V_u < \phi V_c \quad \text{Ecuación 3.83}$$

$$V_u = q_u \times (L_v - d) \quad \text{Ecuación 3.84}$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad \text{Ecuación 3.85}$$

Dónde:

q_u : presión del suelo.

L_v : 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:

$$V_n = 0.27 \times \left(2 + \frac{4}{BC}\right) \times \sqrt{f'_c} \times P_o \times d \quad \text{Ecuación 3.86}$$

$$V_n = 0.27 \times \left(\frac{\alpha \times d}{P_o}\right) \times \sqrt{f'_c} \times P_o \times d \quad \text{Ecuación 3.87}$$

$$V_n = 1.10 \times \sqrt{f'_c} \times (P_o \times d) \quad \text{Ecuación 3.88}$$

Dónde:

P0: perímetro crítico.

d: peralte efectivo.

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

α =Parametro igual a 40 si es columna intermedia, 30 para laterales y 20 para esquinas.

Verificación por aplastamiento:

$$Pu \leq \phi \times 0.85 \times f'_{cx} \times A_o \quad \text{Ecuación 3.89}$$

Donde:

A0: área critica.

Para el diseño por flexión se empleó la siguiente ecuación:

$$M_{act} = q_u \times B \times \frac{L_v^2}{2} \quad \text{Ecuación 3.90}$$

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:

$$A_s = \frac{M_{act}}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \text{Ecuación 3.91}$$

Así mismo se realizó la verificación de acero mínimo:

$$A_{smin} = \rho_{min} \times b \times d \quad \text{Ecuación 3.92}$$

Donde:

ρ_{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.

Para el diseño de las vigas de conexión se realizó utilizando las fórmulas de diseño de vigas.

I.8.6.6. Diseño de muros de corte

Para el diseño de placas se realizó la verificación por flexión, flexo compresión, tracción pura, compresión pura, cortante y deslizamiento.

Lo primero que se realizó fue la verificación si se diseñará por flexión o flexo compresión con la siguiente ecuación:

$$Pu \leq 0.1 \times f'c \times Ag \quad \text{Ecuación 3.93}$$

Una vez realizada esta verificación se escogió el momento último de diseño que es 1.2 M_{cr}, siempre y cuando M_{cr} sea mayor que los momentos extraídos por combos de diseño.

Si el diseño es por flexión:

$$M_{cr} = \frac{2 \times \sqrt{f'c} \times Ig}{yt} \quad \text{Ecuación 3.94}$$

Si el diseño es por flexo compresión:

$$M_{cr} = \left(2 \times \sqrt{f'c} + \frac{Pu}{Ag} \right) \times \frac{Ig}{yt} \quad \text{Ecuación 3.95}$$

Dónde:

Yt: Distancia a la fibra más alejada en tracción.

Diagrama de iteración

Una vez hecho la primera verificación, para el diseño por flexo compresión se realizó el diagrama de iteración el cual 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:

$$c \geq \frac{Lw}{600x\left(\frac{\delta v}{hv}\right)} \quad \text{Ecuación 3.96}$$

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

$$\frac{Pu}{A} + \frac{Mc \times c}{I} \geq 0.2 \times f'c \quad \text{Ecuación 3.97}$$

Dónde:

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

Lw: longitud de la placa.

δv : desplazamiento.

Hv: altura de la placa.

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

$$C - 0.1 \times Lw \quad \text{Ecuación 3.98}$$

$$C/2 \quad \text{Ecuación 3.99}$$

Longitud mínima = 30cm.

Luego se realizó la verificación de tracción pura:

$$T \leq As \times fy \times \phi \quad \text{Ecuación 3.100}$$

$$\phi = 0.9$$

Verificación de compresión pura en el extremo:

$$C \leq \phi \times 0.8 \times (0.85 \times f'c \times (Ag - As) + fy \times As) \quad \text{Ecuación 3.101}$$

$$\phi = 0.7$$

Verificación por cortante:

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

Caso 1: Si $\frac{Vu}{\phi} \leq 0.27 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$, donde la cuantía mínima horizontal será igual a 0.002 y la cuantía mínima vertical será 0.0015.

Caso 2: Si $0.27 \times \sqrt{f'c} \times b \times d < \frac{Vu}{\phi} \leq 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$; la cuantía mínima horizontal es igual a 0.0025 y la cuantía mínima vertical se calculará con la siguiente ecuación:

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

Caso 3: Si $\frac{Vu}{\phi} > 0.53x\sqrt{f'c} x bw x d$; la cuantía horizontal y la cuantía mínima vertical se calculará con las siguientes ecuaciones:

$$P_{min \text{ hor}} = \frac{\left(\frac{Vu}{\phi} - Vc \right) x Sh}{fy x d} \geq 0.0025$$

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

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.

$$Avf = \frac{\frac{Vu}{\phi c}}{f'y x \mu} \quad \text{Ecuación 3.105}$$

Dónde:

Para el valor de μ se utilizará la siguiente tabla:

Tabla N°22: Valores de 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 de Concreto Armado- Perú*, E-060, 2014 [16].

Tabla N°23: Valores de λ

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

Fuente: *Norma de Concreto Armado- Perú*, E-060, 2014 [16].

I.8.6.7. Diseño de cisterna

Para el diseño de la cisterna primero se calculó la dotación necesaria para el complejo deportivo, esto se realizó por cada ambiente cumpliendo con lo establecido en [33] del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Luego con las características del suelo obtenido por el estudio de suelos realizado en la zona del proyecto, calculamos las presiones activas (k_a) con la siguiente ecuación:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ecuación 3.106}$$

Dónde:

ϕ : ángulo de fricción del suelo.

Una vez obtenido las presiones, se calcularon los empujes que tendrá cada pared de la cisterna, el espesor que se consideró para las paredes de la cisterna es de 20cm, para la losa de fondo 25cm, y para la tapa 15cm.

Para el cálculo de acero vertical y horizontal, se consideraron las cuantías mínimas establecidas por el capítulo 14 de la Norma E0.60 del Reglamento Nacional de edificaciones

$$A_s \text{ min horizontal} = 0.002 \times b \times d \quad \text{Ecuación 3.107}$$

$$A_s \text{ min vertical} = 0.0015 \times b \times d \quad \text{Ecuación 3.108}$$

$$A_s \text{ min temperatura} = 0.0012 \times b \times h \quad \text{Ecuación 3.109}$$

Se trabajó con el acero mínimo de mayor valor.

I.8.6.8. Diseño de piscina semi olímpica

Para el diseño de la piscina se realizó del mismo procedimiento que la piscina ya que trabajan como muros en voladizo motivo por el cual se trabajarán con presiones activas del suelo sobre las paredes de la piscina.

Para el cálculo del acero se trabajó considerando los aceros mínimos descritos en las ecuaciones 3.107, 3.108, 3.109.

I.8.6.9. Diseño de las plataformas deportivas

Las plataformas deportivas se diseñaron como pavimento rígido por el método ASTHO, para un periodo de diseño de 20 años.

Se utilizó el monograma de ASTHO 93 para lo cual se determinó las variables necesarias como:

Módulo de reacción del suelo

$$Kc = \left(1 + \left(\frac{H}{38} \right)^2 \times \left(\frac{K_1}{K_0} \right)^{\frac{2}{3}} \right)^{0.5} \times K_0 \quad \text{Ecuación 3.110}$$

Dónde:

K₁: Coeficiente de reacción de la subbase granular

K₀: Coeficiente de reacción de la sub rasante

H: espesor de la subbase granular

Para el módulo de elasticidad del concreto se utilizó la siguiente ecuación:

$$Ec = 21000 \times f'c^{1/2} \quad \text{Ecuación 3.111}$$

El módulo de rotura se calculó con la siguiente ecuación

$$Mr = a \times \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación 3.112}$$

dónde los valores a varían entre 1.99 y 3.18

Coeficiente de transmisión de carga

Tabla N°24: Valores de coeficiente de transmisión de carga J

TIPO DE BERMA	J			
	GRANULAR O ASFÁLTICA		CONCRETO HIDRÁULICO	
VALORES J	SI (con pasadores)	NO (sin pasadores)	SI (con pasadores)	NO (sin pasadores)
	3.2	3.8-4.4	2.8	3.8

Fuente: A. Salazar Rodríguez, *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*, 2015 [28].

La pérdida de serviciabilidad es igual a:

$$\Delta PSI = Pi - Pt \quad \text{Ecuación 3.113}$$

Dónde:

Pi: serviciabilidad inicial

Pt: serviciabilidad final

I.8.6.10. Diseño del drenaje Pluvial

Para calcular el caudal de diseño se utilizó la siguiente ecuación:

$$Q \left(\frac{m^3}{s} \right) = \frac{C \times I \times A}{360} \quad \text{Ecuación 3.114}$$

Dónde:

C: coeficiente de permeabilidad igual a 0.85

I: intensidad de la lluvia (mm/hr)

A: área a drenar (ha)

Para calcular el diámetro de la bajante se utilizó la siguiente ecuación:

$$Q \left(\frac{m^3}{s} \right) = \frac{0.312 \times D^{2/3} \times S^{1/2}}{n} \quad \text{Ecuación 3.115}$$

Dónde:

S: pendiente 2%

N: coeficiente de rugosidad 0.01

Para el cálculo de las dimensiones de la canaleta de techo se utilizaron las siguientes ecuaciones:

$$y(mm) = \left(\frac{7500Q_{lts/s}}{D} \right)^{2/3} ; \text{ si } y \leq \frac{D}{2} \quad \text{Ecuación 3.116}$$

$$y(mm) = \left(\frac{15000Q_{lts/s}}{D^4} \right) ; \text{ si } y > \frac{D}{2} \quad \text{Ecuación 3.117}$$

$$Yc(mm) = \sqrt[3]{\frac{Q^2_{m^3/s}}{b^2 \times g}} \quad \text{Ecuación 3.118}$$

$$Fd = \left(\frac{Yc}{Yd} \right)^{1.5} \quad \text{Ecuación 3.119}$$

$$Yu = \sqrt{2 \times Fd^2 + 1} \times Yd \quad \text{Ecuación 3.120}$$

$$Rh = \frac{A}{P} \quad \text{Ecuación 3.121}$$

$$v = \frac{Q}{2 \times A} \quad \text{Ecuación 3.122}$$

I.8.6.11. Diseño de conexiones

Diseño del pin

En las conexiones tipo aplastamiento se da el caso en que las cargas por transmitirse son mayores que la resistencia a la fricción generada al apretar el pin, como consecuencia se presenta un pequeño deslizamiento entre los miembros conectados, quedando los tornillos sometidos a corte y aplastamiento [29].

Para la resistencia de diseño o LRFD de un pin al corte se empleó la siguiente ecuación:

$$F_{nv}(\text{act}) \leq F_v \quad \text{Ecuación 3.123}$$

$$F_v = (F_{nv})(\text{número de pernos}) \quad \text{Ecuación 3.124}$$

Donde:

F_{nv} : esfuerzo de corte del acero.

Para lo cual se utilizó la siguiente tabla:

Tabla N°25: Resistencia Nominal de sujetadores y partes roscadas

Descripción de los sujetadores	Resistencia nominal a la tensión, F_{nt} , klb/plg ² (MPa) ^[a]	Resistencia nominal al cortante en conectores tipo aplastamiento, F_{nv} , klb/plg ² (MPa) ^[b]
Tornillos A307	45 (310)	27 (188) ^{[c][d]}
Tornillos del Grupo A (tipo A325), cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	90 (620)	54 (372)
Tornillos del Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	90 (620)	68 (457)
Tornillos del Grupo B (tipo A490), cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	113 (780)	68 (457)
Tornillos del Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	113 (780)	84 (579)
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4 del Manual, cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	$0.75 F_u$	$0.450 F_u$
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4 del Manual, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	$0.75 F_u$	$0.563 F_u$

Fuente: J. McCormac y S. Csernak, *Diseño de estructuras de acero (5ta Edición)*, México: Alfaomega, 2013 [29].

Diseño de las argollas

Las argollas se verificaron por aplastamiento y corte. La resistencia al aplastamiento no se determina a partir de la resistencia de los tornillos o del pin, sino se basa en la resistencia de las partes conectadas y del arreglo de los tornillos, es decir depende de la separación entre tornillos, sus distancias de los bordes, de la resistencia a la tensión y del espesor. Para lo cual se utilizaron las siguientes ecuaciones:

$$P_u \leq \phi R_n \quad \text{Ecuación 3.125}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d \times t \times F_u \quad \text{Ecuación 3.126}$$

Donde:

Fu: resistencia última a la fractura especificada del material conectado.

D: diámetro nominal de la argolla.

Lc: distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde.

t: espesor.

ϕ : 0.75

La resistencia por corte se debe a la falla de un miembro que puede ocurrir a lo largo de una trayectoria que implique tensión en un plano y cortante en otro plano perpendicular. Se utilizaron las siguientes ecuaciones para la verificación:

$$R_n = 0.60 F_u \times A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

Donde:

Fu: resistencia última de la placa.

Fy: resistencia de fluencia de la placa.

Agv: área total sujeta a cortante.

Anv: área neta sujeta a cortante.

Ant: área neta sujeta a tensión.

Ubs se considera 1 si la distribución de esfuerzos a tensión son uniformes, y se considera 0.5 si es que sucede lo contrario.

Conexiones Soldadas

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico o fluido, permitiendo que las partes fluyan y se unan [29].

El procedimiento de soldadura que se utilizó es de soldadura de arco metálico protegido, abreviado como SMAW y el tipo de soldadura utilizado es filete las cuales son más resistentes a la tensión y a la compresión que al corte.

Para el diseño de soldaduras se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor que cuatro veces la dimensión nominal del lado de la soldadura.
- El tamaño máximo de una soldadura de filete a lo largo de los bordes de material menor de 1/4 plg de grueso debe ser igual al grueso del material. Para material más grueso, no debe ser mayor que el espesor del material menos 1/16plg, a menos que la soldadura se arregle especialmente para dar un espesor completo de la garganta.
- Los tamaños de filetes permisibles mínimos de soldadura según las especificaciones del AISC se dan en la siguiente tabla:

Tabla N°26: Tamaños mínimos para las soldaduras filete.

Espesor del material de la parte unida más delgada, plg (mm)	Tamaño mínimo de las soldaduras de filete, ^[a] plg (mm)
Hasta $\frac{1}{4}$ (6) inclusive	$\frac{1}{8}$ (3)
Mayor de $\frac{1}{4}$ (6) hasta $\frac{1}{2}$ (13)	$\frac{3}{16}$ (5)
Mayor de $\frac{1}{2}$ (13) hasta $\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{1}{4}$ (6)
Mayor de $\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{5}{16}$ (8)

Fuente: J. McCormac y S. Csernak, *Diseño de estructuras de acero (5ta Edición)*, México: Alfaomega, 2013 [29].

Para calcular la resistencia de la soldadura se utilizó la siguiente ecuación:

$$R_n = F_{nw} \times A_{we} \quad \text{Ecuación 3.128}$$

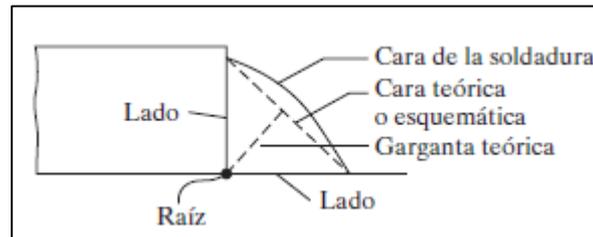
Donde:

F_{nw}: esfuerzo nominal del metal de la soldadura, klb/plg².

A_{we} (área efectiva de la soldadura)= Raíz x Longitud de soldadura.

Raíz= 0.707 veces el tamaño de la soldadura.

Ilustración N° 14: Dimensiones para la soldadura filete



Fuente: J. McCormac y S. Csernak, *Diseño de estructuras de acero (5ta Edición)*, México: Alfaomega, 2013 [29].

I.8.6.12. Diseño de cerco perimétrico

Los muros portantes y los no portantes deberán verificarse para las acciones perpendiculares a su plano provenientes de sismo, viento o de fuerzas de inercia de elementos puntuales o lineales que se apoyen en el muro o en sus extremos [29].

Los muros deberán reforzarse con elementos de concreto armado capaces de resistir las cargas y transmitir las a la cimentación, así mismo deberán ser diseñados para resistir las fuerzas sísmicas asociado a su peso establecido por la NTE E.030 Diseño Sismo-resistente.

El paño de albañilería se supondrá que actúa como una losa simplemente apoyada en sus arriostres sujeta a cargas sísmicas uniformemente distribuidas [29], para calcular la magnitud de carga por metro cuadrado de muro se realizará con la siguiente ecuación:

$$w = 0.8 * Z * U * C1 * \gamma * e \quad \text{Ecuación 3.129}$$

Dónde:

Z= factor de zona

U= factor de impotancia

C1= coeficiente sísmico

e= espesor bruto

Y= peso volumétrico de la albañilería

Para calcular el momento flector distribuido para un ancho tributario de 1m, producido por la carga sísmica se calculará con la siguiente ecuación:

$$M_s = m * w * a^2$$

Ecuación 3.130

Dónde:

m= coeficiente de momento

a= dimensión crítica

Tabla N°27: Valores del coeficiente de momentos "m" y dimensión crítica "a"

CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Menor dimensión								
b/a = 1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞	
m = 0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125	
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Longitud del borde libre								
b/a = 0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0	∞
m = 0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,132	0,133
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES								
a = Altura del muro								
m = 0,125								
CASO 4. MURO EN VOLADIZO								
a = Altura del muro								
m = 0,5								

Fuente: *Norma de Albañilería – Perú, E-070; 2016 [29].*

Para calcular el momento total de diseño se realizó con la siguiente fórmula:

$$M_t = M_s + M_g$$

Ecuación 3.131

Dónde:

M_s= Momento generado por la carga sísmica

M_g= Momento flector producido por la excentricidad de la carga gravitacional

El esfuerzo normal producido por el momento flector se obtendrá como:

$$f_m = 6M_t/t^2$$

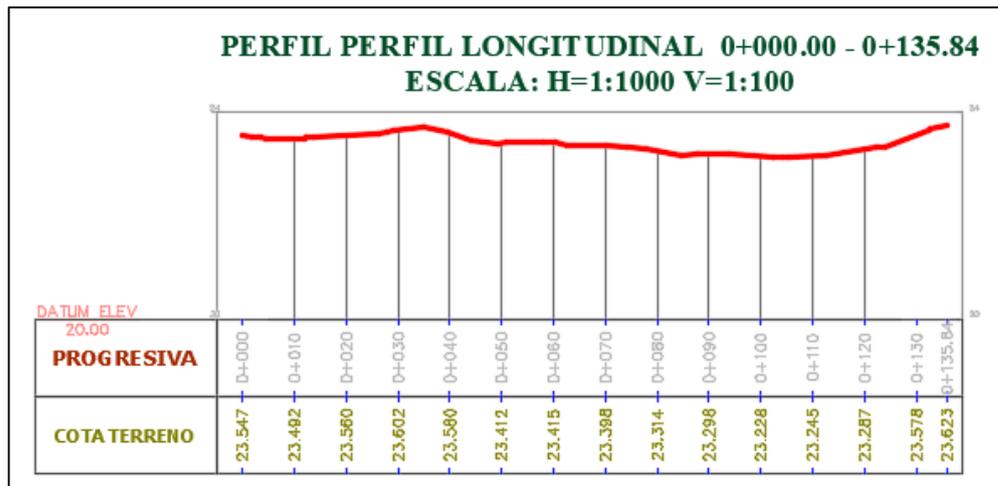
Ecuación 3.132

IV. RESULTADOS

4.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Como resultado del levantamiento topográfico se muestra en las siguientes imágenes las curvas de nivel del terreno y el perfil longitudinal del terreno, para de esta manera poder dar soluciones con respecto a los problemas pluviales.

Ilustración N°4.1: Perfil longitudinal del terreno estudiado



Fuente: Propia

4.2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

4.2.1. Generalidades

El estudio de Mecánica de Suelos ha sido realizado con fines de verificar las condiciones de los suelos que subyacen al área de estudio para poder recomendar el tipo de cimentación y desplante mínimo de las estructuras para el proyecto “DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COMPLEJO DEPORTIVO NUEVO SAN LORENZO UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, 2017.”

El área de estudio se encuentra ubicado en el IV Sector de San Lorenzo MZ P Lote 2 del distrito de José Leonardo Ortiz, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque.

4.2.2. Caracterización físico geográfica

Aspecto geomorfológico

La zona de estudio presenta características geomorfológicas descritas como de llanura, con topografía relativamente plana con pendiente moderada.

Aspecto geológico

El Mapa Geológico del Cuadrángulo de la Provincia de Chiclayo del Instituto Geológico Minero y Metalúrgico del Ministerio de Energía y Minas considera que la conformación estratigráfica en toda el área de estudio corresponde a un depósito de suelos finos sedimentarios de unidades geológicas: era: CENOZOICO, sistema: CUATERNARIO.

4.2.3. Alcance de la investigación de campo

Para determinar el número de puntos a explorar se realizó en base a las consideraciones establecidas por la Norma E-0.50 del Reglamento Nacional de Edificaciones en la cual existen categorías para las edificaciones y la cantidad de números de puntos de exploración según el tipo de edificación y el área techada del terreno.

Tabla N°28: Datos generales del estudio de suelo

Área techada m2	2253.27
Tipo de Edificación	B
N° de puntos de exploración	1 cada 450 m2
Total de puntos a explorar	6

Fuente: Propia.

Con el objeto de determinar las características del subsuelo, se realizó la exploración de campo, mediante seis (06) Pozos Exploratorios, denominados desde SPT-01, SPT-02, SPT-03, SPT-04, SPT-05 y SPT-06 con una profundidad de 6.00m promedio ubicados convenientemente las cuales son:

Tabla N°29: Geología de la zona en estudio

MUESTRA	COORDENADA ESTE	COORDENADA NORTE	PROFUNDIDAD
SPT-01	626800	9253748	6.40
SPT-02	626770	9253772	5.05
SPT-03	626745	9253730	4.60
SPT-04	626745	9253720	5.20
SPT-05	626705	9253710	4.60
SPT-06	626740	9253700	4.60

Fuente: Propia

También se realizaron 03 ensayos de Penetrómetro Dinámico de Cono para la determinación del CBR in-situ que se ubican en las losas deportivas.

Tabla N°30: Ubicación de los PDC

PDC	UBICACIÓN	PROFUNDIDAD
PDC - 01	Losas Deportivas	3.60
PDC - 02	Losas Deportivas	3.60
PDC - 03	Losas Deportivas	3.60

Fuente: Propia

4.2.4. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Correlaciones entre el coeficiente de balastro y N60

Tabla N°31: Correlación para coeficiente de balastro SPT1

COEFICIENTE DE BALASTRO K30									
Muestra	Profundidad (m)		N60	Terzaghi		Meyerhof - Bows kg/cm ²		Peck kg/cm ²	K
M2	0.75	1.45	8.0	1.2	0.8	2	1.0	0.34	1.2 kg/cm ²
M3	1.45	2.05	10.0	1.4	1.1	2	1.3	0.43	1.4 kg/cm ²
M4	2.05	3.10	10.0	1.4	1.1	2	1.3	0.43	1.4 kg/cm ²
M5	3.10	4.00	10.0	1.4	1.1	2	1.3	0.43	1.4 kg/cm ²
M6	4.00	5.05	15.0	2	2	3	2	0.65	2.2 kg/cm ²
M7	5.05	5.65	22.0	3	3	4	3	0.95	3.3 kg/cm ²
M8	5.65	5.95	21.0	3	3	4	3	0.91	3.1 kg/cm ²
M9	5.95	6.40	31.0	6	4	6	4	1.34	5.0 kg/cm ²

Fuente: Propia

Tabla N°32: Correlación para el coeficiente de balastro SPT2

COEFICIENTE DE BALASTRO K30									
Muestra	Profundidad		N60	Terzaghi		Meyerhof - Bows kg/cm ²		Peck kg/cm ²	K
M1	0.00 m	1.45 m	8.0	1	1	2	1	0.34	1.2 kg/cm ²
M2	1.45 m	2.95 m	12.0	2	1	2	2	0.52	1.7 kg/cm ²
M3	2.95 m	4.15 m	18.0	2	2	4	2	0.78	2.6 kg/cm ²
M4	4.15 m	5.05 m	31.0	6	4	6	4	1.34	5.0 kg/cm ²

Fuente: Propia

Tabla N°33: Correlación para el coeficiente de balastro SPT3

COEFICIENTE DE BALASTRO K30								
Profundidad		N60	Terzaghi		Meyerhof - Bowls kg/cm2		Peck kg/cm2	K
0.00 m	1.15 m	8.0	1	1	2	1	0.34	1.2 kg/cm2
1.15 m	2.95 m	8.0	1	1	2	1	0.34	1.2 kg/cm2
2.95 m	4.00 m	19.0	2	2	4	2	0.82	3.1 kg/cm2
4.00 m	5.05 m	19.0	2	2	4	2	0.82	3.1 kg/cm2

Fuente: Propia

Tabla N°34: Correlación para el coeficiente de balastro SPT4

COEFICIENTE DE BALASTRO K30									
M	Profundidad		N60	Terzaghi		Meyerhof - Bowls kg/cm2		Peck kg/cm2	K
M1	0.00 m	1.30 m	8.0	1	1	2	1	0.34	1.2 kg/cm2
M2	1.30 m	2.50 m	8.0	1	1	2	1	0.34	1.2 kg/cm2
M3	2.50 m	4.15 m	9.0	1	1	2	1	0.39	1.3 kg/cm2
M4	4.15 m	4.75 m	18.0	2	2	4	2	0.78	2.6 kg/cm2
M5	4.75 m	5.20 m	18.0	2	2	4	2	0.78	2.6 kg/cm2

Fuente: Propia

Tabla N°35: Correlación para el coeficiente de balastro SPT5

COEFICIENTE DE BALASTRO K30									
M	Profundidad		N60	Terzaghi		Meyerhof - Bowls		Peck kg/cm2	K
M1	0.90 m	1.90 m	8.0	1	1	2	1	0.34	1.2 kg/cm2
M2	1.90 m	2.35 m	12.0	2	1	2	2	0.52	1.7 kg/cm2
M3	2.35 m	2.65 m	16.0	2	2	3	2	0.69	2.3 kg/cm2
M4	2.65 m	3.40 m	16.0	2	2	3	2	0.69	2.3 kg/cm2
M5	3.40 m	4.60 m	15.0	2	2	3	2	0.65	2.2 kg/cm2

Fuente: Propia

Tabla N°36: Correlación para el coeficiente de balastro SPT6

COEFICIENTE DE BALASTRO K30									
M	Profundidad		N60	Terzaghi		Meyerhof - Bowls		Peck kg/cm2	K
M1	0.90 m	1.45 m	8.0	1	1	2	1	0.34	1.2 kg/cm2
M2	1.45 m	2.50 m	18.0	2	2	4	2	0.78	2.6 kg/cm2
M3	2.50 m	4.00 m	9.0	1	1	2	1	0.39	1.3 kg/cm2
M4	4.00 m	4.60 m	14.0	2	2	3	2	0.60	2.0 kg/cm2

Fuente: Propia

Correlaciones para calcular la capacidad portante con el N60

Tabla N°37: Capacidad portante SPT1

CUADRO RESUMEN				
Muestra	Profundidad (m)		N60	qadm
M2	0.75	1.45	8	0.88
M3	1.45	2.05	10	1.05
M4	2.05	3.10	10	1.05
M5	3.10	4.00	10	1.05
M6	4.00	5.05	15	1.64
M7	5.05	5.65	22	2.40
M8	5.65	5.95	21	2.30
M9	5.95	6.40	31	3.39

Fuente: propia

Tabla N°38: Capacidad portante SPT2

CUADRO RESUMEN				
Muestra	Profundidad (m)		N60	qadm
M1	0.00	1.45	8	0.88
M2	1.45	2.95	12	1.28
M3	2.95	4.15	18	1.86
M4	4.15	5.05	31	3.39

Fuente: propia

Tabla N°39: Capacidad portante SPT3

CUADRO RESUMEN				
Muestra	Profundidad (m)		N60	qadm
M1	0.00	1.15	8	0.88
M2	1.15	2.95	8	0.88
M3	2.95	4.00	19	1.96
M4	4.00	5.05	19	1.96

Fuente: propia

Tabla N°40: Capacidad portante SPT4

CUADRO RESUMEN				
Muestra	Profundidad (m)		N60	qadm
M1	0.00	1.30	8	0.88
M2	1.30	2.50	8	0.88
M3	2.50	4.15	9	0.98
M4	4.15	4.75	18	1.91
M5	4.75	5.20	18	1.91

Fuente: propia.

Tabla N°41: Capacidad portante SPT5

CUADRO RESUMEN				
Muestra	Profundidad (m)		N60	qadm
M2	0.90	1.90	8	0.88
M3	1.90	2.35	12	1.28
M4	2.35	2.65	16	1.67
M5	2.65	3.40	16	1.75
M6	3.40	4.60	15	1.57

Fuente: propia.

Tabla N°42: Capacidad portante SPT6

CUADRO RESUMEN				
Muestra	Profundidad (m)		N60	qadm
M2	0.90	1.45	8	0.88
M3	1.45	2.50	18	1.97
M4	2.50	4.00	9	0.94
M5	4.00	4.60	14	1.39

Fuente: propia.

4.2.5. Alcance de la Investigación de Laboratorio

Con las muestras de suelo obtenidas en la Investigación de Campo, se han realizado los ensayos de laboratorio, con la finalidad de obtener los parámetros que permitan su clasificación e identificación de propiedades físicas, mecánicas, hidráulicas y químicas. Los ensayos de laboratorio se han realizado bajo el marco de la Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, los resultados de los ensayos se encuentran plasmados en el Anexo N°4.

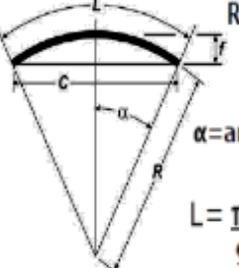
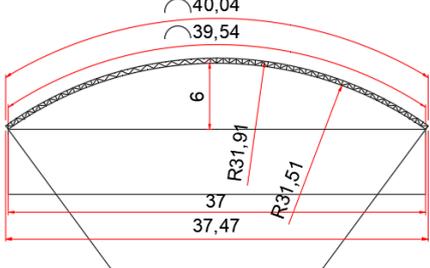
4.3. Diseño de Estructuras de Acero

4.3.1. Cubierta telescópica retráctil

Dimensiones de los arcos

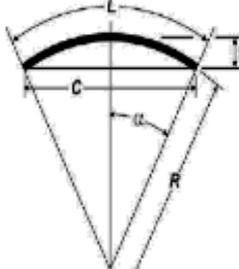
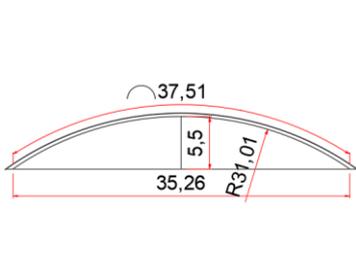
Para el arco mayor la siguiente tabla mostrará las dimensiones con las que se trabajó:

Tabla N°43: Dimensiones del Arco 1- Arco mayor

 $R = \frac{C^2 + 4f^2}{8f}$ $\alpha = \arcsen\left(\frac{C}{2R}\right)$ $L = \frac{\pi \cdot R \cdot \alpha}{90}$		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Características</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>L (m)=</td> <td>39.54</td> </tr> <tr> <td>R (m)=</td> <td>31.51</td> </tr> <tr> <td>f (m)=</td> <td>6.00</td> </tr> <tr> <td>C (m)=</td> <td>37</td> </tr> <tr> <td>S (m)=</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>α (°)=</td> <td>35.95</td> </tr> <tr> <td>Longitud=</td> <td>5 m</td> </tr> </tbody> </table>	Características		L (m)=	39.54	R (m)=	31.51	f (m)=	6.00	C (m)=	37	S (m)=	0.40	α (°)=	35.95	Longitud=	5 m
Características																		
L (m)=	39.54																	
R (m)=	31.51																	
f (m)=	6.00																	
C (m)=	37																	
S (m)=	0.40																	
α (°)=	35.95																	
Longitud=	5 m																	

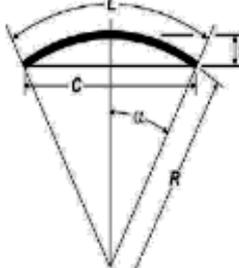
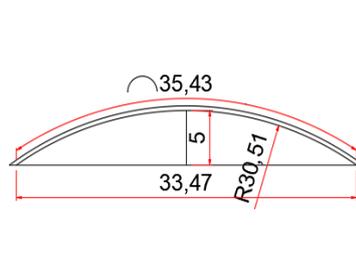
Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°44: Dimensiones del Arco 2- Arco intermedio

 $R = \frac{C^2 + 4f^2}{8f}$ $\alpha = \arcsen\left(\frac{C}{2R}\right)$ $L = \frac{\pi \cdot R \cdot \alpha}{90}$		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Características</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>L (m)=</td> <td>37.50</td> </tr> <tr> <td>R (m)=</td> <td>31.01</td> </tr> <tr> <td>f (m)=</td> <td>5.50</td> </tr> <tr> <td>C (m)=</td> <td>35.26</td> </tr> <tr> <td>S (m)=</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>α (°)=</td> <td>34.65</td> </tr> <tr> <td>Longitud=</td> <td>5 m</td> </tr> </tbody> </table>	Características		L (m)=	37.50	R (m)=	31.01	f (m)=	5.50	C (m)=	35.26	S (m)=	0.40	α (°)=	34.65	Longitud=	5 m
Características																		
L (m)=	37.50																	
R (m)=	31.01																	
f (m)=	5.50																	
C (m)=	35.26																	
S (m)=	0.40																	
α (°)=	34.65																	
Longitud=	5 m																	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°45: Dimensiones del Arco 3- Arco menor

 $R = \frac{C^2 + 4f^2}{8f}$ $\alpha = \arcsen\left(\frac{C}{2R}\right)$ $L = \frac{\pi \cdot R \cdot \alpha}{90}$		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Características</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>L (m)=</td> <td>35.43</td> </tr> <tr> <td>R (m)=</td> <td>30.51</td> </tr> <tr> <td>f (m)=</td> <td>5.00</td> </tr> <tr> <td>C (m)=</td> <td>33.47</td> </tr> <tr> <td>S (m)=</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>α (°)=</td> <td>33.27</td> </tr> <tr> <td>Longitud=</td> <td>5 m</td> </tr> </tbody> </table>	Características		L (m)=	35.43	R (m)=	30.51	f (m)=	5.00	C (m)=	33.47	S (m)=	0.40	α (°)=	33.27	Longitud=	5 m
Características																		
L (m)=	35.43																	
R (m)=	30.51																	
f (m)=	5.00																	
C (m)=	33.47																	
S (m)=	0.40																	
α (°)=	33.27																	
Longitud=	5 m																	

Fuente: Elaboración Propia

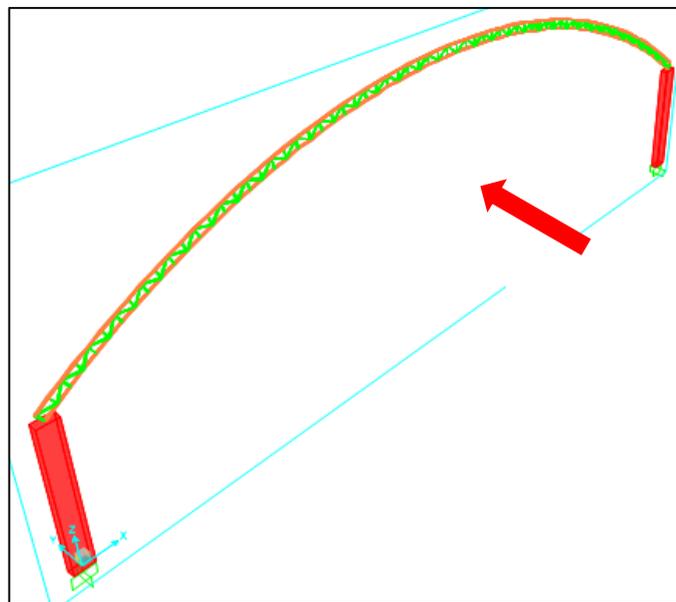
Definición de cargas actuantes en el arco retráctil

Las cargas que se consideraron fueron las siguientes:

- Carga muerta: 36.30 kg, que incluye el peso de la cobertura que en este caso se utilizarán planchas de Policarbonato Alveolar de 2.10m x 5.80m, el peso de los accesorios y el peso de las correas.
- Carga viva: 30kg/m² para coberturas livianas

- Carga de viento: con una velocidad de diseño de 85km/h y una presión de viento de 36.13 kg/m², para arcos el facto de forma exterior es +-0.8 (ver tabla N° 3.6), el factor de forma interior es +0.8 (ver tabla N°3.7) debido que el porcentaje mayor de aberturas se encuentra en el lado barlovento y un coeficiente de ráfaga igual a 1.2 con todos estos datos se obtuvieron 3 presiones del viento.
- W1= 48.98kg, W2= -48.98kg y W3= -97.96kg.

Ilustración N°15: Dirección del viento



Fuente: Propia

Modelamiento en SAP 2000

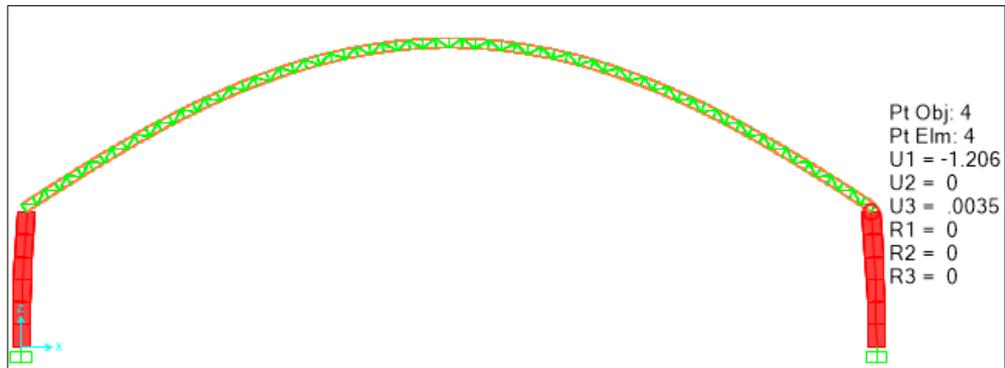
Debido que el arco no se pudo modelar con los cables tensores ya que tendrá un sistema retráctil, se modelo con las columnas las cuales son quienes soportarán las tensiones existentes en los arcos y controlarán los desplazamiento en el eje X, sabiendo que el desplazamiento máximo para las estructuras de concreto armado que en este caso vendrían a ser las columnas es de 0.007 (ver Tabla N° 3.19)

Entonces hallamos el desplazamiento objetivo que tiene que tener nuestro arco para el caso más desfavorable que sería cuando los arcos estén abiertos y la columna tenga que soportar el desplazamiento de los tres arcos, por ello lo calculamos de la siguiente manera:

$$\text{Desplazamiento máximo total} = 0.007 \times 590\text{cm} = 4.13\text{cm.}$$

$$\text{Desplazamiento máximo de 1 arco} = 4.13/3 = 1.38\text{cm.}$$

Ilustración N°16: Desplazamiento máximo de 1 arco



Fuente: Propia

Para lograr que nos cumplan los desplazamientos, se utilizaron columnas de 0.75m x 0.30m, la separación entre arcos es de 0.4m y la flecha del arco es de 6m, con una longitud de arco de 39.54m.

Diseño de los elementos del arco

Con la ayuda del programa SAP 2000 se hallaron las tracciones y compresiones máximas que soporta cada elemento del arco. Se trabajaron con perfiles cuadrados huecos (HSS).

- **Diseño de Bridas superiores L=23 in**

Se seleccionó el tipo de perfil con el cual se diseñará para poder trabajar con sus propiedades y las propiedades del material con el que se está trabajando que en este caso es el Acero Perú.

Tabla N°46: Propiedades de la Sección

SELECCIONAR PERFIL	
HSS2X2X1/8	
Ag	0.8 in ²
Iy	0.49 in ⁴
Ix	0.49 in ⁴
ry	0.76 in
rx	0.76 in

Tabla N°47: Propiedades del acero Perú

E=	29869 ksi
Fu=	60 ksi
Fy=	34.0 ksi

BRIDA SUPERIOR	TRACCION	COMP
	4.1296	-6.9795

Se realizó primero el diseño por compresión, donde se realizó la verificación por Pandeo Local

Tabla N°48: Tabla para prevenir el pandeo local por compresión axial para elementos atiesados

Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
--	-----	-----------------------------	---

Fuente: J. McCormac y S. Csernak, *Diseño de estructuras de acero (5ta Edición)*, México: Alfaomega, 2013 [30].

b :	1.8 in2
t :	0.13 in2
λ :	14.00
λ_r :	41.50
CUMPLE	
34%	

Se realizó la verificación por Pandeo Lateral, se calculó el λ_c para poder calcular el esfuerzo crítico en compresión F_c y luego calcular la carga máxima en compresión que soporta dicho perfil.

k:	1
L:	23 in
r:	0.8 in
λ_c :	0.32
F_c:	32.55 ksi
C max:	23 ksi

Y se verificó la eficiencia por compresión:

$$C / C_{max} = 66.06\%$$

Se realizó la verificación por esbeltez a compresión, dónde:

$KL/r < 200$	30.01 in	<	200 in	CUMPLE
--------------	----------	---	--------	---------------

Para el diseño por tracción se verificó que la tracción actuante sea menor que la resistente

Tracc=	4.13 ton	9 ksi
--------	----------	-------

Fy :	34.0 Ksi
Ag:	0.840 in ²
ϕ :	0.9
Pmax :	26 Ksi

PERFIL CORRECTO

Se calculó la eficiencia por tracción

$$T / T_{max} = 35.35\%$$

Finalmente se realizó la verificación por esbeltez

$KL/r < 300$	30.01 in	<	300 in
--------------	----------	---	--------

- **Diseño de Bridas inferiores**

SELECCIONAR PERFIL	
HSS2X2X1/8	
Ag	0.8 in ²
Iy	0.49 in ⁴
Ix	0.49 in ⁴
ry	0.76 in
rx	0.76 in

E=	29869 ksi
Fu=	60 ksi
Fy=	34.0 ksi

BRIDA INFERIOR	TRACCION	COMP
	5.6575	-9.5619

Se realizó primero el diseño por compresión, donde se realizó la verificación por Pandeo Local

b :	1.8 in ²
t :	0.13 in ²
λ :	14.00
λ_r :	41.50
CUMPLE	
34%	

Se realizó la verificación por Pandeo Lateral, se calculó el λ_c para poder calcular el esfuerzo crítico en compresión F_c y luego calcular la carga máxima en compresión que soporta dicho perfil.

k:	1
L:	22 in
r:	0.76 in
λ_c :	0.31
F_c:	32.63 ksi

C max:	23 ksi
---------------	--------

Y se verificó la eficiencia por compresión:

$C / C_{max} =$	90.30%
-----------------	---------------

Se realizó la verificación por esbeltez a compresión, dónde:

$KL/r < 200$	30.01 in	<	200 in	CUMPLE
--------------	----------	---	--------	---------------

Para el diseño por tracción se verificó que la tracción actuante sea menor que la resistente

Tracc=	5.66 ton	12 ksi
--------	----------	--------

F_y :	34.0 Ksi
A_g:	0.840 in ²
φ :	0.9
P_{max} :	26 Ksi

PERFIL CORRECTO

Se calculó la eficiencia por tracción

$T / T_{max} =$	48.42%
-----------------	---------------

Finalmente se realizó la verificación por esbeltez

$KL/r < 300$	30.01 in	<	300 in
--------------	----------	---	--------

- **Diseño de diagonales y montantes L=28 in**

SELECCIONAR PERFIL	
HSS1*1*1/8	
Ag	0.44 in ²
Iy	0.06 in ⁴
Ix	0.06 in ⁴
ry	0.36 in
rx	0.36 in

E=	29869 ksi
Fu=	60 ksi
Fy=	34.0 ksi

DIAGONALES Y MONTANTES	TRACCION	COMP
	0.4747	-0.4777

Se realizó primero el diseño por compresión, donde se realizó la verificación por Pandeo Local

b :	1.8 in ²
t :	0.13 in ²
λ :	14.00
λ_r :	41.50
CUMPLE	
34%	

Se realizó la verificación por Pandeo Lateral, se calculó el λ_c para poder calcular el esfuerzo crítico en compresión F_c y luego calcular la carga máxima en compresión que soporta dicho perfil.

k:	1
L:	28 in
r:	0.36 in
λ_c :	0.82
F_c:	25.66 ksi

C max:	10 ksi
---------------	--------

Y se verificó la eficiencia por compresión:

C / C_{max} =	11.02%
------------------------------	---------------

Se realizó la verificación por esbeltez a compresión, dónde:

$KL/r < 200$	76.37 in	<	200 in
--------------	----------	---	--------

Para el diseño por tracción se verificó que la tracción actuante sea menor que la resistente

Tracc=	0.47 ton	1 ksi
--------	----------	-------

Fy :	34.0 Ksi
Ag:	0.438 in ²
φ :	0.9
Pmax :	13 Ksi

PERFIL CORRECTO

Se calculó la eficiencia por tracción

T / Tmax =	7.80%
------------	-------

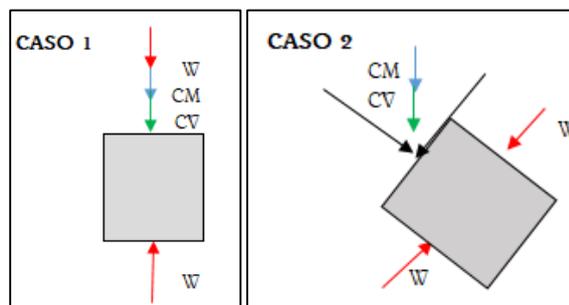
Finalmente se realizó la verificación por esbeltez

$KL/r < 300$	76.37 in	<	300 in
--------------	----------	---	--------

- **Diseño de correas**

Las correas se diseñaron por flexión, para el diseño de correas se evaluó dos casos:

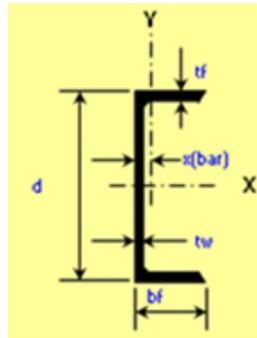
Ilustración N°3.17: Casos de análisis de las correas



Fuente: Elaboración Propia

Para el diseño del caso 1 se solicitaron los M 33 y V 22 del programa SAP 2000, para el diseño del caso 2 se solicitaron los M 33, M22, V22, V33 del programa SAP 2000.

Ilustración N°18: Sección transversal de las correas



Fuente: Elaboración Propias

En las siguientes tablas se mostrarán las propiedades de la sección que hemos utilizado para el diseño de correas y las propiedades del material.

Propiedades de la sección

TIPO DE PERFIL		C3X6	
A =	1.76 in ²	I_y =	0.30 in ⁴
bf =	1.60 in	r_y =	0.41 in
d =	3.00 in	s_y =	0.26 in ³
tw =	0.19 in	z_y =	0.54 in ³
tf =	0.19 in	J =	0.07 in ⁴
I_x =	2.07 in ⁴	X₁ =	7828.99
r_x =	1.08 in	X₂ =	0.0021
s_x =	1.38 in ³	C_w =	0.46
z_x =	1.74 in ³		

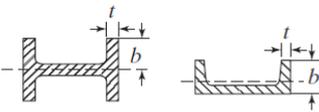
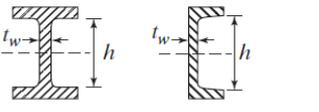
Propiedades del material

E=	29869 ksi
Fu=	60 ksi
Fy=	34.0 ksi
Fr=	16.5 ksi

El momento máximo que soportará la correa es de 35.91kb/in, dato obtenido del SAP 2000

Primero se hizo la verificación por pandeo por flexión para calcular el momento nominal 2, esta verificación se realizó tanto para el alma como para el ala de la sección.

Tabla N°49: Relaciones ancho espesor para elementos de compresión en miembros sujetos a flexión

Caso	Descripción del elemento	Relación ancho a espesor	Relaciones limitantes ancho a espesor		Ejemplo
			λ_r compacto/ no compacto	λ_r no compacto/ esbelto	
13	Patines de todas la secciones de perfil I y canales a flexión con respecto al eje débil	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
15	Almas de secciones de perfil I con simetría doble y canales	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: J. McCormac y S. Csernak, *Diseño de estructuras de acero* (5ta Edición), México: Alfaomega, 2013 [30].

PARA ALMA

$\lambda_p =$	111.44
$\lambda_r =$	168.95
$\lambda =$	11.333333
ZONA COMPACTA	

$M_p =$	59.16
$M_y =$	46.92
CUMPLE	

$M_n =$	59.16
eficiencia	61%

PARA ALA

$\lambda_p =$	11.26
$\lambda_r =$	29.64
$\lambda =$	8.5333333
ZONA COMPACTA	

$M_p =$	59.16
$M_y =$	46.92
CUMPLE	

$M_n =$	59.16
eficiencia:	61%

Luego se verifica si el momento último es menor al momento resistente

$$M_u < \phi * M_n$$

$$\phi = 0.9$$

CUMPLE

Luego se realizó la verificación por pandeo lateral torsional para calcular el momento nominal 3

Lb =	196.85
Lp =	21.25
Lr =	279.10
ZONA 2	

ZONA 2	
Mr =	32.84
Cb =	1
Mn =	41.24
Mn < Mp	OK
$M_u < \phi * M_n$	
$\phi =$	0.9
CUMPLE	

Mn3 =	41.23834
--------------	-----------------

eficiencia: 87%

Luego se verifica si el momento último es menor al momento resistente

$M_u < \phi * M_n$	
$\phi =$	0.9
CUMPLE	

Se realizó la verificación por cortante, donde la cortante última tiene que ser menor que la cortante resistente del perfil, para lo cual se calcula el área de la sección que resistirá las fuerzas cortantes y evaluaremos en que caso nos encontramos

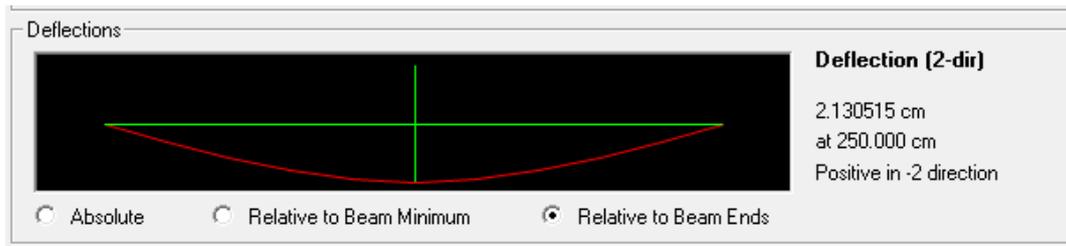
Cálculo de h/tw y Aw	
h =	2.5
tw =	0.188
h/tw =	13.33
Aw =	0.46875

Caso 1	
$\frac{h}{tw} < \frac{418}{\sqrt{F_y}}$	
Si	

Vn =	9.5625
Vu =	0.73
Vu < $\phi * V_n$	OK

Finalmente se hizo la verificación por deflexión de carga viva. L/180

Ilustración N°19: Deflexión de la correa



Fuente: Elaboración propia

La deflexión máxima que puede tener la correa es de $500/180=2.78\text{cm}$, por lo tanto cumple.

Diseño de la viga carril

- **Cálculo de cantidad de llantas**

Se calculó los esfuerzos en las reacciones del arco

Tabla N°50: Esfuerzos en las reacciones del arco

CM	1.26	ton
CV	1.47	ton
W	1.72	ton
TOTAL=	4.45	ton

Fuente: Elaboración propia

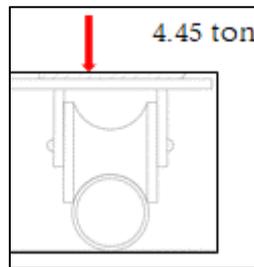
Una vez calculado las reacciones en cada extremo del arco se calculó de qué dimensiones serán las llantas y cuantas llantas serán necesarias para soportar dicho peso (Ecuación 3.57).

Dimension
D= 2 "
e= 2 "

1 rueda:			
3647.5 kg/cm ²	<	4200 kg/cm ²	ok

Se necesita una rueda para cada extremo del arco.

Ilustración N°3.20: Cantidad de ruedas para el apoyo

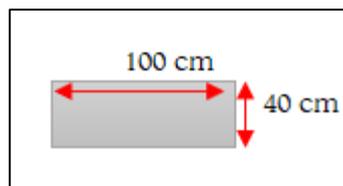


Fuente: Elaboración propia

- **Diseño de viga carril**

En los extremos de cada arco se colocarán planchas de 1/8" de espesor las cuales nos ayudaron a definir el ancho de la viga carril.

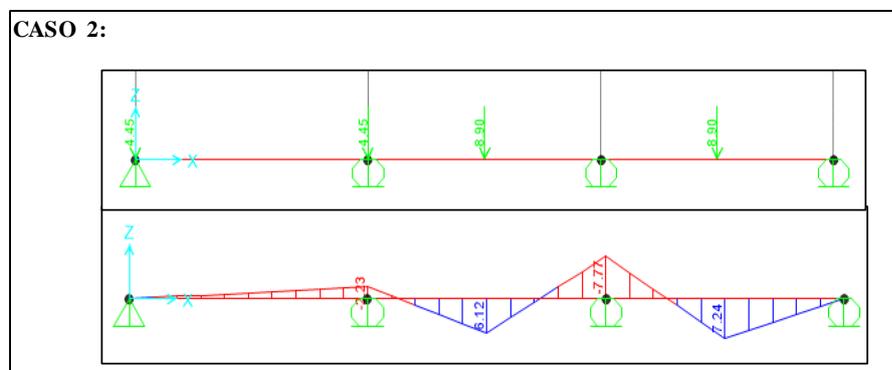
Ilustración N°3.21: Dimensiones de la viga carril



Fuente: Elaboración propia

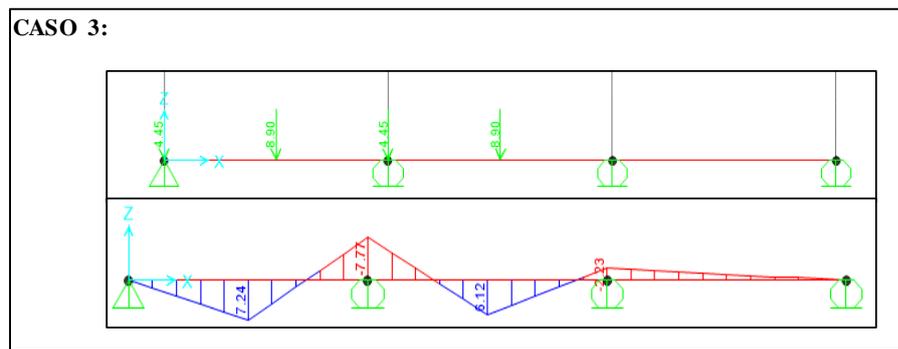
Luego de definir las dimensiones de la viga, se calcula el momento máximo que ésta soportará, para lo cual se realizaron líneas de influencia para determinar en qué posición se generará el máximo momento y se evaluaron distintos posibles casos de cargas.

Ilustración N°3.22: Estado de carga - Caso 1



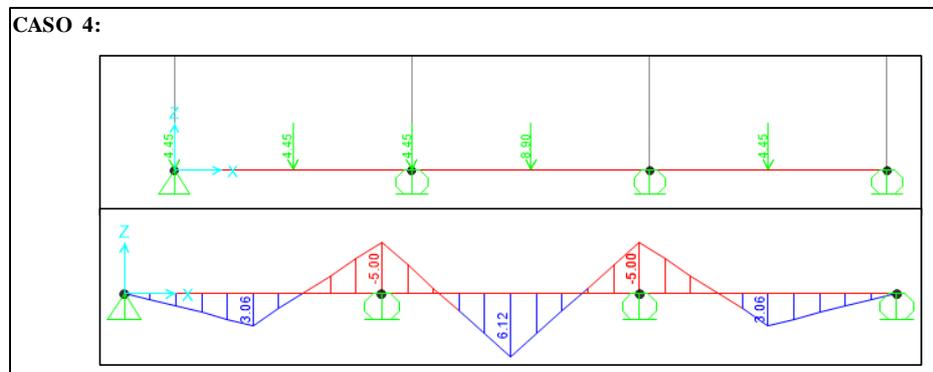
Fuente: Elaboración propia

Ilustración N°3.23: Estado de carga - Caso 2



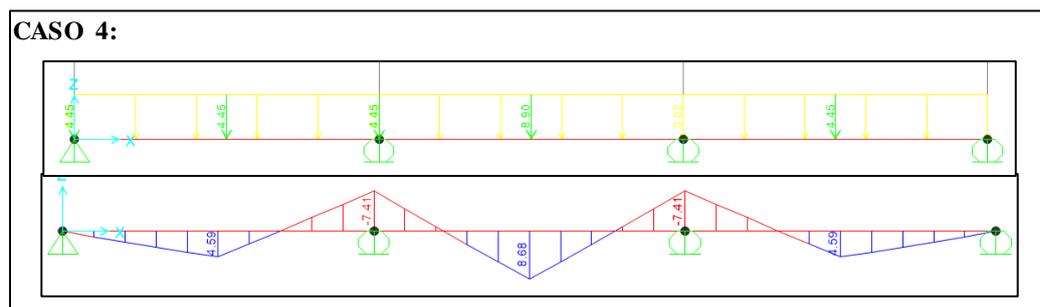
Fuente: Elaboración propia

Ilustración N°3.24: Estado de carga- Caso 3



Fuente: Elaboración propia

Ilustración N°3.25: Estado de Carga- Caso 4

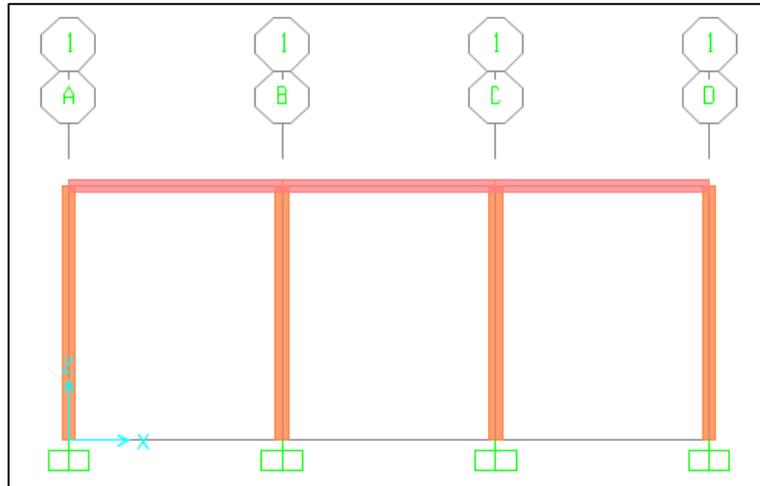


Fuente: Elaboración propia

Una vez que probamos todos los estados de carga escogemos el estado más desfavorable que nos genere un mayor momento para poder evaluarlo en todo el pórtico e incorporar el efecto del sismo para diseño tanto de las vigas como de las columnas.

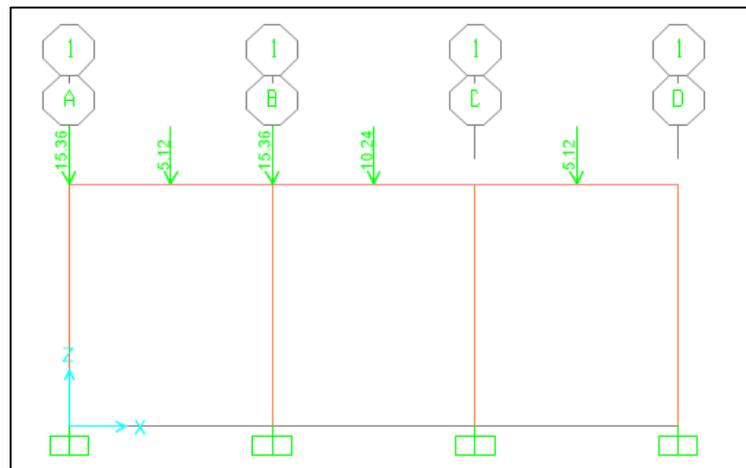
Se consideraron las cargas horizontales incrementadas en un 20% y la carga del motor incrementada en un 25% según lo establecido en la Norma E.020 [13].

Ilustración N°3.26: Pórtico del ambiente de la piscina



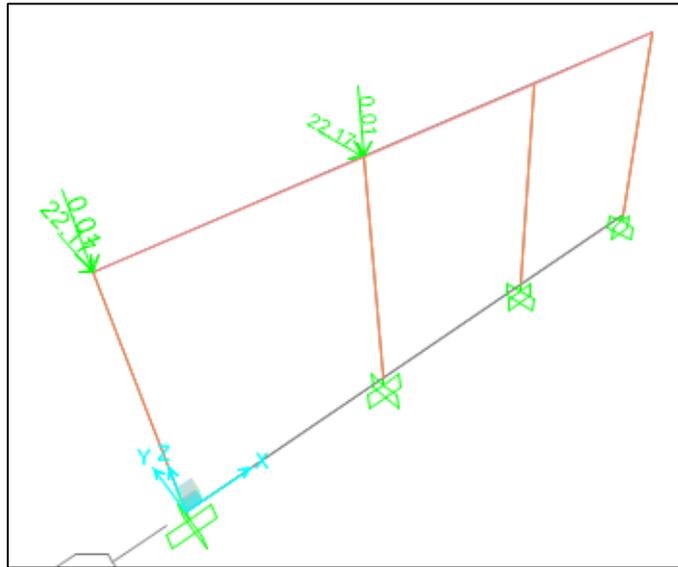
Fuente: SAP 2000

Ilustración N°3.27: Cargas de los arcos en la posición más desfavorable



Fuente: SAP 2000

Ilustración N°3.28: Cargas horizontal y carga del motor consideradas para el diseño de columnas



Fuente: SAP 2000.

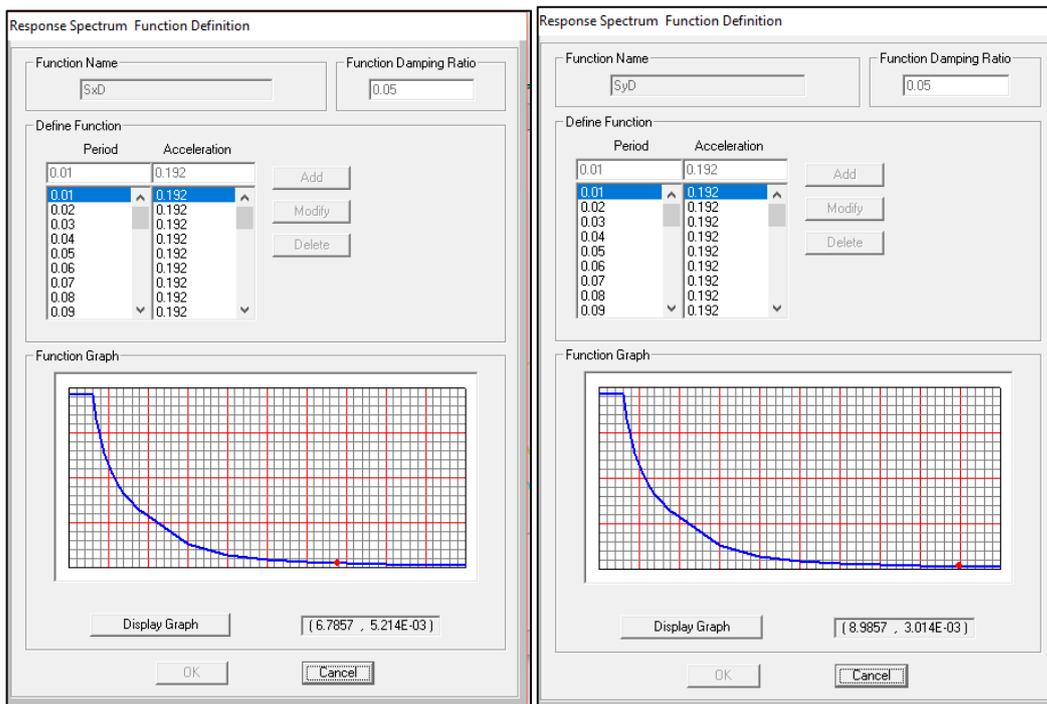
Una vez definidas las cargas se definieron los parámetros antisísmicos para definir los espectros tanto en dirección X como en dirección Y; se consideró el tipo de sistema estructural como Pórtico por lo que se consideró el coeficiente de reducción sísmica $R=8$.

Tabla N°51: Parámetros sísmicos del módulo de la piscina

Parámetros Sísmicos.-			
DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Z=	0.45	Z=	0.45
U=	1.3	U=	1.3
S=	1.05	S=	1.05
Tp=	0.6	Tp=	0.6
TL=	2	TL=	2
Ro=	8	Ro=	8
Ia=	1	Ia=	1
Ip=	1	Ip=	1
R=	8.0	R=	8.0

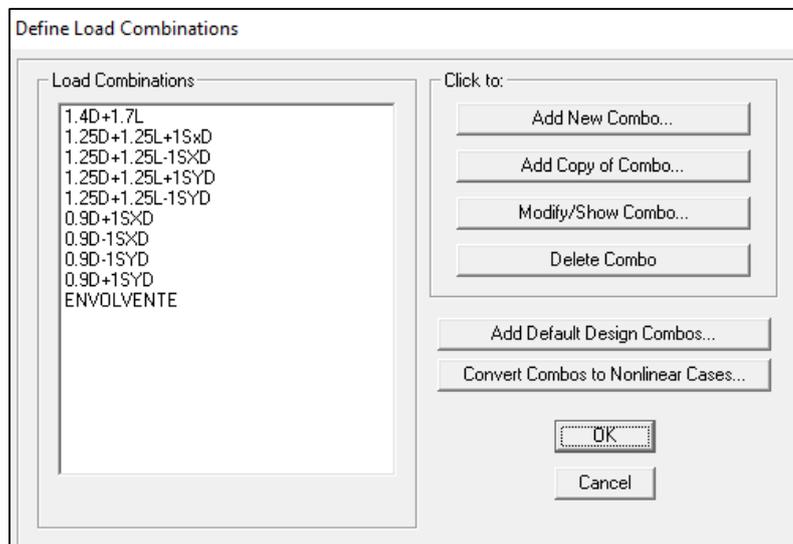
Fuente: Elaboración propia.

Tabla N°52: Definición de función del espectro en el eje X y en el eje Y



Fuente: SAP 2000.

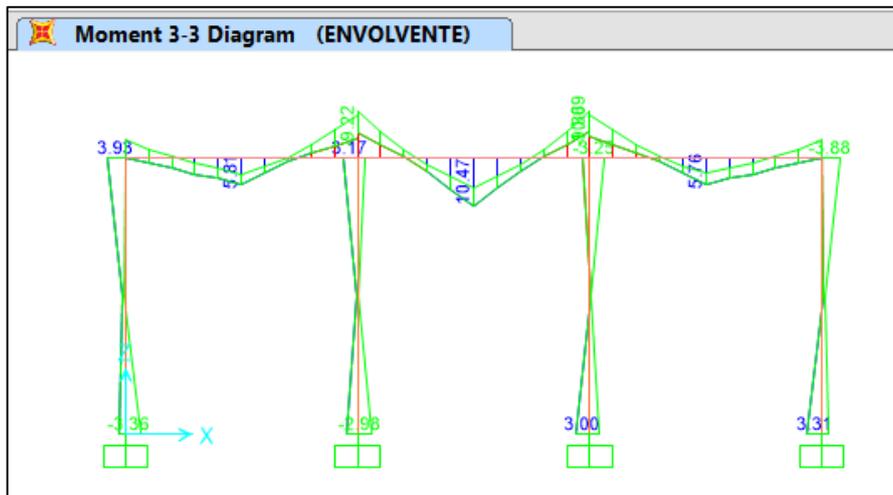
Ilustración N°3.29: Definición de combos para el diseño de vigas y columnas



Fuente: SAP 2000.

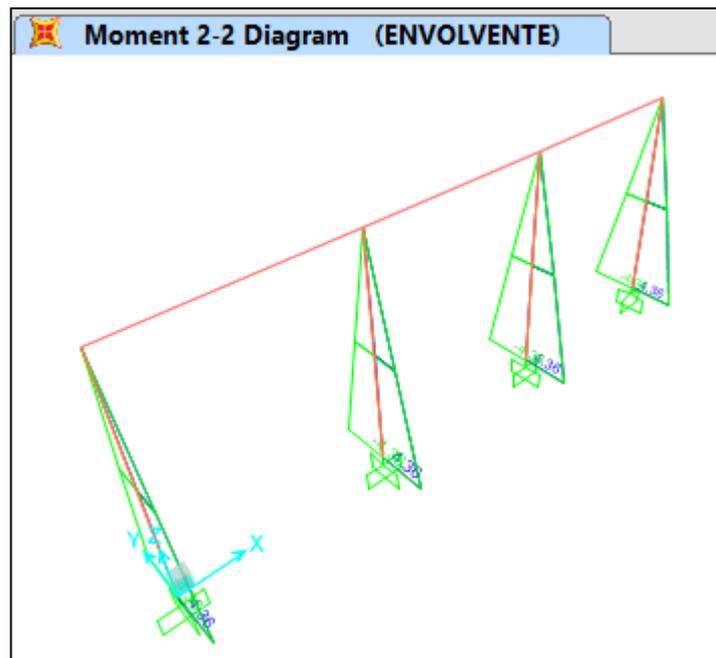
Para el diseño de vigas y columnas se realizó por envolvente, a continuación los datos extraídos del sap para el diseño:

Ilustración N°3.30: Momentos de diseño 3-3 para vigas y columnas



Fuente: SAP 2000

Ilustración N°3.31: Momentos de diseño 2-2 para columnas



Fuente: SAP 2000

Diseñamos las vigas y las columnas con el momento máximo de diseño.

Tabla N°53: Diseño por flexión de viga carril

VIG	Mu tn/m	b cm	h cm	d cm	a cm	As mín (cm ²)	As req (cm ²)	# varillas				As cm ²	a cm	Mu rest tn/m	pmin	p	pmax	pb	VERFIF
								1/2	5/8	3/4	1								
	10.47	100	40	34	1.97	8.21	8.39		5			9.93	2.34	12.32	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK
	10.47	100	40	34	1.97	8.21	8.39		5			9.93	2.34	12.32	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK
	10.47	100	40	34	1.97	8.21	8.39		5			9.93	2.34	12.32	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N°54: Diseño por cortante de viga carril

DISEÑO POR CORTANTE

DATOS:

b =	100	cm	d =	34.00	cm
h =	40	cm	Ø =	0.85	
f _c =	210	Kg/cm ²	L =	5	m
f _y =	4200	Kg/cm ²	C _m =	0.60	Tn/m
estribo =	3		C _v =	0.08	Tn/m
W _u =	0.85	Tn/m			

ESTRIBOS EN ZONA DE CONFINAMIENTO

V_s = V_n - V_{E.060} (11-2)

V_u = 7.12 tn

V_n = 8.38 tn S = $A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$

V_c = 23.50 tn E0.60 (11-5)

V_s = -15.12 tn S = **13.39 cm**

N° estribo	3	L _{conf.} =	0.80 m
1	@ 0.05	L =	0.85 m
8	@ 0.1		CORRECTO

Límites de espaciamiento	
CAP 11-11.5.5.1	
S ≤ d/2	17.00 cm
S ≤ 60cm	60 cm
CAP 21-21.5.3.2	
S ≤ d/4	10.00 cm
S ≤ 8db	12.72 cm
S ≤ 24de	22.80 cm
S ≤ 30cm	30 cm

ESTRIBOS EN ZONA DE NO CONFINAMIENTO

V_s = V_n - V_{E.060} (11-2)

V_n = 7.13 tn S = $A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$

V_c = 0.00 tn E0.60 (11-5)

V_s = 7.13 tn S = **28.41 cm**

N° estribo	3
0.25	0.28
R	@ 0.15

N° estribo:	3
1	@ 0.05
8	@ 0.10
R	@ 0.15

Límites de espaciamiento	
CAP 21-21.5.3.4	
S ≤ d/2	17.00 cm

Fuente: Elaboración propia

• **Cálculo del motor**

Para determinar el motor que se utilizará, se calculó el peso total de un módulo del arco y la potencia del motor necesaria para poder moverlo, considerando que se dejará un espacio de 50cm entre cada arco, espacio que ocupará el motor.

Tabla N°55: Cálculo de potencia del motor

DATOS GENERALES																
PESO TOTAL DE 1 ARCO																
PESO DE CORREAS	1562.75 Kg															
PESO DE ARCOS	17800 Kg															
TOTAL	19362.75	Kg														
COEFICIENTE DE ROZAMIENTO POR RODADURA																
Llanta de acero sobre carriles de acero	0.007															
DISTANCIA A RECORRER 1 ARCO	4.5 m															
DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE																
	$N = P/2$ <table border="1"> <tr> <td>N =</td> <td>9681.38</td> <td>Kg</td> </tr> </table>	N =	9681.38	Kg												
N =	9681.38	Kg														
	$F = Fr$ <table border="1"> <tr> <td>F =</td> <td>67.77</td> <td>Kg</td> </tr> </table>	F =	67.77	Kg												
F =	67.77	Kg														
Calculamos el torque (t)																
$T = F \times d$																
<table border="1"> <tr> <td>T =</td> <td>1.72</td> <td>kg - m</td> </tr> </table>			T =	1.72	kg - m											
T =	1.72	kg - m														
Hallamos la potencia del motor																
$T = HP \times 716 / RPM$																
Consideramos calcular un motor para un torque de 2kg - m, con una velocidad de 280rpm debido que se utilizará un sistema de engranajes de relación 1/5 para de esta manera disminuir la velocidad en la que se abrirán los módulos																
<table border="1"> <tr> <td>P =</td> <td>0.7</td> <td>HP</td> </tr> <tr> <td>P =</td> <td>1.0</td> <td>HP</td> </tr> </table>			P =	0.7	HP	P =	1.0	HP								
P =	0.7	HP														
P =	1.0	HP														
Motor a usar:																
<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Motor eléctrico 1 HP MyH</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Características</td> </tr> <tr> <td>Peso</td> <td>11 kg</td> </tr> <tr> <td>Potencia</td> <td>1 HP</td> </tr> <tr> <td>Velocidad</td> <td>1400 rpm</td> </tr> <tr> <td>Consumo</td> <td>5.22 Amp</td> </tr> </table>			Motor eléctrico 1 HP MyH				Características		Peso	11 kg	Potencia	1 HP	Velocidad	1400 rpm	Consumo	5.22 Amp
Motor eléctrico 1 HP MyH																
Características																
Peso	11 kg															
Potencia	1 HP															
Velocidad	1400 rpm															
Consumo	5.22 Amp															

Fuente: Elaboración propia.

- **Diseño de columnas**

Lo primero que se verificó fue si las columnas se diseñan por flexión o por flexo compresión, como la verificación nos salió que se diseña por flexión, se procedió al diseño de este.

Tabla N°56: Verificación del comportamiento de columnas de la piscina

VERIFICACIÓN DE DISEÑO POR FLEXIÓN O FLEXO COMPRESIÓN				
			DIMENSIÓN COL	
f_c	2100	tn/m ²	b	0.75
A_g	0.225	m ²	h	0.3
$P_u < 0.1 * f_c * A_g$			47.25 Tn	
COL	COMBO	PU (tonf)	VERIFICACIÓN	
1	1.4D+ 1.7L	23.226	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L+ Sx	18.8207	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L-Sx	18.8207	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L-Sy	18.8207	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L+ Sy	18.8207	FLEXIÓN	
	0.9D+ Sx	13.0142	FLEXIÓN	
	0.9D-Sx	13.0142	FLEXIÓN	
	0.9D+ Sy	13.0142	FLEXIÓN	
	0.9D-Sy	13.0142	FLEXIÓN	
2	1.4D+ 1.7L	23.226	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L+ Sx	18.8207	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L-Sx	18.8207	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L-Sy	18.8207	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L+ Sy	18.8207	FLEXIÓN	
	0.9D+ Sx	13.0142	FLEXIÓN	
	0.9D-Sx	13.0142	FLEXIÓN	
	0.9D+ Sy	13.0142	FLEXIÓN	
	0.9D-Sy	13.0142	FLEXIÓN	
3	1.4D+ 1.7L	23.226	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L+ Sx	18.8207	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L-Sx	18.8207	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L-Sy	18.8207	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L+ Sy	18.8207	FLEXIÓN	
	0.9D+ Sx	13.0142	FLEXIÓN	
	0.9D-Sx	13.0142	FLEXIÓN	
	0.9D+ Sy	13.0142	FLEXIÓN	
	0.9D-Sy	13.0142	FLEXIÓN	

4	1.4D+ 1.7L	23.226	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sx	18.8207	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sx	18.8207	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sy	18.8207	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sy	18.8207	FLEXIÓN
	0.9D+ Sx	13.0142	FLEXIÓN
	0.9D-Sx	13.0142	FLEXIÓN
	0.9D+ Sy	13.0142	FLEXIÓN
5	1.4D+ 1.7L	23.226	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sx	18.8207	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sx	18.8207	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sy	18.8207	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sy	18.8207	FLEXIÓN
	0.9D+ Sx	13.0142	FLEXIÓN
	0.9D-Sx	13.0142	FLEXIÓN
	0.9D+ Sy	13.0142	FLEXIÓN
6	1.4D+ 1.7L	23.226	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sx	18.8207	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sx	18.8207	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sy	18.8207	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sy	18.8207	FLEXIÓN
	0.9D+ Sx	13.0142	FLEXIÓN
	0.9D-Sx	13.0142	FLEXIÓN
	0.9D+ Sy	13.0142	FLEXIÓN

Fuente; Elaboración propia

Tabla N°57: Diseño por flexión de columnas de piscina

COL	NUDO	SIG	Mu tn/m	b cm	h cm	d cm	a cm	As mín (cm2)	As req (cm2)	# varillas				As cm2	a cm	Mu rest tn/m	pmin	p	pmax	pb	VERFIF
										1/2	5/8	3/4	1								
1	NUDO	M22(-)	4.36	75	30	24	1.56	4.35	4.97		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	4.36	75	30	24	1.56	4.35	4.97		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	0	75	30	24	0.00	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	0	75	30	24	0.00	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	3.35	75	30	24	1.19	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	1.43	75	30	24	0.50	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
2	NUDO	M22(-)	4.36	75	30	24	1.56	4.35	4.97		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	4.36	75	30	24	1.56	4.35	4.97		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	0	75	30	24	0.00	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	0	75	30	24	0.00	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	3.35	75	30	24	1.19	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	1.43	75	30	24	0.50	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
3	NUDO	M22(-)	4.36	75	30	24	1.56	4.35	4.97		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	4.36	75	30	24	1.56	4.35	4.97		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	0	75	30	24	0.00	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	0	75	30	24	0.00	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	3.35	75	30	24	1.19	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	1.43	75	30	24	0.50	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
4	NUDO	M22(-)	4.36	75	30	24	1.56	4.35	4.97		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	4.36	75	30	24	1.56	4.35	4.97		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	0	75	30	24	0.00	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	0	75	30	24	0.00	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	3.35	75	30	24	1.19	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	1.43	75	30	24	0.50	4.35	4.35		3			5.96	1.87	5.19	0.0024	0.0033	0.0163	0.0217	OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°58: Diseño por cortante de columnas de piscina

COL	L (m)	b cm	h cm	d cm	# estribo	Av (cm2)	Mpr izq-sup	Mpr izq-inf	Mpr der-sup	Mpr der-inf	Vu	Vn	Vc	Espaciamiento								
														Zona -Confinamiento				No Conf.				
1	5.2	75	30	24	3	1.42	6.49	6.49	6.49	6.49	12.98	15.28	13.82	1	@	0.05	10	@	0.1	R	@	0.2
2	5.2	75	30	24	3	1.42	6.49	6.49	6.49	6.49	12.98	15.28	13.82	1	@	0.05	10	@	0.1	R	@	0.2
3	5.2	75	30	24	3	1.42	6.49	6.49	6.49	6.49	12.98	15.28	13.82	1	@	0.05	10	@	0.1	R	@	0.2
4	5.2	75	30	24	3	1.42	6.49	6.49	6.49	6.49	12.98	15.28	13.82	1	@	0.05	10	@	0.1	R	@	0.2
5	5.2	75	30	24	3	1.42	6.49	2.04	6.49	6.49	12.98	15.28	13.82	1	@	0.05	10	@	0.1	R	@	0.2
6	5.2	75	30	24	3	1.42	6.49	2.04	6.49	6.49	12.98	15.28	13.82	1	@	0.05	10	@	0.1	R	@	0.2

Fuente: Elaboración propia

4.3.2. Diseño de las Bridas paralelas del auditorio

Definición de cargas actuantes

Las cargas que se consideraron fueron las siguientes:

- Carga muerta: se consideró el peso de la cobertura que en este caso será de eternit de 1.10m x 1.80m, el peso de los accesorios y el peso de las correas, sumando un total de 79.77kg
- Carga viva: se consideró 30kg/m²
- Carga de viento: se obtuvieron 6 presiones de viento tanto para el lado barlovento como sotavento

Tabla N°59: Presiones de viento para Bridas paralelas

CARGA DISTRIBUIDA POR VIENTO						
	W1		W2		W3	
	BARLO	SO TA	BARLO	SO TA	BARLO	SO TA
Cp	0.3	-0.6	-0.7	-0.6	0.6	-0.3
Cr	1	1	1	1	1	1
q	36.125	36.125	36.125	36.125	36.125	36.125
Atrib	9.168	9.168	9.168	9.168	9.168	9.168
W(kg)	99.36	-198.72	-231.84	-198.72	198.72	-99.36
Wcentral	99.36	-198.72	-231.84	-198.72	198.72	-99.36
Wesquinas	49.68	-99.36	-115.92	-99.36	99.36	-49.68

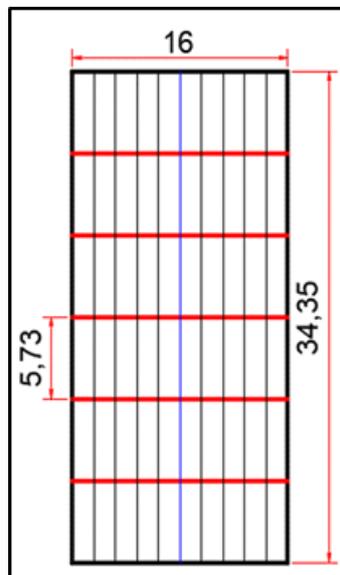
Fuente: Elaboración propia

Tabla N°60: Presiones de viento para Bridas paralelas

CARGA DISTRIBUIDA POR VIENTO						
	W4		W5		W6	
	BARLO	SOTA	BARLO	SOTA	BARLO	SOTA
Cp	0	-0.9	-0.4	-0.3	-1	-0.9
Cr	1	1	1	1	1	1
q	36.125	36.125	36.125	36.125	36.125	36.125
Atrib	9.168	9.168	9.168	9.168	9.168	9.168
W(kg)	0.00	-298.07	-132.48	-99.36	-331.19	-298.07
Wcentral	0.00	-298.07	-132.48	-99.36	-331.19	-298.07
Wesquinas	0.00	-149.04	-66.24	-49.68	-165.60	-149.04

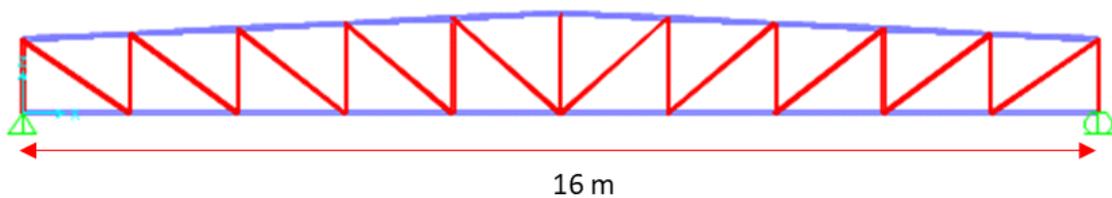
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 32: Vista en planta de auditorio



Fuente: Elaboración propia

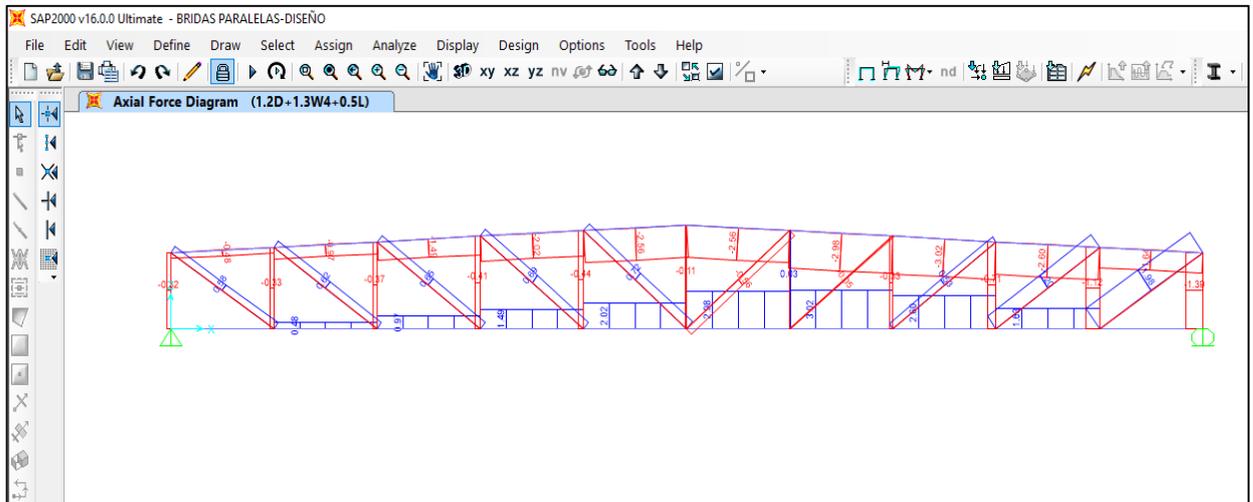
Ilustración N°3.33: Modelo de cobertura- Bridas paralelas



Fuente: Elaboración propia

Modelamiento en el programa SAP 2000

Ilustración N°3.34: Modelamiento de Bridas paralelas



Fuente: Programa SAP2000

Tabla N°61: Combos de diseño para Bridas paralelas

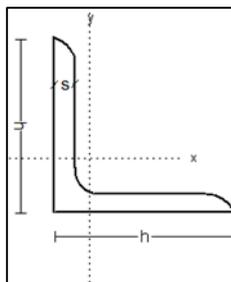
Combos de diseño:		
1.4 D	1.2D+ 1.3W1+ 0.5L	0.9D+ 1.3W2
1.2D + 1.6L	1.2D+ 1.3W2+ 0.5L	0.9D+ 1.3W3
1.2D+ 0.8W1	1.2D+ 1.3W3+ 0.5L	0.9D+ 1.3W4
1.2D+ 0.8W2	1.2D+ 1.3W4+ 0.5L	0.9D-1.3W1
1.2D+ 0.8W3	1.2D+ 0.5L	0.9D-1.3W2
1.2+ 0.8W4	0.9D+ 1.3W1	0.9D-1.3W4

Fuente: Elaboración Propia

Diseño de Elementos

- **Diseño de Brida superior**

Sección transversal del perfil



Las propiedades de la sección del perfil a utilizar y del material usado se muestran en las siguientes tablas.

Propiedades de la sección

SELECCIONAR PERFIL	
L2X2X3/16	
Ag	0.72 in ²
Iy	0.27 in ⁴
Ix	0.27 in ⁴
ry	0.61 in
rx	0.61 in
rz	0.40 in

Propiedades del material

E=	29869 ksi
Fu=	60 ksi
Fy=	34.0 ksi

Fuerzas de diseño para Brida superior

BRIDA SUPERIOR	TRACCION	COMP
	1.8398	-4.2822

Luego se realizó el diseño por compresión donde se hizo la verificación por pandeo local tanto para el alma como para el ala.

$$\lambda = b/t$$

$$\lambda_r = \frac{76}{\sqrt{F_y}}$$

Alma		Ala	
b :	2.00 in	b :	2.00 in
t :	0.19 in	t :	0.19 in
λ :	10.67	λ :	10.67
λ_r :	13.03	λ_r :	13.03
CUMPLE		CUMPLE	
82%		82%	

Se realizó la verificación por Pandeo Lateral, se calculó el λ_c para poder calcular el esfuerzo crítico en compresión F_c y luego calcular la carga máxima en compresión que soporta dicho perfil.

k:	1
L:	63 in
r:	0.61 in
λ_c :	1.11
F_c:	20.39 ksi
C max:	12.4 ksi

Luego se verificó que la carga a compresión máxima que soporta el perfil sea mayor a la carga última y se verificó la eficiencia.

C / C_{max} =	76.03%
------------------------------	---------------

Se realizó la verificación por esbeltez en compresión

KL/r < 200	102.93 in	<	200 in
----------------------	-----------	---	--------

Luego se hizo el diseño por tracción donde se verificó que la carga por tracción actuante sea menor a la resistente del perfil y también se verificó la esbeltez por tracción.

Tracc=	1.84 ton	4 ksi
---------------	-----------------	-------

F_y :	34.0 Ksi
A_g:	0.715 in ²
ϕ :	0.9
P_{max} :	21.9 Ksi

T / T_{max} =	18.50%
------------------------------	--------

KL/r < 300	102.93 in	<	300 in
----------------------	-----------	---	--------

- **Diseño de Brida inferior**

Las propiedades de la sección del perfil a utilizar y del material usado se muestran en las siguientes tablas.

Propiedades de la sección

SELECCIONAR PERFIL	
L2X2X3/16	
Ag	0.72 in ²
Iy	0.27 in ⁴
Ix	0.27 in ⁴
ry	0.61 in
rx	0.61 in
rz	0.40 in

Propiedades del material

E=	29869 ksi
Fu=	60 ksi
Fy=	34.0 ksi

Fuerzas de diseño para bridas inferiores

BRIDA INFERIOR	TRACCION	COMP
	4.2768	-1.8375

Luego se realizó el diseño por compresión donde se hizo la verificación por pandeo local tanto para el alma como para el ala.

$$\lambda = b/t$$

$$\lambda_r = \frac{76}{\sqrt{F_y}}$$

Alma		Ala	
b :	2.00 in	b :	2.00 in
t :	0.19 in	t :	0.19 in
λ :	10.67	λ :	10.67
λ_r :	13.03	λ_r :	13.03
CUMPLE		CUMPLE	
82%		82%	

Se realizó la verificación por Pandeo Lateral, se calculó el λ_c para poder calcular el esfuerzo crítico en compresión F_c y luego calcular la carga máxima en compresión que soporta dicho perfil.

k:	1
L:	63 in
r:	0.40 in
λ_c :	1.70
F_c :	10.37 ksi

C max:	6.3 ksi
---------------	---------

Luego se verificó que la carga a compresión máxima que soporta el perfil sea mayor a la carga última y se verificó la eficiencia.

C / Cmax =	64.13%	Ok
------------	--------	-----------

Se realizó la verificación por esbeltez en compresión

$KL/r < 200$	157.88 in	<	200 in	CUMPLE
--------------	-----------	---	--------	---------------

Luego se hizo el diseño por tracción donde se verificó que la carga por tracción actuante sea menor a la resistente del perfil y también se verificó la esbeltez por tracción.

Tracc=	4.28 ton	9.4 ksi
--------	----------	---------

Fy :	34.0 Ksi
Ag:	0.715 in ²
φ :	0.9
Pmax :	22 Ksi

T/ Tmax =	43.00%
-----------	--------

$KL/r < 300$	157.88 in	<	300 in	CUMPLE
--------------	-----------	---	--------	---------------

- **Diseño de Diagonales**

Las propiedades de la sección del perfil a utilizar y del material usado se muestran en las siguientes tablas.

Propiedades de la sección

SELECCIONAR PERFIL	
1 1/2X1 1/2X1/8	
Ag	0.36 in ²
Iy	0.08 in ⁴
Ix	0.08 in ⁴
ry	0.47 in
rx	0.47 in
rz	0.30 in

Propiedades del material

E=	29869 ksi
Fu=	60 ksi
Fy=	34.0 ksi

Fuerzas de diseño para diagonales

DIAGONALES	TRACCION	COMP
	2.3421	-1.024

Luego se realizó el diseño por compresión donde se hizo la verificación por pandeo local tanto para el alma como para el ala.

$$\lambda = b/t$$

$$\lambda_r = \frac{76}{\sqrt{F_y}}$$

Ala		Alma	
b :	1.50 in	b :	1.50 in
t :	0.13 in	t :	0.13 in
λ :	12.00	λ :	12.00
λ_r :	13.03	λ_r :	13.03
CUMPLE		CUMPLE	
92%		92%	

Se realizó la verificación por Pandeo Lateral, se calculó el λ_c para poder calcular el esfuerzo crítico en compresión F_c y luego calcular la carga máxima en compresión que soporta dicho perfil.

k:	1
L:	39 in
r:	0.47 in
λ_c :	0.91
F_c:	24.05 ksi
C max:	7.3 ksi

Luego se verificó que la carga a compresión máxima que soporta el perfil sea mayor a la carga última y se verificó la eficiencia.

C / Cmax =	30.69%	Ok
-------------------	--------	-----------

Se realizó la verificación por esbeltez en compresión

KL/r < 200	84.67 in	<	200 in	CUMPLE
----------------------	----------	---	--------	---------------

Luego se hizo el diseño por tracción donde se verificó que la carga por tracción actuante sea menor a la resistente del perfil y también se verificó la esbeltez por tracción.

Tracc =	2.34 ton	5.2 ksi
----------------	----------	---------

Fy :	34.0 Ksi
Ag:	0.359 in ²
ϕ :	0.9
Pmax :	11 Ksi

T / Tmax =	46.90%
-------------------	--------

KL/r < 300	84.67 in	<	300 in	CUMPLE
------------	----------	---	--------	---------------

- **Diseño de Montantes**

Las propiedades de la sección del perfil a utilizar y del material usado se muestran en las siguientes tablas.

Propiedades de la sección

SELECCIONAR PERFIL	
1 1/2XI 1/2XI/8	
Ag	0.36 in ²
Iy	0.08 in ⁴
Ix	0.08 in ⁴
ry	0.47 in
rx	0.47 in
rz	0.30 in

Propiedades del material

E=	29869 ksi
Fu=	60 ksi
Fy=	34.0 ksi

Fuente: Elaboración Propia

Fuerzas de diseño para montantes

MONTANTES	TRACCION	COMP
	0.6938	-1.5815

Luego se realizó el diseño por compresión donde se hizo la verificación por pandeo local tanto para el alma como para el ala.

$$\lambda = b/t$$

$$\lambda_r = \frac{76}{\sqrt{F_y}}$$

Ala		Alma	
b :	1.50 in	b :	1.50 in
t :	0.13 in	t :	0.13 in
λ :	12.00	λ :	12.00
λ_r :	13.03	λ_r :	13.03
CUMPLE		CUMPLE	
92%		92%	

Se realizó la verificación por Pandeo Lateral, se calculó el λ_c para poder calcular el esfuerzo crítico en compresión F_c y luego calcular la carga máxima en compresión que soporta dicho perfil.

k:	1
L:	59 in
r:	0.47 in
λ_c :	1.36
F_c:	15.61 ksi
C max:	4.8 ksi

Luego se verificó que la carga a compresión máxima que soporta el perfil sea mayor a la carga última y se verificó la eficiencia.

C / C _{max} =	73.05%	Ok
------------------------	--------	-----------

Se realizó la verificación por esbeltez en compresión

$KL/r < 200$	127.00 in	<	200 in
--------------	-----------	---	--------

Luego se hizo el diseño por tracción donde se verificó que la carga por tracción actuante sea menor a la resistente del perfil y también se verificó la esbeltez por tracción.

Tracc=	0.69 ton	1.5 ksi
--------	----------	---------

F_y :	34.0 Ksi
A_g:	0.359 in ²
ϕ :	0.9
P_{max} :	11 Ksi

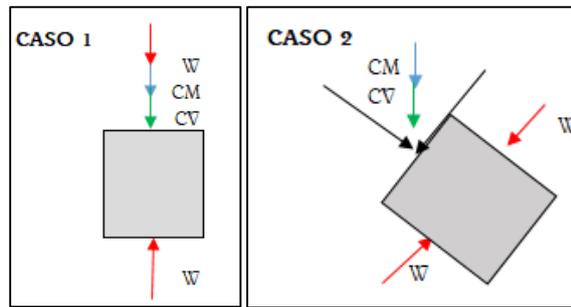
T / T _{max} =	13.89%
------------------------	--------

$KL/r < 300$	127.00 in	<	300 in
--------------	-----------	---	--------

- **Diseño de correas**

Las correas se diseñaron por flexión, para el diseño de correas se evaluó dos casos:

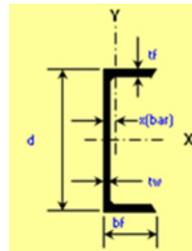
Ilustración N°3.35: Casos de análisis de las correas para Bridas paralelas.



Fuente: Elaboración Propia

Para el diseño del caso 1 se solicitaron los M 33 y V 22 del programa SAP 2000, para el diseño del caso 2 se solicitaron los M 33, M22, V22, V33 del programa SAP 2000.

Sección Transversal de las correas



En las siguientes tablas se mostraran las propiedades de la sección que hemos utilizado para el diseño de correas y las propiedades del material.

Propiedades de la sección

TIPO DE PERFIL		C4X4.5	
A=	1.38 in ²	Iy=	0.29 in ⁴
bf=	1.58 in	ry=	0.46 in
d=	4.00 in	sy=	0.27 in ³
tw=	0.13 in	zy=	0.53 in ³
tf=	0.30 in	J=	0.03 in ⁴
Ix=	3.65 in ⁴	X1=	10182.81
rx=	1.63 in	X2=	0.0008
sx=	1.83 in ³	Cw=	0.87
zx=	2.12 in ³		

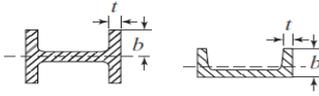
Propiedades del material

E=	29869 ksi
Fu=	60 ksi
Fy=	34.0 ksi
Fr=	16.5 ksi

El momento máximo que soportará la correa es de 35.91kb/in, dato obtenido del SAP 2000.

Primero se hizo la verificación por pandeo por flexión para calcular el momento nominal 2, esta verificación se realizó tanto para el alma como para el ala de la sección.

Tabla N°62: Relaciones ancho espesor para elementos de compresión en miembros sujetos a la flexión

Caso	Descripción del elemento	Relación ancho a espesor	Relaciones limitantes ancho a espesor		Ejemplo
			λ_r compacto/ no compacto	λ_r no compacto/ esbelto	
Caso	Descripción del elemento	Relación ancho a espesor	Relaciones limitantes ancho a espesor		Ejemplo
			λ_r compacto/ no compacto	λ_r no compacto/ esbelto	
13	Patines de todas la secciones de perfil I y canales a flexión con respecto al eje débil	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: A. Rodríguez Serquén, *Diseño de Estructuras Metálicas*, Lima: Prometeo, 2012 [27].

PARA ALMA		PARA ALA	
$\lambda_p =$	111.44	$\lambda_p =$	11.26
$\lambda_r =$	168.95	$\lambda_r =$	29.64
$\lambda =$	27.264	$\lambda =$	5.33783784
ZONA COMPACTA		ZONA COMPACTA	
$M_p =$	72.08	$M_p =$	72.08
$M_y =$	62.22	$M_y =$	62.22
CUMPLE		CUMPLE	
$M_n =$	72.08	$M_n =$	72.08
eficiencia:	66%	eficiencia:	66%

Luego se verifica si el momento último es menor al momento resistente

$$M_u < \phi * M_n$$

$$\phi = 0.9$$

CUMPLE

Luego se realizó la verificación por pandeo lateral torsional para calcular el momento nominal 3

Lb =	196.85
Lp =	23.51
Lr =	387.30
ZONA 2	

ZONA 2	
Mr=	43.55
Cb=	1
Mn=	58.49
Mn < Mp	OK
$M_u < \phi * M_n$	
$\phi =$	0.9
CUMPLE	

Mn3=	58.48777
-------------	-----------------

eficiencia: 82%

Luego se verifica si el momento último es menor al momento resistente

$M_u < \phi * M_n$	
$\phi =$	0.9
CUMPLE	

Se realizó la verificación por cortante, donde la cortante última tiene que ser menor que la cortante resistente del perfil, para lo cual se calcula el área de la sección que resistirá las fuerzas cortantes y evaluaremos en que caso nos encontramos

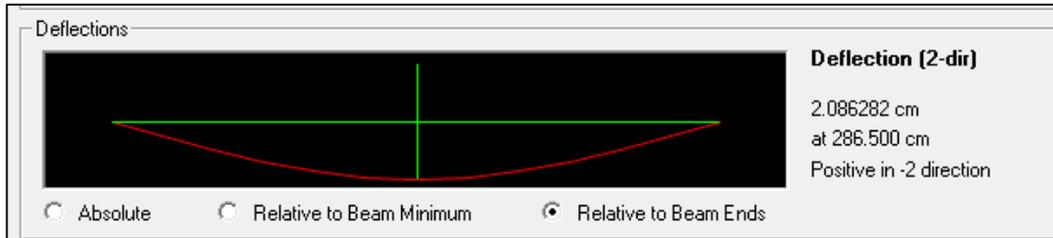
Cálculo de h/tw y Aw	
h =	4
tw =	0.125
h/tw =	32
Aw =	0.5

Caso 1	
$\frac{h}{tw} < \frac{418}{\sqrt{F_y}}$	
Si	

$V_n =$	10.2
$V_u =$	0.85
$V_u < \varphi * V_n$	Ok

Finalmente se hizo la verificación por deflexión de carga viva. $L/180$

Ilustración N°3.36: Deflexión de la correa en Bridas paralelas



Fuente: Programa SAP 2000

La deflexión máxima que puede tener la correa es de $573/180=3.18\text{cm}$, por lo tanto cumple.

4.4. Análisis Sismo resistente para los diferentes ambientes del complejo deportivo

- **Zonificación (Z)**

Factor Zona

FACTOR DE ZONA 'Z'	
ZONA	Z
4	0.45

- **Perfil de Suelo**

El tipo de perfil según su capacidad portante de 0.87kg/cm^2 pertenece a suelos intermedios (S2).

- **Parámetros de sitio**

Parámetros de sitio

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

Donde:

TP: Periodo que define la plataforma de factor C (factor de amplificación de aceleración estructural respecto a la aceleración del suelo).

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

- **Periodo fundamental de vibración**

Periodo fundamental de vibración

CT	
35	a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
	b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.
45	a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
	b) Pórticos de acero arriostrados.
60	a) Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Fuente: *Norma de Diseño Sismo Resistente – Perú, E-030, 2018 [14].*

Periodo – Módulo administración

hn (m)	CT	T(seg)
4.65	35	0.13

Fuente: Elaboración propia

Periodo – Módulo Baños de Auditorio

hn (m)	CT	T(seg)
4.65	35	0.13

Fuente: Elaboración propia

Periodo – Módulo Stands de venta

hn (m)	CT	T(seg)
4.65	35	0.13

Fuente: Elaboración propia

Periodo – Módulo Salas Multifuncional 1

hn (m)	CT	T(seg)
7.50	60	0.13

Fuente: Elaboración propia

Periodo – Módulo Salas Multifuncional 2

hn (m)	CT	T(seg)
7.50	60	0.13

Fuente: Elaboración propia

- **Factor de amplificación sísmica**

Tabla N°63: Factor de amplificación sísmica para los módulos del complejo deportivo

FACTOR DE AMPLIF. SÍSMICA "C"			
T	TP	TL	C
0.13	0.6	2.0	2.5

Fuente: Elaboración propia

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

Tabla N°64: Categoría de la edificación y factor de uso

CATEGORÍA DE EDIFICACION Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA		FACTOR U
LETRA	EDIFICACIÓN	
B	Importante	1.3

Fuente: Elaboración propia

- **Tipo de sistema estructural**

Tabla N°65: Tipo de sistema estructural- Administración

DIRECCIÓN X	
COEF. DE REDUCCIÓN (R0)	
Sistema Estructural	Coficiente básico de reducción
Pórticos	8

DIRECCIÓN Y	
COEF.DE REDUCCIÓN (R0)	
Sistema Estructural	Coficiente básico de reducción
Pórticos	8

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°66: Tipo de sistema estructural – Baños Auditorio

DIRECCIÓN X	
COEF. DE REDUCCIÓN (R0)	
Sistema Estructural	Coficiente básico de reducción
Pórticos	8

DIRECCIÓN Y	
COEF.DE REDUCCIÓN (R0)	
Sistema Estructural	Coficiente básico de reducción
Pórticos	8

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°67: Tipo de sistema estructural – Stands de venta

DIRECCIÓN X	
COEF. DE REDUCCIÓN (R0)	
Sistema Estructural	Coficiente básico de reducción
Pórticos	8

DIRECCIÓN Y	
COEF.DE REDUCCIÓN (R0)	
Sistema Estructural	Coficiente básico de reducción
Pórticos	8

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°68: Tipo de sistema estructural – Salas Múltiples I

DIRECCIÓN X	
COEF. DE REDUCCIÓN (R0)	
Sistema Estructural	Coficiente básico de reducción
Dual I	7

DIRECCIÓN Y	
COEF.DE REDUCCIÓN (R0)	
Sistema Estructural	Coficiente básico de reducción
Dual I	7

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°69: Tipo de sistema estructural – Salas Múltiples II

DIRECCIÓN X	
COEF. DE REDUCCIÓN (R0)	
Sistema Estructural	Coficiente básico de reducción
Dual I	7

DIRECCIÓN Y	
COEF.DE REDUCCIÓN (R0)	
Sistema Estructural	Coficiente básico de reducción
Dual I	7

Fuente: Elaboración propia

- **Irregularidades**

Los módulos del complejo deportivo 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 N°70: Irregularidades en planta y altura

EJE X	EJE Y	EJE X	EJE Y
I_a	I_a	I_p	I_p
1	1	1	1

Fuente: Elaboración propia

- **Análisis Estático**

El coeficiente para el análisis estático en los módulos de administración, baños de auditorio y stands de venta es de 0.192, por otro lado, para los módulos de salas múltiples 1 y 2 es de 0.219.

Tabla N°71: Parámetros para análisis estático- Administración

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Z=	0.45	Z=	0.45
U=	1.3	U=	1.3
C=	2.5	C=	2.5
S=	1.05	S=	1.05
R=	8.0	R=	8.0
P=	56.67 Tn	P=	56.67 Tn
V=	$0.192 * P$	V=	$0.192 * P$

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°72: Parámetros para análisis estático- Baños Auditorio

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Z=	0.45	Z=	0.45
U=	1.3	U=	1.3
C=	2.5	C=	2.5
S=	1.05	S=	1.05
R=	8.0	R=	8.0
P=	56.67 Tn	P=	56.67 Tn
V=	$0.192 * P$	V=	$0.192 * P$

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°73: Parámetros para análisis estático- Stands de venta

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Z=	0.45	Z=	0.45
U=	1.3	U=	1.3
C=	2.5	C=	2.5
S=	1.05	S=	1.05
R=	8.0	R=	8.0
P=	56.67 Tn	P=	56.67 Tn
V =	$0.192 * P$	V =	$0.192 * P$

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°74: Parámetros para análisis estático- Salas Múltiples I

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Z=	0.45	Z=	0.45
U=	1.3	U=	1.3
C=	2.5	C=	2.5
S=	1.05	S=	1.05
R=	7.0	R=	7.0
P=	359.49 Tn	P=	359.49 Tn
V =	$0.219 * P$	V =	$0.219 * P$

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°75: Parámetros para análisis estático- Salas Múltiples II

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Z=	0.45	Z=	0.45
U=	1.3	U=	1.3
C=	2.5	C=	2.5
S=	1.05	S=	1.05
R=	7.0	R=	7.0
P=	359.49 Tn	P=	359.49 Tn
V =	$0.219 * P$	V =	$0.219 * P$

Fuente: Elaboración propia

- **Análisis dinámico**

Ilustración N°3.37: Espectro de las pseudoaceleraciones de los ambientes: administración, auditorio y stands de venta

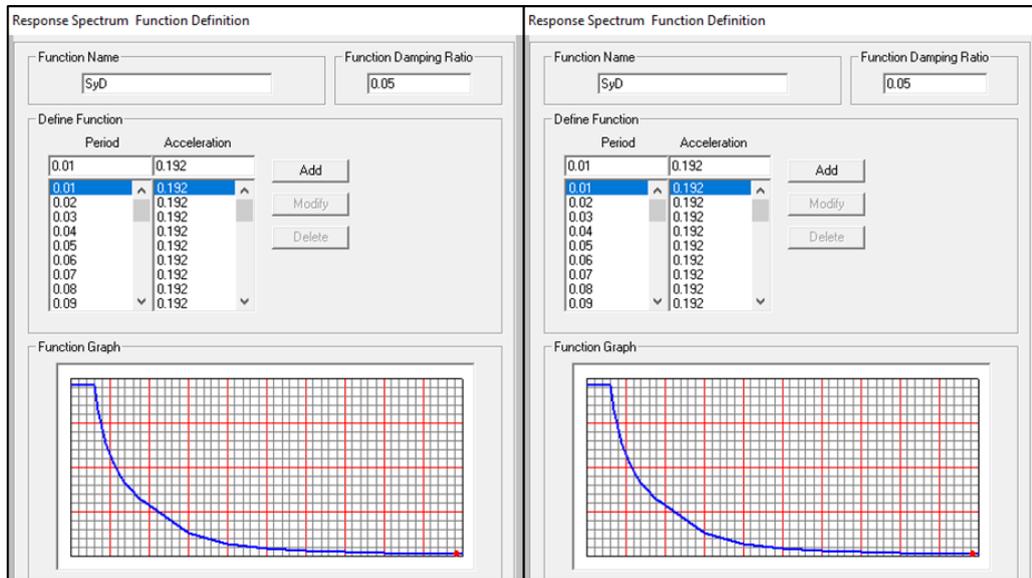
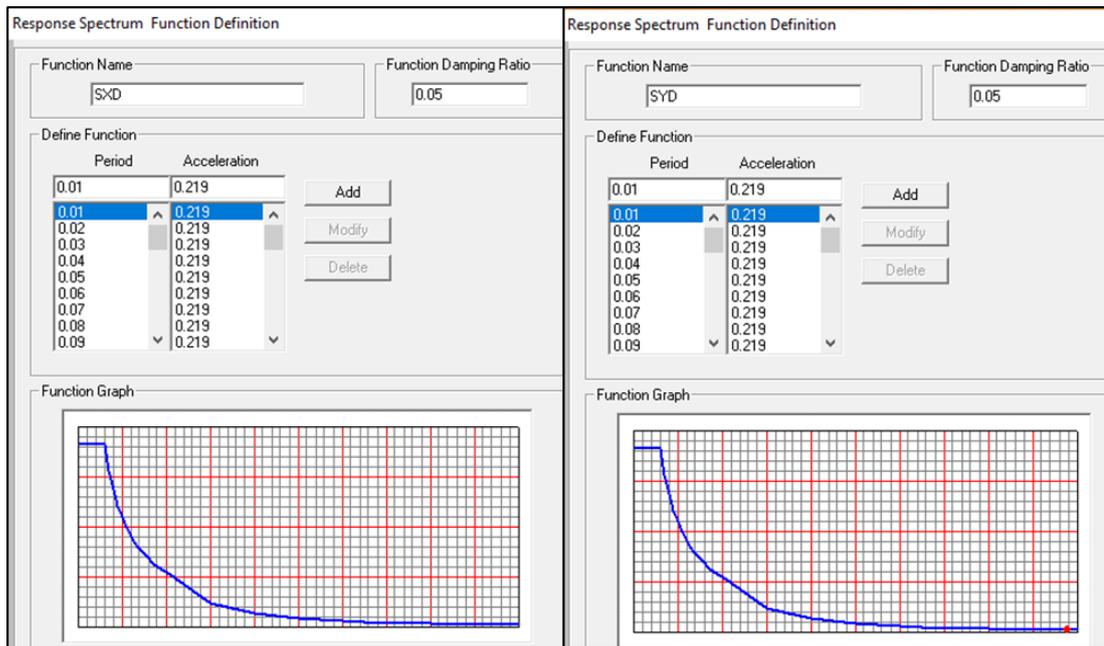


Ilustración N°3.38: Espectro de las pseudoaceleraciones de los ambientes: salas múltiples 1 y 2.



Fuente: Programa SAP 2000

- **Cortante en la base**

Cortante en la base -Administración

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonn	GlobalFY Tonn
SxE	LinStatic		-7.1747	8.119E-16
SyE	LinStatic		8.327E-16	-7.1747
SxD	LinRespSpec	Max	6.9085	000000004478
SyD	LinRespSpec	Max	0.0044	6.9247

Fuente: Programa SAP 2000

Cortante en la base –Baños Auditorio

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonn	GlobalFY Tonn
SxE	LinStatic		-5.5294	-2.859E-15
SyE	LinStatic		-6.255E-15	-5.5294
SxD	LinRespSpec	Max	4.4509	000000004411
SyD	LinRespSpec	Max	0.0000000124	4.4521

Fuente: Programa SAP 2000

Cortante en la base –Stands de venta

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonn	GlobalFY Tonn
SxE	LinStatic		-4.5154	2.942E-15
SyE	LinStatic		8.767E-16	-4.5154
SxD	LinRespSpec	Max	3.9976	000000004475
SyD	LinRespSpec	Max	000000003046	4.047

Fuente: Programa SAP 2000

Cortante en la base –Salas múltiples I

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonn	GlobalFY Tonn
SxE	LinStatic		-64.3741	0.3012
SyE	LinStatic		1.1851	-78.6956
SxD	LinRespSpec	Max	55.0162	4.8879
SyD	LinRespSpec	Max	4.8644	66.3806

Fuente: Programa SAP 2000

Cortante en la base –Salas múltiples II

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonn	GlobalFY Tonn
SxE	LinStatic		-70.7867	000000000686
SyE	LinStatic		3.926E-13	-70.7867
SxD	LinRespSpec	Max	60.9487	2.5282
SyD	LinRespSpec	Max	1.3222	61.0056

Fuente: Programa SAP 2000

- **Modos de vibración**

Modal Load Participación Ratios

OutputCase Text	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	99.9999
MODAL	Acceleration	UY	100	99.9884
MODAL	Acceleration	UZ	99.5826	82.4657

Fuente: Programa SAP 2000

- **Verificación de derivas de entrepiso**

Tabla N°76: Desplazamientos dirección X y Y- Administración

EJE "X"	TABLE: Joint Displacements									
	PISO	OutputCase	ALTURA (cm)	R	U1-SAP2000	U1-NORMA	RELATIVO	DERIVA	DERIVA	VERIF
	1	Sx	465.00	8.0	0.3252	1.95	1.95	0.00420	0.007	OK
EJE "Y"	TABLE: Joint Displacements									
	PISO	OutputCase	ALTURA (cm)	R	U2-SAP2000	U2-NORMA	RELATIVO	DERIVA	DERIVA	VERIF
	1	Sy	465.00	8.0	0.4397	2.64	2.64	0.00567	0.007	OK

Tabla N°77: Desplazamientos dirección X y Y- Baños de auditorio

EJE "X"	TABLE: Joint Displacements									
	PISO	OutputCase	ALTURA (cm)	R	U1-SAP2000	U1-NORMA	RELATIVO	DERIVA	DERIVA	VERIF
	1	Sx	465.00	8.0	0.2004	1.20	1.20	0.00259	0.007	OK
EJE "Y"	TABLE: Joint Displacements									
	PISO	OutputCase	ALTURA (cm)	R	U2-SAP2000	U2-NORMA	RELATIVO	DERIVA	DERIVA	VERIF
	1	Sy	465.00	8.0	0.1477	0.89	0.89	0.00191	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N°78: Desplazamientos dirección X y Y- Stands de venta

EJE "X"	TABLE: Joint Displacements									
	PISO	OutputCase	ALTURA (cm)	R	U1-SAP2000	U1-NORMA	RELATIVO	DERIVA	DERIVA	VERIF
	1	Sx	465.00	8.0	0.2998	1.80	1.80	0.00387	0.007	OK
EJE "Y"	TABLE: Joint Displacements									
	PISO	OutputCase	ALTURA (cm)	R	U2-SAP2000	U2-NORMA	RELATIVO	DERIVA	DERIVA	VERIF
	1	Sy	465.00	8.0	0.2475	1.49	1.49	0.00319	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N°79: Desplazamientos dirección X y Y- Salas múltiples I

EJE "X"	TABLE: Joint Displacements									
	PISO	OutputCase	ALTURA (cm)	R	U1-SAP2000	U1-NORMA	RELATIVO	DERIVA	DERIVA	VERIF
	2	Sx	300.00	7.0	0.8032	4.22	1.57	0.00524	0.007	OK
1	Sx	450.00	7.0	0.5039	2.65	2.65	0.00588	0.007	OK	

EJE "Y"	TABLE: Joint Displacements									
	PISO	OutputCase	ALTURA (cm)	R	U2-SAP2000	U2-NORMA	RELATIVO	DERIVA	DERIVA	VERIF
	2	Sy	300.00	7.0	0.6661	3.50	1.32	0.00440	0.007	OK
1	Sy	450.00	7.0	0.4144	2.18	2.18	0.00485	0.007	OK	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N°80: Desplazamientos dirección X y Y- Salas múltiples II

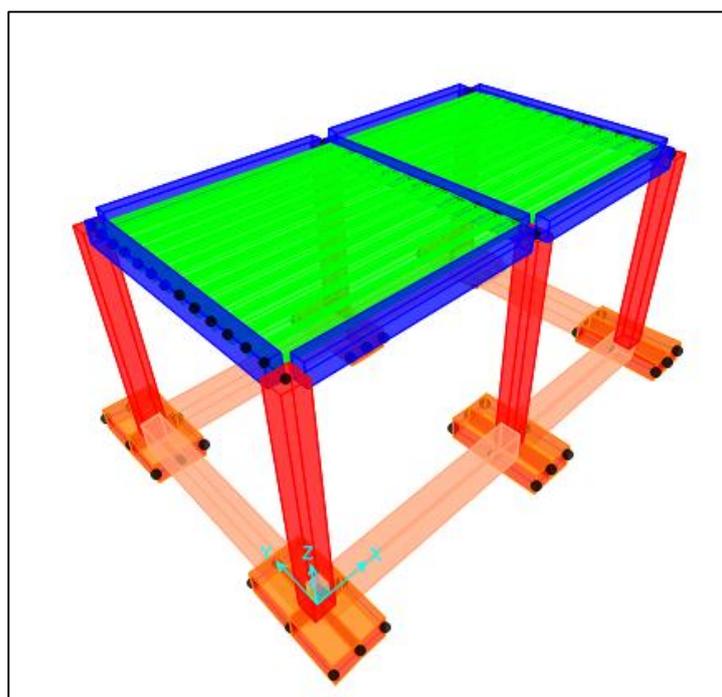
EJE "X"	TABLE: Joint Displacements									
	PISO	OutputCase	ALTURA (cm)	R	U1-SAP2000	U1-NORMA	RELATIVO	DERIVA	DERIVA	VERIF
	2	Sx	300.00	7.0	0.9131	4.79	1.88	0.00628	0.007	OK
1	Sx	450.00	7.0	0.5544	2.91	2.91	0.00647	0.007	OK	

EJE "Y"	TABLE: Joint Displacements									
	PISO	OutputCase	ALTURA (cm)	R	U2-SAP2000	U2-NORMA	RELATIVO	DERIVA	DERIVA	VERIF
	2	Sy	300.00	7.0	0.8742	4.59	1.75	0.00585	0.007	OK
1	Sy	450.00	7.0	0.54	2.84	2.84	0.00630	0.007	OK	

Fuente: Elaboración propia.

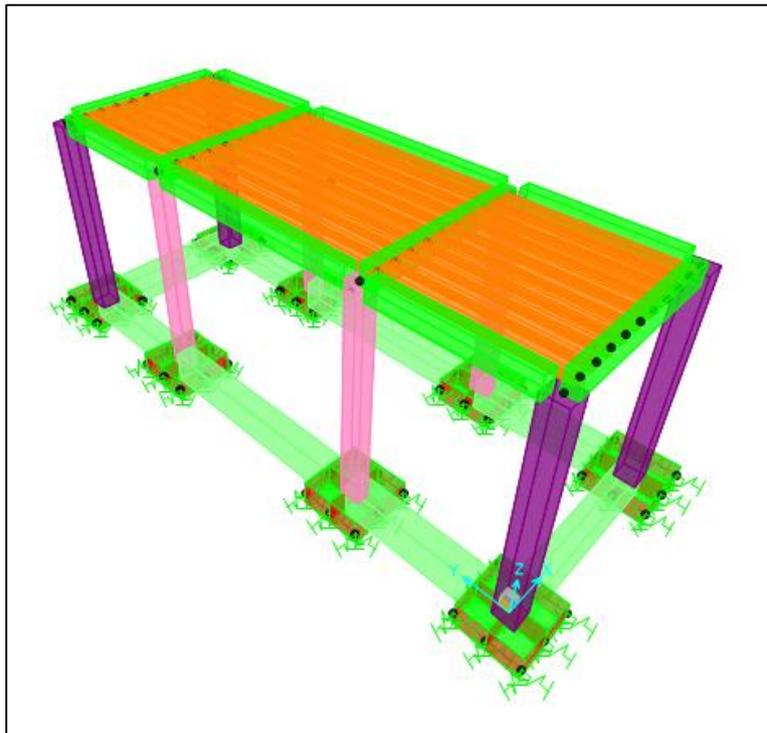
4.5. MODELAMIENTO DE LOS AMBIENTES DEL COMPLEJO DEPORTIVO

Ilustración N°3.39: Modelamiento en SAP 2000-Administración



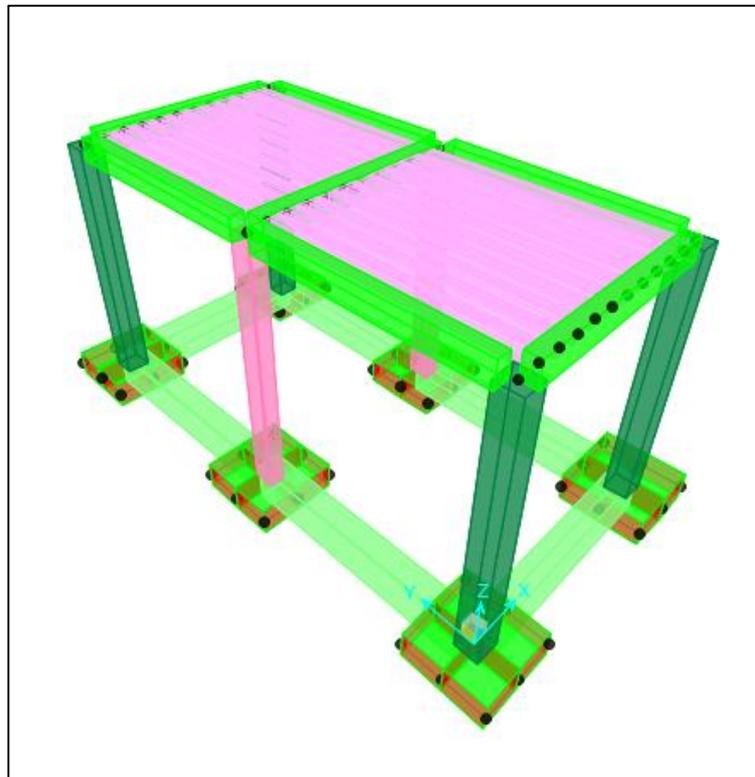
Fuente: Programa SAP 2000

Ilustración N°3.40: Modelamiento en SAP 2000- Baños auditorio



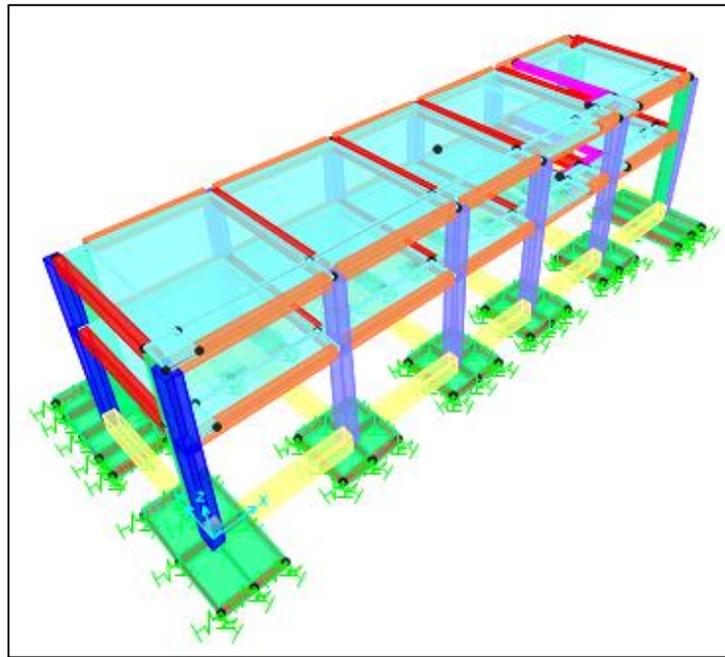
Fuente: Programa SAP 2000

Ilustración N°3.41: Modelamiento en SAP 2000- Stands de venta



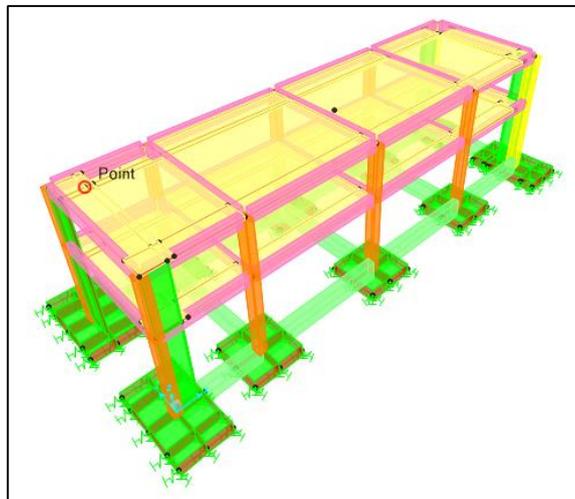
Fuente: Programa SAP 2000.

Ilustración N°3.42: Modelamiento en SAP 2000- Salas múltiples I



Fuente: Programa SAP 2000.

Ilustración N°3.43: Modelamiento en SAP 2000- Salas múltiples II



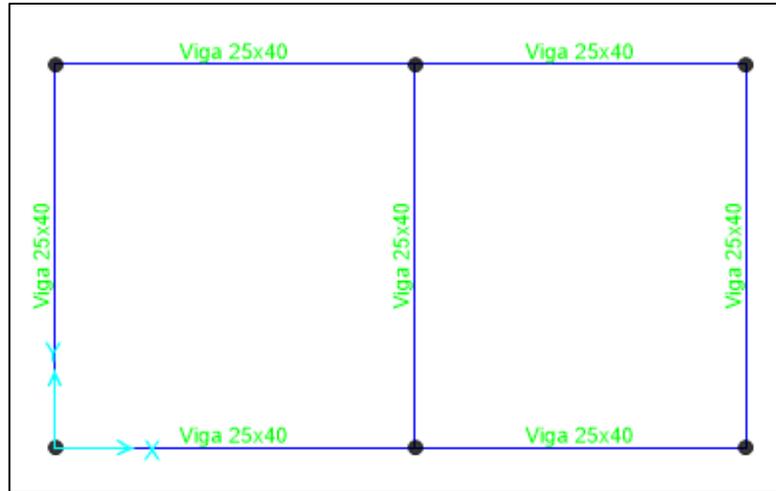
Fuente: Programa SAP 2000.

4.6. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

4.6.1. Diseño de vigas

Módulo – Administración

Vigas del Módulo- Administración



Fuente: Programa SAP 2000.

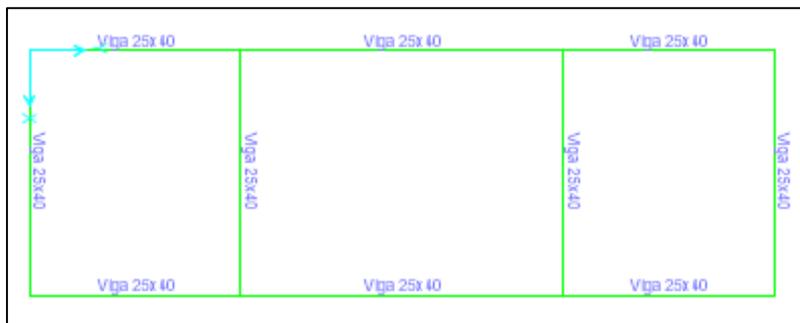
Tabla N°81: Diseño de vigas- Módulo Administración

EJE X		Mu	As requerido	Acero Longitudinal								Acero Transversal		
EJE 1	A-B	NUDO	1.52	1.21 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	0.7	0.55 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	10	0.100
		NUDO	1.66	1.32 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	R	0.15
	B-C	NUDO	0.71	0.56 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	0.44	0.35 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	10	0.100
		NUDO	0.19	0.15 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	R	0.15
EJE 2	A-B	NUDO	1.51	1.20 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	0.64	0.50 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	10	0.100
		NUDO	1.66	1.32 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	R	0.15
	B-C	NUDO	1.93	1.54 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	0.58	0.46 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	10	0.100
		NUDO	1.88	1.50 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	R	0.15
EJE Y		Mu	As requerido	Acero Longitudinal								Acero Transversal		
EJE A	1-2	NUDO	4.27	3.52 cm ²	2	∅	N°	5/8	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	2.93	2.37 cm ²	2	∅	N°	5/8	0	∅	N°	1/2	10	0.125
		NUDO	4.27	3.52 cm ²	2	∅	N°	5/8	0	∅	N°	1/2	R	0.15
EJE B	1-2	NUDO	6.61	5.62 cm ²	2	∅	N°	5/8	2	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	5.07	4.22 cm ²	2	∅	N°	5/8	1	∅	N°	1/2	10	0.125
		NUDO	6.61	5.62 cm ²	2	∅	N°	5/8	2	∅	N°	1/2	R	0.15
EJE C	1-2	NUDO	4.04	3.32 cm ²	2	∅	N°	5/8	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	2.74	2.21 cm ²	2	∅	N°	5/8	0	∅	N°	1/2	10	0.125
		NUDO	4.04	3.32 cm ²	2	∅	N°	5/8	0	∅	N°	1/2	R	0.15

Fuente: Elaboración propia

Módulo - Baños de Auditorio

Vigas del Módulo- Baños de auditorio



Fuente: Programa SAP 2000.

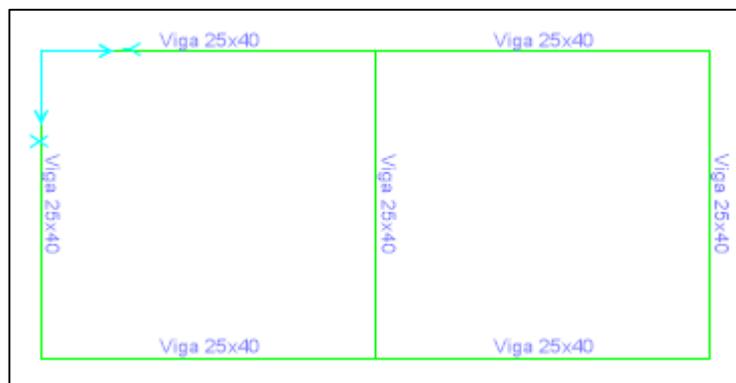
Tabla N°82: Diseño de vigas- Módulo Baños de Auditorio

EJE X		Mu	As requerido	Acero Longitudinal						Acero Transversal				
EJE 1	A-B	NUDO	1.29	1.02 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	0.21	0.16 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	10	0.100
		NUDO	0.82	0.65 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	R	0.15
	B-C	NUDO	0.59	0.47 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	0.47	0.37 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	10	0.100
		NUDO	0.59	0.47 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	R	0.15
	C-D	NUDO	1.15	0.90 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	0.23	0.18 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	10	0.100
		NUDO	1.3	1.03 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	R	0.15
EJE 2	A-B	NUDO	1.29	1.02 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	0.21	0.16 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	10	0.100
		NUDO	0.82	0.65 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	R	0.15
	B-C	NUDO	0.59	0.47 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	0.47	0.37 cm ²	2	∅	N°	1/2	ρ	∅	N°	1/2	10	0.100
		NUDO	0.59	0.47 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	R	0.15
	C-D	NUDO	1.15	0.90 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	0.23	0.18 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	10	0.100
		NUDO	1.3	1.03 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	R	0.15
EJE Y		Mu	As requerido	Acero Longitudinal						Acero Transversal				
EJE A	1-2	NUDO	2.04	1.63 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	1.44	1.15 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	10	0.100
		NUDO	2.04	1.63 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	R	0.15
EJE B	1-2	NUDO	1.65	1.32 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	4.68	3.87 cm ²	2	∅	N°	1/2	1	∅	N°	1/2	10	0.100
		NUDO	1.64	1.31 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	R	0.15
EJE C	1-2	NUDO	1.65	1.32 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	4.68	3.87 cm ²	2	∅	N°	1/2	1	∅	N°	1/2	10	0.100
		NUDO	1.64	1.31 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	R	0.15
EJE C	1-2	NUDO	2.04	1.63 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	1.44	1.15 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	10	0.100
		NUDO	2.04	1.63 cm ²	2	∅	N°	1/2	0	∅	N°	1/2	R	0.15

Fuente: Elaboración propia

Módulo Stands de venta

Vigas del Módulo- Stands de venta



Fuente: Programa SAP 2000.

Tabla N°83: Diseño de vigas- Modulo Stands de venta

EJE X		Mu	As requerido	Acero Longitudinal						Acero Transversal				
EJE A	1-2	NUDO	1.26	1.07 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	0.66	0.55 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	10	0.075
		NUDO	1.14	0.96 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	R	0.15
	2-3	NUDO	1.14	0.96 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	0.65	0.55 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	10	0.075
		NUDO	0.43	0.36 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	R	0.15
EJE B	1-2	NUDO	0.43	0.36 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	0.66	0.55 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	10	0.075
		NUDO	1.14	0.96 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	R	0.15
	2-3	NUDO	1.14	0.96 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	0.6	0.50 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	10	0.075
		NUDO	0.43	0.36 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	R	0.15
EJE Y		Mu	As requerido	Acero Longitudinal						Acero Transversal				
EJE 1	A-B	NUDO	2.82	2.44 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	2.3	1.97 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	10	0.075
		NUDO	2.82	2.44 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	R	0.15
EJE 2	A-B	NUDO	2.4	2.06 cm ²	2	Ø	N°	5/8	0	Ø	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	5.98	5.41 cm ²	2	Ø	N°	5/8	1	Ø	N°	1/2	10	0.075
		NUDO	2.41	2.07 cm ²	2	Ø	N°	5/8	0	Ø	N°	1/2	R	0.15
EJE 3	A-B	NUDO	2.82	2.44 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	1	0.05
		CLARO	2.3	1.97 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	10	0.075
		NUDO	2.82	2.44 cm ²	2	Ø	N°	1/2	0	Ø	N°	1/2	R	0.15

Fuente: Elaboración propia

Módulo Salas Múltiples I

Vigas del Módulo- Salas múltiples I



Fuente: Programa SAP 2000.

Tabla N°84: Diseño de vigas- Modulo Salas múltiples I

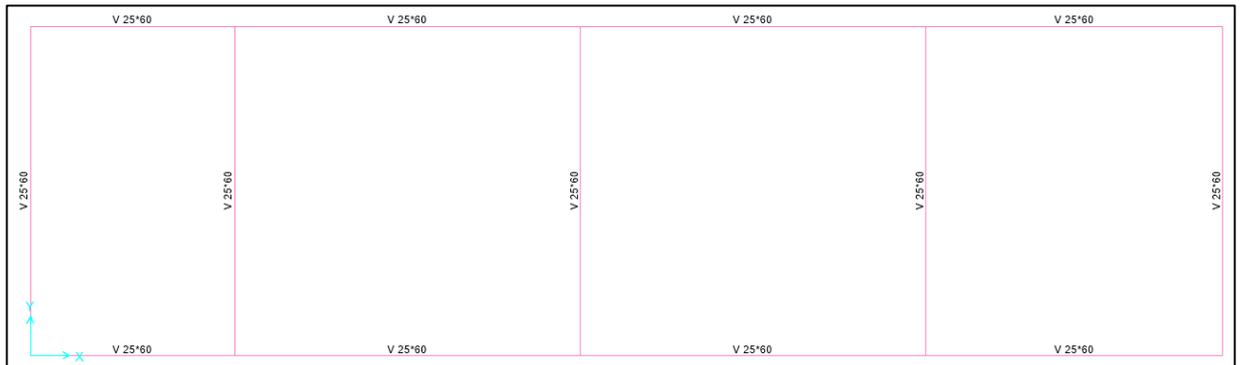
EJE X		Mu	As requerido	Acero Longitudinal							Acero Transversal				
EJE 1	A-B	NUDO	11.11	7.28 cm ²	2	Ø	N°	3/4	1	Ø	N°	5/8	1	0.05	
		CLARO	2.71	1.67 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	10	0.100	
		NUDO	8.39	5.38 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	R	0.20	
	B-C	NUDO	7.86	5.02 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	1	0.05	
		CLARO	1.99	1.22 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	10	0.100	
		NUDO	8.3	5.32 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	R	0.20	
	C-D	NUDO	7.26	4.64 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	1	0.05	
		CLARO	1.63	1.00 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	10	0.100	
		NUDO	8.5	5.46 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	1/2	R	0.20	
	D-E	NUDO	8.28	5.29 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	1/2	1	0.05	
		CLARO	1.87	1.14 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	10	0.100	
		NUDO	9.23	5.96 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	1/2	R	0.20	
	E-F	NUDO	10	6.39 cm ²	2	Ø	N°	3/4	1	Ø	N°	1/2	1	0.05	
		CLARO	2.88	1.77 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	10	0.100	
		NUDO	10	6.50 cm ²	2	Ø	N°	3/4	1	Ø	N°	1/2	R	0.20	
	EJE 2	A-B	NUDO	11.11	7.28 cm ²	2	Ø	N°	3/4	1	Ø	N°	5/8	1	0.05
			CLARO	2.71	1.67 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	10	0.100
			NUDO	8.39	5.38 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	R	0.20
B-C		NUDO	7.86	5.02 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	1	0.05	
		CLARO	1.99	1.22 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	10	0.100	
		NUDO	8.3	5.32 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	R	0.20	
C-D		NUDO	7.26	4.64 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	1	0.05	
		CLARO	1.63	1.00 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	10	0.100	
		NUDO	8.5	5.46 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	1/2	R	0.20	
D-E		NUDO	8.28	5.29 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	1/2	1	0.05	
		CLARO	1.87	1.14 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	10	0.100	
		NUDO	9.23	5.96 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	1/2	R	0.20	
E-F		NUDO	10	6.39 cm ²	2	Ø	N°	3/4	1	Ø	N°	1/2	1	0.05	
		CLARO	2.88	1.77 cm ²	2	Ø	N°	3/4	0	Ø	N°	5/8	10	0.100	
		NUDO	10	6.50 cm ²	2	Ø	N°	3/4	1	Ø	N°	1/2	R	0.20	

EJE Y		Mu	As requerido	Acero Longitudinal								Acero Transversal		
EJE A	1-2	NUDO	11.16	5.78 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	1	0.05
		CLARO	2.6	1.29 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	3/4	10	0.125
		NUDO	16.43	8.75 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	1	Ø	Nº	3/4	R	25.00
EJE B	1-2	NUDO	18.31	9.86 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	2	Ø	Nº	5/8	1	0.05
		CLARO	8.03	4.10 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	3/4	10	0.125
		NUDO	17.92	9.63 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	2	Ø	Nº	5/8	R	0.25
EJE C	1-2	NUDO	20.32	11.61 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	2	Ø	Nº	3/4	1	0.05
		CLARO	9.4	5.03 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	3/4	10	0.125
		NUDO	18.98	10.75 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	2	Ø	Nº	3/4	R	0.25
EJE D	1-2	NUDO	17.72	9.51 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	2	Ø	Nº	5/8	1	0.05
		CLARO	7.45	3.79 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	3/4	10	0.125
		NUDO	15.93	8.46 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	1	Ø	Nº	3/4	R	0.25
EJE E	1-2	NUDO	22.77	12.59 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	3	Ø	Nº	3/4	1	0.05
		CLARO	5.47	2.76 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	3/4	10	0.125
		NUDO	13.14	6.88 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	1	Ø	Nº	5/8	R	0.25
EJE F	1-2	NUDO	14.73	7.77 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	1	Ø	Nº	5/8	1	0.05
		CLARO	3.69	1.84 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	3/4	10	0.125
		NUDO	10.8	5.59 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	3/4	R	0.25

Fuente: Elaboración propia

Módulo Salas Múltiples II

Vigas del Módulo- Salas múltiples II



Fuente: Programa SAP 2000.

Tabla N°85: Diseño de vigas- Modulo Salas múltiples II

EJE X		Mu	As requerido	Acero Longitudinal								Acero Transversal		
EJE 1	A-B	NUDO	10.1	5.21 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	1	0.05
		CLARO	1.95	0.97 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	10	0.125
		NUDO	6.73	3.41 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	R	0.25
	B-C	NUDO	11.37	5.90 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	1	Ø	Nº	5/8	1	0.05
		CLARO	3.63	1.81 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	10	0.125
		NUDO	9.62	4.95 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	R	0.25
	C-D	NUDO	11.26	5.84 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	1	Ø	Nº	5/8	1	0.05
		CLARO	3.29	1.64 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	10	0.125
		NUDO	9.97	5.14 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	R	0.25
	D-E	NUDO	9.97	5.17 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	1	0.05
		CLARO	3.34	1.67 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	10	0.125
		NUDO	15.393	8.15 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	2	Ø	Nº	5/8	R	0.25

EJE 2	A-B	NUDO	11.55	6.00 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	1	Ø	Nº	5/8	1	0.05
		CLARO	1.95	0.97 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	10	0.13
		NUDO	6.86	3.48 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	R	0.25
	B-C	NUDO	11.07	5.73 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	1	0.05
		CLARO	3.63	1.81 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	10	0.13
		NUDO	10.07	5.19 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	R	0.25
	C-D	NUDO	11.91	6.17 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	1	Ø	Nº	5/8	1	0.05
		CLARO	3.29	1.64 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	10	0.13
		NUDO	9.2	4.72 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	R	0.25
	D-E	NUDO	10.24	5.30 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	1	0.05
		CLARO	3.34	1.67 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	5/8	10	0.13
		NUDO	16.04	8.53 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	2	Ø	Nº	5/8	R	0.25

EJE Y		Mu	As requerido	Acero Longitudinal							Acero Transversal			
EJE A	1-2	NUDO	15.1	7.99 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	1	Ø	Nº	5/8	1	0.05
		CLARO	3.38	1.69 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	3/4	10	0.125
		NUDO	13.2	6.91 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	1	Ø	Nº	5/8	R	25.00
EJE B	1-2	NUDO	21.5	11.79 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	3	Ø	Nº	3/4	1	0.05
		CLARO	9.08	4.66 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	3/4	10	0.125
		NUDO	18.81	10.16 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	2	Ø	Nº	3/4	R	0.25
EJE C	1-2	NUDO	22.32	12.92 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	3	Ø	Nº	3/4	1	0.05
		CLARO	10.09	5.42 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	3/4	10	0.125
		NUDO	22.56	13.08 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	3	Ø	Nº	3/4	R	0.25
EJE D	1-2	NUDO	20.67	11.83 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	3	Ø	Nº	3/4	1	0.05
		CLARO	9.4	5.03 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	3/4	10	0.125
		NUDO	21.63	12.46 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	3	Ø	Nº	3/4	R	0.25
EJE E	1-2	NUDO	14.18	7.80 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	1	Ø	Nº	3/4	1	0.05
		CLARO	11.03	5.96 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	0	Ø	Nº	3/4	10	0.125
		NUDO	16.76	9.36 cm ²	2	Ø	Nº	3/4	2	Ø	Nº	5/8	R	0.25

Fuente: Elaboración propia

4.6.2. Diseño de Columnas

Módulo Administración

Se realizó la verificación si se diseña por flexión o flexo compresión, donde la carga actuante tiene que ser menor al $0.1 \cdot f'c \cdot Ag$ para diseñarse como flexión, para este módulo nos salió la verificación que se diseña por flexión.

Tabla N°86: Verificación del comportamiento de las columnas del módulo de administración

VERIFICACIÓN DE DISEÑO POR FLEXIÓN O FLEXO COMPRESIÓN			
f_c	2100	tn/m ²	DIMENSIÓN COL
A_g	0.16	m ²	
$P_u < 0.1 \cdot f'c \cdot A_g$			
COL	COMBO	PU (tonf)	VERIFICACIÓN
1	1.4D+ 1.7L	7.4659	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sx	7.6059	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sx	7.6059	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sy	7.7217	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sy	7.7217	FLEXIÓN
	0.9D+ Sx	5.3372	FLEXIÓN
	0.9D-Sx	5.3372	FLEXIÓN
	0.9D+ Sy	5.4531	FLEXIÓN
	0.9D-Sy	5.4531	FLEXIÓN

3	1.4D+ 1.7L	13.845	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sx	12.858	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sx	12.858	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sy	13.5726	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sy	13.5726	FLEXIÓN
	0.9D+ Sx	8.3617	FLEXIÓN
	0.9D-Sx	8.3617	FLEXIÓN
	0.9D+ Sy	9.0763	FLEXIÓN
	0.9D-Sy	9.0763	FLEXIÓN
5	1.4D+ 1.7L	7.0238	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sx	7.3163	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sx	7.3163	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sy	7.3187	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sy	7.3187	FLEXIÓN
	0.9D+ Sx	5.2017	FLEXIÓN
	0.9D-Sx	5.2017	FLEXIÓN
	0.9D+ Sy	5.2041	FLEXIÓN
	0.9D-Sy	5.2041	FLEXIÓN
7	1.4D+ 1.7L	7.0238	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sx	7.3163	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sx	7.3163	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sy	7.3187	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sy	7.3187	FLEXIÓN
	0.9D+ Sx	5.2017	FLEXIÓN
	0.9D-Sx	5.2017	FLEXIÓN
	0.9D+ Sy	5.2041	FLEXIÓN
	0.9D-Sy	5.2041	FLEXIÓN
9	1.4D+ 1.7L	13.845	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sx	12.858	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sx	12.858	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sy	13.5726	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sy	13.5726	FLEXIÓN
	0.9D+ Sx	8.3617	FLEXIÓN
	0.9D-Sx	8.3617	FLEXIÓN
	0.9D+ Sy	9.0763	FLEXIÓN
	0.9D-Sy	9.0763	FLEXIÓN
11	1.4D+ 1.7L	7.4659	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sx	7.6059	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sx	7.6059	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sy	7.7217	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sy	7.7217	FLEXIÓN
	0.9D+ Sx	5.3372	FLEXIÓN
	0.9D-Sx	5.3372	FLEXIÓN
	0.9D+ Sy	5.4531	FLEXIÓN
	0.9D-Sy	5.4531	FLEXIÓN

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño de columnas por flexión luego de la comprobación que se realizó anterior, se hallaron los momentos obtenidos por el SAP 2000.

Luego se calcula el área de acero con la fórmula 3.64, y se verificó que cumpla la cuantía mínima de columnas que es el $0.01 \cdot b \cdot h$. Luego se calculó el acero transversal por diseño de cortante con las fórmulas 3.74, cumpliendo con el espaciamiento de estribaje mínimo establecido en el capítulo 11 del [16] dónde especifica que para sistemas estructurales Pórticos, el espaciamiento de estribos en zona de confinamiento no debe exceder de: $d/4$, ocho veces el diámetro de barras longitudinales más pequeñas, 24 veces el diámetro de la barra del estribo o 300mm.

Luego de haber aplicado las fórmulas establecidas en el acápite de diseño de columnas, el acero longitudinal y transversal es:

1º PISO	C-1
SECCIÓN	0.40 x 0.40
REFUERZO	8 Ø 3/4"
ESTRIBO	▣ 3/8": 1@.05, 8@.10, R@.20

Módulo Baños de Auditorio

Tabla N°87 Verificación del comportamiento de las columnas del Baño del auditorio

VERIFICACIÓN DE DISEÑO POR FLEXIÓN O FLEJO COMPRESIÓN			
f _c	2100	tn/m ²	DIMENSIÓN COL
Ag	0.16	m ²	b 0.4
			h 0.4
Pu < 0.1*f'c*Ag			33.60 Tn
COL	COMBO	PU (tonf)	VERIFICACIÓN
9	1.4D+ 1.7L	5.1326	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	5.4262	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	5.2056	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	5.4262	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	5.4262	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	3.7862	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	3.5656	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	3.5656	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	3.7862	FLEXIÓN
10	1.4D+ 1.7L	9.8286	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	8.9922	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	9.1723	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	8.9922	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	8.9922	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	5.2138	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	5.3939	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	5.3939	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	5.2138	FLEXIÓN
11	1.4D+ 1.7L	9.8286	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	8.9922	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	9.1723	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	8.9922	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	8.9922	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	5.2138	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	5.3939	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	5.3939	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	5.2138	FLEXIÓN
12	1.4D+ 1.7L	5.1326	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	5.4262	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	5.2056	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	5.4262	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	5.4262	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	3.7862	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	3.5656	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	3.5656	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	3.7862	FLEXIÓN

13	1.4D+ 1.7L	5.1326	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	5.4262	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	5.2056	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	5.4262	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	5.4262	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	3.7862	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	3.5656	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	3.5656	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	3.7862	FLEXIÓN
14	1.4D+ 1.7L	9.8286	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	8.9922	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	9.1723	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	8.9922	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	8.9922	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	5.2138	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	5.3939	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	5.3939	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	5.2138	FLEXIÓN
15	1.4D+ 1.7L	9.8286	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	8.9922	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	9.1723	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	8.9922	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	8.9922	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	5.2138	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	5.3939	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	5.3939	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	5.2138	FLEXIÓN
16	1.4D+ 1.7L	5.1326	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	5.4262	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	5.2056	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	5.4262	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	5.4262	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	3.7862	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	3.5656	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	3.5656	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	3.7862	FLEXIÓN

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño de columnas por flexión luego de la comprobación que se realizó anterior, se hallaron los momentos obtenidos por el SAP 2000.

Luego se calcula el área de acero con la fórmula 3.64, y se verificó que cumpla la cuantía mínima de columnas que es el $0.01 \cdot b \cdot h$. Luego se calculó el acero transversal por diseño de cortante con las fórmulas 3.74, cumpliendo con el espaciamiento de estribaje mínimo establecido en el capítulo 11 del [16] dónde especifica que para sistemas estructurales

Pórticos, el espaciamiento de estribos en zona de confinamiento no debe exceder de: $d/4$, ocho veces el diámetro de barras longitudinales más pequeñas, 24 veces el diámetro de la barra del estribo o 300mm.

1º PISO	C-1	
	SECCIÓN	0.40 × 0.40
	REFUERZO	8 Ø 3/4"
ESTRIBO	□ 3/8":1@.05,8@.10,R@.20	

Módulo Stands de venta

Tabla N°88: Verificación del comportamiento de las columnas de los stands de venta

$P_u < 0.1 * f'_c * A_g$			33.60 Tn
COL	COMBO	PU (tonf)	VERIFICACIÓN
7	1.4D+ 1.7L	7.0362	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	6.7275	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	7.0884	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	4.716	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	4.3551	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	4.3551	FLEXIÓN
8	1.4D+ 1.7L	7.0362	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	6.7275	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	7.0884	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	4.716	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	4.3551	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	4.3551	FLEXIÓN
9	1.4D+ 1.7L	7.0362	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	6.7275	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	7.0884	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	4.716	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	4.3551	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	4.3551	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	4.716	FLEXIÓN

10	1.4D+ 1.7L	7.0362	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	6.7275	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	7.0884	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	4.716	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	4.3551	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	4.3551	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	4.716	FLEXIÓN
11	1.4D+ 1.7L	12.2493	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	11.1503	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	10.8205	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	11.1503	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	11.1503	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	6.4898	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	6.16	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	6.16	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	6.4898	FLEXIÓN
12	1.4D+ 1.7L	12.2493	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	11.1503	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	10.8205	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	11.1503	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	11.1503	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	6.4898	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	6.16	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	6.16	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	6.4898	FLEXIÓN

Fuente: Elaboración propia

Luego de haber aplicado las fórmulas establecidas en el acápite de diseño de columnas, el acero longitudinal y transversal es:

1º PISO	C-1	
	SECCIÓN	0.40 x 0.40
	REFUERZO	8 Ø 3/4"
ESTRIBO	□ 3/8": 1@.05, 8@.10, R@.20	

Módulo Salas múltiples I

Tabla N°89: Verificación del comportamiento de las columnas de salas múltiples I

VERIFICACIÓN DE DISEÑO POR FLEXIÓN O FLEJO COMPRESIÓN				
f _c	2100	tn/m ²	DIMENSIÓN COL	
Ag	0.27	m ²		
			b	0.45
			h	0.6
Pu < 0.1*f_c*Ag			56.70 Tn	
COL	COMBO	PU (tonf)	VERIFICACIÓN	
35	1.4D+ 1.7L	53.6747	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L+ SxD	40.2475	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L-SxD	40.2475	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	37.343	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L-SyD	37.343	FLEXIÓN	
	0.9D+ SxD	18.2442	FLEXIÓN	
	0.9D-SxD	18.2442	FLEXIÓN	
	0.9D+ SyD	15.3397	FLEXIÓN	
	0.9D-SyD	15.3397	FLEXIÓN	
36	1.4D+ 1.7L	21.3864	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L+ SxD	16.3481	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L-SxD	16.3481	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	14.907	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L-SyD	14.907	FLEXIÓN	
	0.9D+ SxD	8.1482	FLEXIÓN	
	0.9D-SxD	8.1482	FLEXIÓN	
	0.9D+ SyD	6.7071	FLEXIÓN	
	0.9D-SyD	6.7071	FLEXIÓN	
37	1.4D+ 1.7L	55.7069	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L+ SxD	42.2111	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L-SxD	42.2111	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	38.4031	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L-SyD	38.4031	FLEXIÓN	
	0.9D+ SxD	19.7985	FLEXIÓN	
	0.9D-SxD	19.7985	FLEXIÓN	
	0.9D+ SyD	15.9904	FLEXIÓN	
	0.9D-SyD	15.9904	FLEXIÓN	
38	1.4D+ 1.7L	21.4092	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L+ SxD	16.2819	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L-SxD	16.2819	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	14.6999	FLEXIÓN	
	1.25D+ 1.25L-SyD	14.6999	FLEXIÓN	
	0.9D+ SxD	8.0849	FLEXIÓN	
	0.9D-SxD	8.0849	FLEXIÓN	
	0.9D+ SyD	6.5028	FLEXIÓN	
	0.9D-SyD	6.5028	FLEXIÓN	

39	1.4D+ 1.7L	50.788	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SxD	39.4141	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SxD	39.4141	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SyD	35.6579	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SyD	35.6579	FLEXIÓN
	0.9D+ SxD	18.8633	FLEXIÓN
	0.9D-SxD	18.8633	FLEXIÓN
	0.9D+ SyD	15.1071	FLEXIÓN
40	0.9D-SyD	15.1071	FLEXIÓN
	1.4D+ 1.7L	20.5959	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SxD	15.822	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SxD	15.822	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SyD	14.4864	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SyD	14.4864	FLEXIÓN
	0.9D+ SxD	7.9683	FLEXIÓN
	0.9D-SxD	7.9683	FLEXIÓN
41	0.9D+ SyD	6.6328	FLEXIÓN
	0.9D-SyD	6.6328	FLEXIÓN
	1.4D+ 1.7L	47.7205	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SxD	30.6543	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SxD	30.6543	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SyD	33.3521	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SyD	33.3521	FLEXIÓN
	0.9D+ SxD	11.9611	FLEXIÓN
42	0.9D-SxD	11.9611	FLEXIÓN
	0.9D+ SyD	14.6589	FLEXIÓN
	0.9D-SyD	14.6589	FLEXIÓN
	1.4D+ 1.7L	21.297	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SxD	16.0038	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SxD	16.0038	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SyD	14.2898	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SyD	14.2898	FLEXIÓN
47	0.9D+ SxD	8.1672	FLEXIÓN
	0.9D-SxD	8.1672	FLEXIÓN
	0.9D+ SyD	6.4533	FLEXIÓN
	0.9D-SyD	6.4533	FLEXIÓN
	1.4D+ 1.7L	57.751	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SxD	41.5114	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SxD	41.5114	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SyD	37.8071	FLEXIÓN
47	1.25D+ 1.25L-SyD	37.8071	FLEXIÓN
	0.9D+ SxD	18.0204	FLEXIÓN
	0.9D-SxD	18.0204	FLEXIÓN
	0.9D+ SyD	14.316	FLEXIÓN
0.9D-SyD	14.316	FLEXIÓN	

42	1.4D+ 1.7L	21.297	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SxD	16.0038	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SxD	16.0038	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SyD	14.2898	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SyD	14.2898	FLEXIÓN
	0.9D+ SxD	8.1672	FLEXIÓN
	0.9D-SxD	8.1672	FLEXIÓN
	0.9D+ SyD	6.4533	FLEXIÓN
47	0.9D-SyD	6.4533	FLEXIÓN
	1.4D+ 1.7L	57.751	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SxD	41.5114	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SxD	41.5114	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SyD	37.8071	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SyD	37.8071	FLEXIÓN
	0.9D+ SxD	18.0204	FLEXIÓN
	0.9D-SxD	18.0204	FLEXIÓN
47	0.9D+ SyD	14.316	FLEXIÓN
	0.9D-SyD	14.316	FLEXIÓN

48	1.4D+ 1.7L	22.8943	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SxD	16.4918	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SxD	16.4918	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SyD	14.9762	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SyD	14.9762	FLEXIÓN
	0.9D+ SxD	7.8122	FLEXIÓN
	0.9D-SxD	7.8122	FLEXIÓN
	0.9D+ SyD	6.2966	FLEXIÓN
	0.9D-SyD	6.2966	FLEXIÓN
49	1.4D+ 1.7L	57.8679	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SxD	41.1259	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SxD	41.1259	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SyD	38.3269	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SyD	38.3269	FLEXIÓN
	0.9D+ SxD	17.9943	FLEXIÓN
	0.9D-SxD	17.9943	FLEXIÓN
	0.9D+ SyD	15.1953	FLEXIÓN
	0.9D-SyD	15.1953	FLEXIÓN
50	1.4D+ 1.7L	22.091	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SxD	15.808	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SxD	15.808	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SyD	14.5989	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SyD	14.5989	FLEXIÓN
	0.9D+ SxD	7.4339	FLEXIÓN
	0.9D-SxD	7.4339	FLEXIÓN
	0.9D+ SyD	6.2247	FLEXIÓN
	0.9D-SyD	6.2247	FLEXIÓN

51	1.4D+ 1.7L	52.8379	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SxD	39.6206	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SxD	39.6206	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SyD	36.169	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SyD	36.169	FLEXIÓN
	0.9D+ SxD	18.4451	FLEXIÓN
	0.9D-SxD	18.4451	FLEXIÓN
	0.9D+ SyD	14.9935	FLEXIÓN
	0.9D-SyD	14.9935	FLEXIÓN
52	1.4D+ 1.7L	21.5676	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SxD	16.2199	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SxD	16.2199	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SyD	14.7967	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SyD	14.7967	FLEXIÓN
	0.9D+ SxD	8.068	FLEXIÓN
	0.9D-SxD	8.068	FLEXIÓN
	0.9D+ SyD	6.6448	FLEXIÓN
	0.9D-SyD	6.6448	FLEXIÓN

53	1.4D+ 1.7L	56.8654	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SxD	41.1742	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SxD	41.1742	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SyD	32.7791	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SyD	32.7791	FLEXIÓN
	0.9D+ SxD	18.8582	FLEXIÓN
	0.9D-SxD	18.8582	FLEXIÓN
	0.9D+ SyD	10.4631	FLEXIÓN
	0.9D-SyD	10.4631	FLEXIÓN
54	1.4D+ 1.7L	22.9401	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SxD	16.6517	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SxD	16.6517	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ SyD	15.2139	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-SyD	15.2139	FLEXIÓN
	0.9D+ SxD	8.0282	FLEXIÓN
	0.9D-SxD	8.0282	FLEXIÓN
	0.9D+ SyD	6.5904	FLEXIÓN
	0.9D-SyD	6.5904	FLEXIÓN

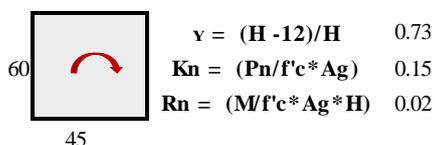
Fuente: Elaboración propia

Diseño por flexo compresión de columnas del módulo de Salas Múltiples I

DATOS GENERALES			
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">C 47</div>	b = 45.00 cm	f'c = 210 kg/cm ²	Pu = 57751 kg
	h = 60.00 cm	fy = 4200 kg/cm ²	Mx = 407821 kg-cm
	Ag = 2700 cm ²	Lc = 430.00 cm	My = 97627 kg-cm

MÉTODO BRESSLER- DOS CARAS

Análisis en dos caras - Eje 'x'



0.50%	ρ mínima
As =	13.50 cm²

Usar: 5 Ø 3/4 + 0 Ø 5/8

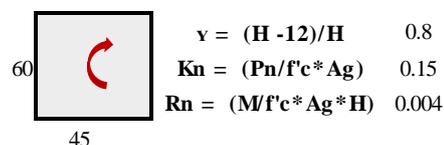
As = 14.25 cm²

Usar 5 Ø 3/4 + 0 Ø 5/8

Verificación de ancho mínimo:

R = 4 cm	bmin = 29.5	b = 45
# e = 4	CORRECTO	

Análisis en dos caras - Eje 'y'



0.50%	ρ mínima
As =	13.50 cm²

Usar: 5 Ø 3/4 + 0 Ø 5/8

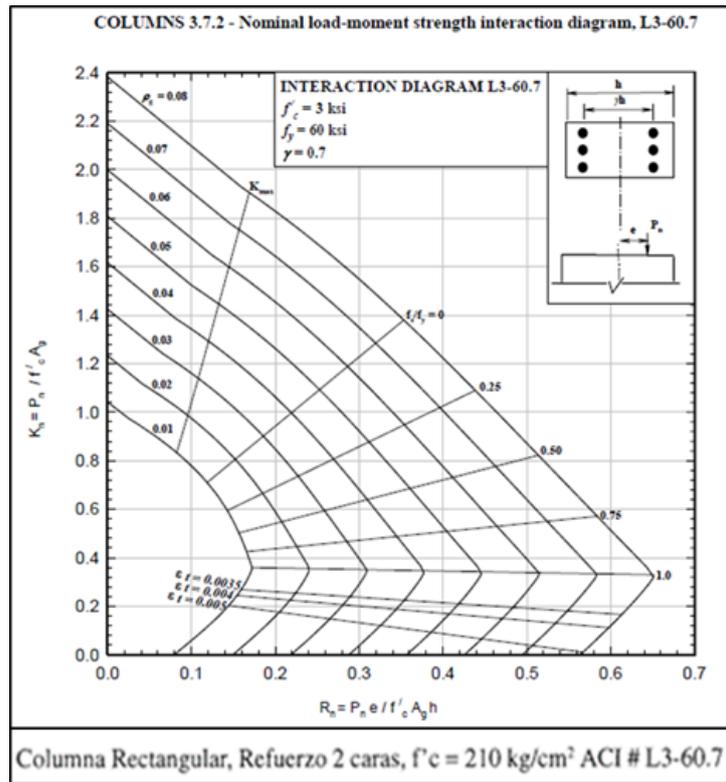
As = 14.25 cm²

Usar 5 Ø 3/4 + 0 Ø 0.63

Verificación de ancho mínimo:

R = 4 cm	bmin = 27.6	b = 60
# e = 4	CORRECTO	

Ilustración 44: Diagrama de iteración nominal



Fuente: ACI. Desing of Structural Reinforced Concrete Elements.

MÉTODO BRESSLER- CUATRO CARAS

Cuantía total (γ_t)

$$\gamma_t = (A_s/bxh) = 0.01$$

Análisis cuatro caras - Eje 'x'

$\gamma =$	0.73	$R_n =$	0.02
$\gamma_t =$	0.01	$K_n =$	¿?

$$K_n = 0.95$$

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

$$P_{nx} = 538.65 \text{ Tn}$$

Análisis cuatro caras - Eje 'y'

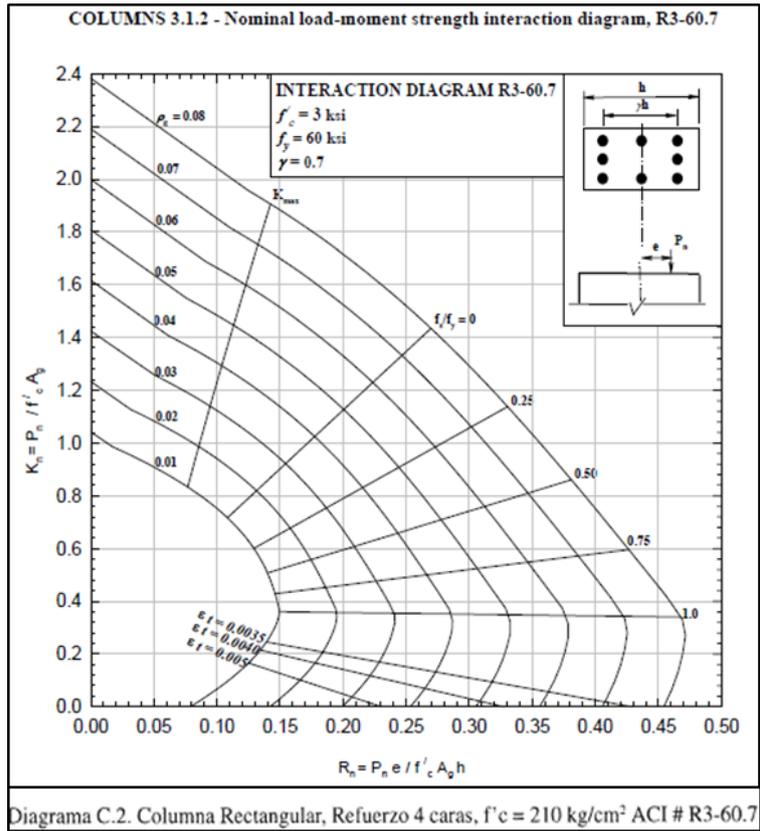
$\gamma =$	0.80	$R_n =$	0.00
$\gamma_t =$	0.01	$K_n =$	¿?

$$K_n = 0.95$$

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

$$P_{ny} = 538.65 \text{ Tn}$$

Imagen N° 4.26: Diagrama de Iteración nominal



Fuente: ACI. Desing of Structural Reinforced Concrete Elements.

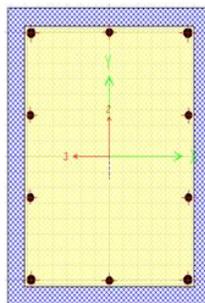
ECUACIÓN BRESSLER

$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$	$P_n = 495.15 \text{ Tn}$ $P_u = 346.60 \text{ Tn}$	>	$P_u - \text{comb} = 57.75 \text{ Tn}$	OK
--	--	---	--	----

As total =	28.50 cm ²
-------------------	-----------------------

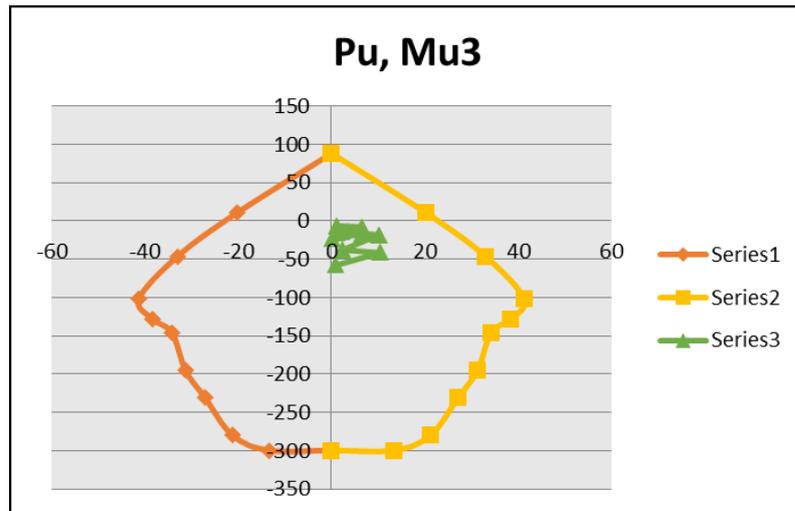
En X	5	∅	3/4	+	0	∅	5/8
En Y	5	∅	3/4	+	0	∅	5/8

Sección transversal de columna



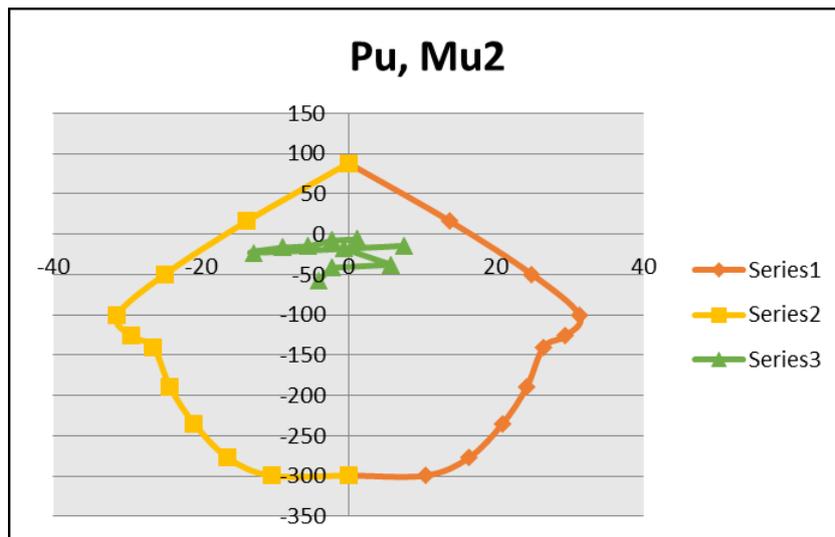
Fuente: Programa SAP 2000

Ilustración 45: Diagrama de Iteración de columna para Pu y M3



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 46: Diagrama de Iteración de columna para Pu y M2



Fuente: Elaboración propia

ACERO TRANSVERSAL

Estribo N°	3		
Base	45.00 cm	f'c	210 kg/cm ²
Altura	60.00 cm	Fy	4200 kg/cm ²
r	4.00 cm	Nu	10.41 Tn
d	53.78 cm	φ	0.85
a	10.76 cm	Vu	15.35 Tn
Ag	2700 cm ²	Vn	18.06 Tn
Mns	33.01 Tn	Vc	18.64 Tn
Mni	33.01 Tn	Vs	-0.58 Tn
h col	4.30 m		

$$S = A_v \cdot f_y / 3.5 \cdot b_w$$

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

Lconf	
Lc= hc/6	71.67 cm
L= b o h	60.00 cm
L= 50cm	50.00 cm
Lconf =	0.72 m
L=	0.85 m
Correcto	

Límites de espaciamiento (ZC)	
CAP 21	
S ≤ 8db	15.28 cm
S ≤ boh/2	22.50 cm
S ≤ 10cm	10.00 cm
Smín	10.00 cm
Límites de espaciamiento (ZNC)	
CAP 07	
s ≤ 16db	30.56 cm
s ≤ 48de	45.60 cm
s ≤ boh	45.00 cm
CAP 21	
s ≤ d/2	26.89 cm
Smín	26.89 cm

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \left(1 + \frac{Nu}{1.40 \cdot Ag}\right) b_w \cdot d$$

N° Estribo	3/8	
1	@	0.05
8	@	0.10 m
R	@	0.25 m

Módulo Salas Múltiples II

Tabla N° 90: Verificación del comportamiento de las columnas de salas múltiples II

VERIFICACIÓN DE DISEÑO POR FLEXIÓN O FLEXO COMPRESIÓN			
f'c		2100	tn/m ²
Ag		0.2	m ²
Pu < 0.1*f'c*Ag		42.00 Tn	
COL	COMBO	PU (tonf)	VERIFICACIÓN
27	1.4D+ 1.7L	52.9141	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SXD	35.4319	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25D-1SXD	35.4319	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SYD	35.3663	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SYD	35.3663	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SXD	15.6197	FLEXIÓN
	0.9D-1SXD	15.6197	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SYD	15.5541	FLEXIÓN
	0.9D-1SYD	15.5541	FLEXIÓN
28	1.4D+ 1.7L	20.3859	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SXD	13.6274	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25D-1SXD	13.6274	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SYD	13.5348	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SYD	13.5348	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SXD	6.3836	FLEXIÓN
	0.9D-1SXD	6.3836	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SYD	6.291	FLEXIÓN
	0.9D-1SYD	6.291	FLEXIÓN

29	1.4D+ 1.7L	67.5402	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SXD	49.0402	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25D-1SXD	49.0402	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SYD	45.6347	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SYD	45.6347	FLEXO COMPRESIÓN
	0.9D+ 1SXD	23.2564	FLEXIÓN
	0.9D-1SXD	23.2564	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SYD	19.8509	FLEXIÓN
	0.9D-1SYD	19.8509	FLEXIÓN
30	1.4D+ 1.7L	26.4228	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SXD	19.1985	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25D-1SXD	19.1985	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SYD	17.8093	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SYD	17.8093	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SXD	9.6267	FLEXIÓN
	0.9D-1SXD	9.6267	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SYD	8.2374	FLEXIÓN
	0.9D-1SYD	8.2374	FLEXIÓN
31	1.4D+ 1.7L	61.8281	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SXD	44.3921	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25D-1SXD	44.3921	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SYD	42.5375	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SYD	42.5375	FLEXO COMPRESIÓN
	0.9D+ 1SXD	20.8749	FLEXIÓN
	0.9D-1SXD	20.8749	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SYD	19.0203	FLEXIÓN
	0.9D-1SYD	19.0203	FLEXIÓN
32	1.4D+ 1.7L	24.097	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SXD	17.3432	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25D-1SXD	17.3432	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SYD	16.5369	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SYD	16.5369	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SXD	8.6597	FLEXIÓN
	0.9D-1SXD	8.6597	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SYD	7.8534	FLEXIÓN
	0.9D-1SYD	7.8534	FLEXIÓN
33	1.4D+ 1.7L	53.0174	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SXD	35.9685	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25D-1SXD	35.9685	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SYD	34.2393	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SYD	34.2393	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SXD	16.2185	FLEXIÓN
	0.9D-1SXD	16.2185	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SYD	14.4893	FLEXIÓN
	0.9D-1SYD	14.4893	FLEXIÓN

34	1.4D+ 1.7L	20.3767	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SXD	13.8845	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25D-1SXD	13.8845	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SYD	13.1847	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SYD	13.1847	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SXD	6.721	FLEXIÓN
	0.9D-1SXD	6.721	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SYD	6.0213	FLEXIÓN
	0.9D-1SYD	6.0213	FLEXIÓN
35	1.4D+ 1.7L	68.4181	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SXD	48.877	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25D-1SXD	48.877	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SYD	45.2469	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SYD	45.2469	FLEXO COMPRESIÓN
	0.9D+ 1SXD	22.6785	FLEXIÓN
	0.9D-1SXD	22.6785	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SYD	19.0484	FLEXIÓN
	0.9D-1SYD	19.0484	FLEXIÓN
36	1.4D+ 1.7L	26.8454	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SXD	19.2172	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25D-1SXD	19.2172	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SYD	17.7309	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SYD	17.7309	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SXD	9.4595	FLEXIÓN
	0.9D-1SXD	9.4595	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SYD	7.9732	FLEXIÓN
	0.9D-1SYD	7.9732	FLEXIÓN
37	1.4D+ 1.7L	59.4082	FLEXO COMPRESIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SXD	40.9674	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25D-1SXD	40.9674	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SYD	40.8925	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SYD	40.8925	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SXD	18.3571	FLEXIÓN
	0.9D-1SXD	18.3571	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SYD	18.2823	FLEXIÓN
	0.9D-1SYD	18.2823	FLEXIÓN
38	1.4D+ 1.7L	23.0689	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SXD	16.1398	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25D-1SXD	16.1398	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SYD	15.7933	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SYD	15.7933	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SXD	7.8297	FLEXIÓN
	0.9D-1SXD	7.8297	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SYD	7.4833	FLEXIÓN
	0.9D-1SYD	7.4833	FLEXIÓN

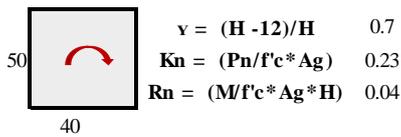
Fuente: Elaboración propia

Diseño por flexo compresión de columnas del módulo de Salas Múltiples II

DATOS			
C 29	b = 40.00 cm	f'c = 210 kg/cm ²	Pu = 67540 kg
	h = 50.00 cm	fy = 4200 kg/cm ²	Mx = 462745 kg-cm
	Ag = 2000 cm ²	Lc = 430.00 cm	My = 171980 kg-cm

ACERO LONGITUDINAL
MÉTODO BRESSLER- DOS CARAS

Análisis en dos caras - Eje "x"



0.50%	ρ mínima
As =	10.00 cm ²

Usar:	2	Ø	3/4	+	2	Ø	3/4
-------	---	---	-----	---	---	---	-----

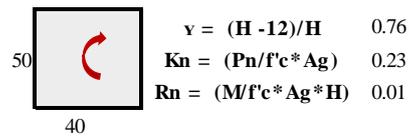
As = 11.40 cm²

Usar	2	Ø	3/4	+	2	Ø	3/4
------	---	---	-----	---	---	---	-----

Verificación de ancho mínimo:

R = 4 cm	bmin =	25	b =	40
# e = 3	CORRECTO			

Análisis en dos caras - Eje "y"



0.50%	ρ mínima
As =	10.00 cm ²

Usar:	4	Ø	3/4	+	2	Ø	3/4
-------	---	---	-----	---	---	---	-----

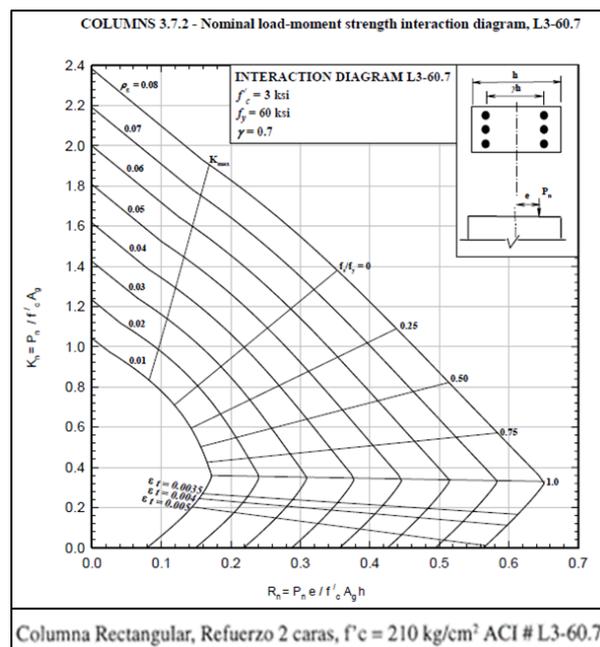
As = 17.10 cm²

Usar	4	Ø	3/4	+	2	Ø	3/4
------	---	---	-----	---	---	---	-----

Verificación de ancho mínimo:

R = 4 cm	bmin =	32	b =	50
# e = 5	CORRECTO			

Diagrama de Iteración nominal



Fuente: ACI. Desing of Structural Reinforced Concrete Elements.

MÉTODO BRESSLER- CUATRO CARAS

Cuantía total (γ_t)

$$\gamma_t = (A_s/bxh) = 0.01$$

Análisis cuatro caras - Eje 'x'

$\gamma = 0.70$	$R_n = 0.04$
$\gamma_t = 0.01$	$K_n = \zeta?$

$$K_n = 0.95$$

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

$$P_{nx} = 399.00 \text{ Tn}$$

Análisis cuatro caras - Eje 'y'

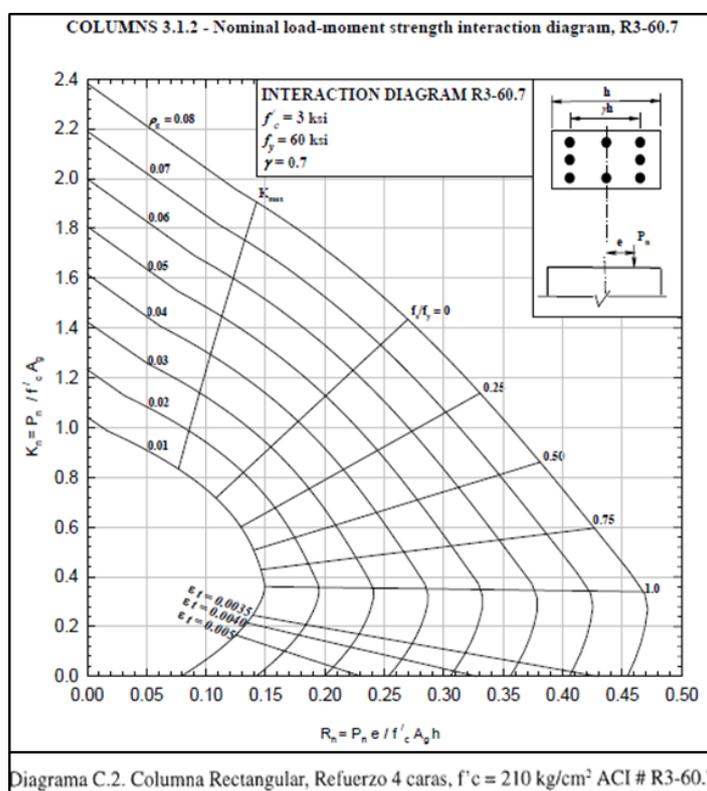
$\gamma = 0.76$	$R_n = 0.01$
$\gamma_t = 0.01$	$K_n = \zeta?$

$$K_n = 0.95$$

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

$$P_{ny} = 399.00 \text{ Tn}$$

Imagen N° 4.28: Diagrama de Iteración nominal



Fuente: ACI. Desing of Structural Reinforced Concrete Elements.

ECUACIÓN BRESSLER

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

$$\begin{aligned} P_n &= 366.78 \text{ Tn} \\ P_u &= 256.74 \text{ Tn} \end{aligned}$$

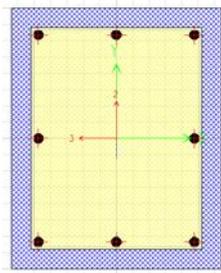
>

$$P_u - \text{comb} = 67.54 \text{ Tn} \quad \text{OK}$$

$$A_s \text{ total} = 28.50 \text{ cm}^2$$

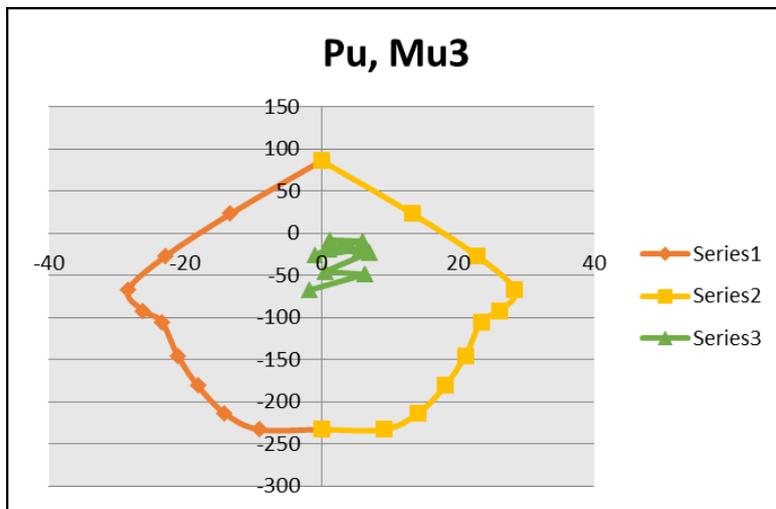
En X	2	Ø	3/4	+	2	Ø	3/4
En Y	4	Ø	3/4	+	2	Ø	3/4

Imagen N° 4.28: Sección transversal de columnas



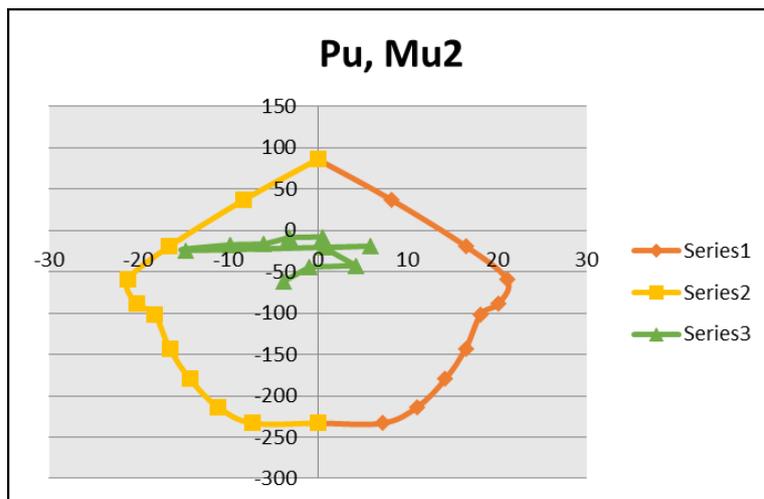
Fuente: Programa SAP 2000

Imagen N° 4.29: Diagrama de Iteración Pu, M3



Fuente: Elaboración Propia

Imagen N° 4.30: Diagrama de Iteración Pu, M2



Fuente: Elaboración Propia

ACERO TRANSVERSAL

Estribo N°	3		
Base	40.00 cm	f'c	210 kg/cm ²
Altura	50.00 cm	Fy	4200 kg/cm ²
r	4.00 cm	Nu	5.48 Tn
d	43.78 cm	φ	0.85
a	8.76 cm	Vu	6.21 Tn
Ag	2000 cm ²	Vn	7.31 Tn
Mns	13.35 Tn	Vc	13.48 Tn
Mni	13.35 Tn	Vs	-6.17 Tn
h col	4.30 m		

$$S = A_v \cdot f_y / 3.5 \cdot b_w$$

$$S = 42.60 \text{ cm}$$

Lconf	
Lc= hc/6	71.67 cm
L= b o h	50.00 cm
L= 50cm	50.00 cm
Lconf =	0.72 m
L =	0.85 m
Correcto	

Límites de espaciamiento (ZC)	
CAP 21	
S ≤ 8db	15.28 cm
S ≤ boh/2	20.00 cm
S ≤ 10cm	10.00 cm
Smín	10.00 cm
Límites de espaciamiento (ZNC)	
CAP 07	
s ≤ 16db	30.56 cm
s ≤ 48de	45.60 cm
s ≤ boh	40.00 cm
CAP 21	
s ≤ d/2	21.89 cm
Smín	21.89 cm

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \left(1 + \frac{Nu}{1.40 \cdot Ag}\right) b_w \cdot d$$

N° Estribo	3/8	
1	@	0.05
8	@	0.10 m
R	@	0.20 m

Verificación de Columna fuerte – viga débil E.0.60 21.6.2.2

En el capítulo 21 de la Norma de Concreto Armado [16] especifica que para columnas diseñadas por flexo compresión es necesario verificar que satisfagan la siguiente ecuación:

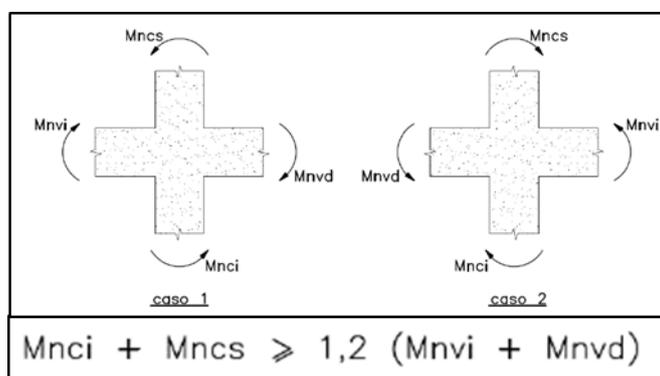
$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nv} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

Dónde:

ΣM_{nc} = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

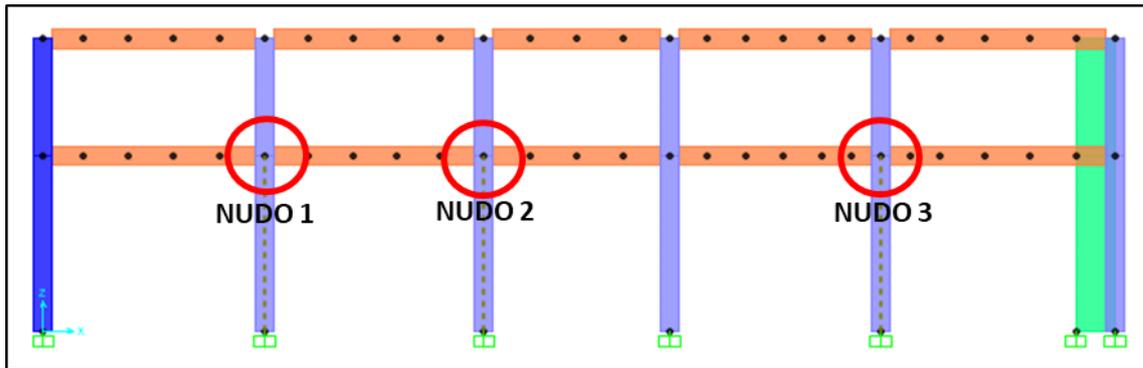
ΣM_{nv} = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas cuando llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

Ilustración 47: Verificación de resistencia a flexión en los nudos con respecto a las vigas

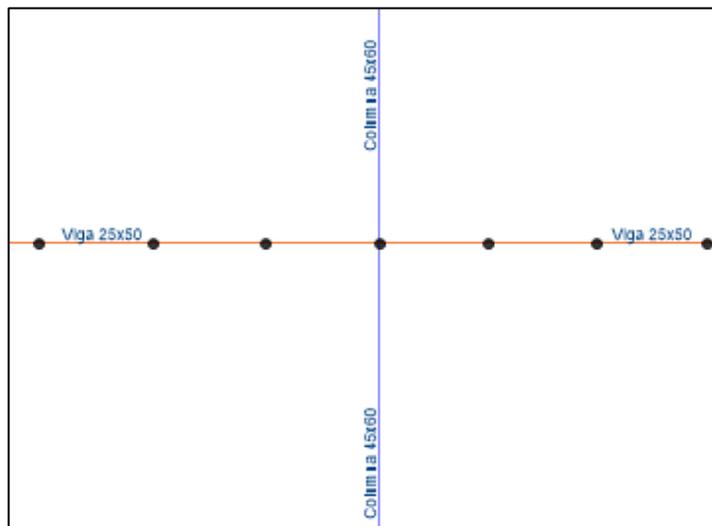


Fuente: Norma de Concreto Armado- Perú, E-060, 2014 [16].

Dirección en X-X primer nivel- Salas múltiples 1



NUDO 1



VIGA IZQUIERDA (25x50)	
Acero:	4 ϕ 3/4"

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $d_2 = 43.78 \text{ cm}$
 $d_1 = 6.22 \text{ cm}$
 $\phi = 0.85$
 $A_{s+} = 5.7 \text{ cm}^2$
 $A_{s-} = 5.7 \text{ cm}^2$
 $A_{st} = 11.4 \text{ cm}^3$
 $a = 5.4 \text{ cm}$
 $M_n = 983878 \text{ kg-cm}$

VIGA DERECHA (25x50)	
Acero:	4 ϕ 3/4"

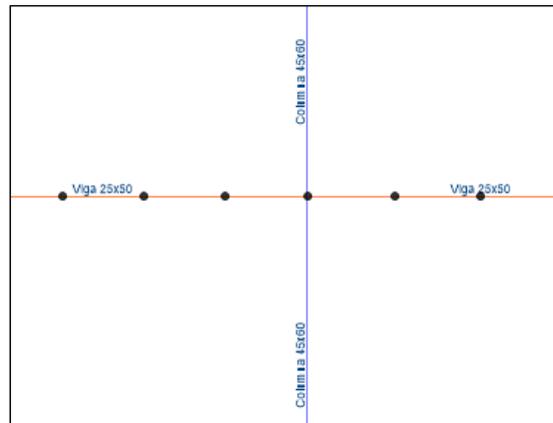
$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $d_2 = 43.78 \text{ cm}$
 $d_1 = 6.22 \text{ cm}$
 $\phi = 0.85$
 $A_{s+} = 5.7 \text{ cm}^2$
 $A_{s-} = 5.7 \text{ cm}^2$
 $A_{st} = 11.4 \text{ cm}^3$
 $a = 5.4 \text{ cm}$
 $M_n = 983878 \text{ kg-cm}$

COL ABAJO (45x60)	
Acero:	10 ϕ 3/4"
pz=	0.011
As=	28.5 cm ²
f _c =	210 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
Pu=	-59744 kg
Mu _x =	-611611 kg-cm
Kn=	0.15053
v =	0.7
Rn=	0.11
Mn=	3742200 kg-cm

COL ARRIBA (45x60)	
Acero:	10 ϕ 3/4"
pz=	0.011
As=	28.5 cm ²
f _c =	210 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
Pu=	-23857 kg
Mu _x =	-650891 kg-cm
Kn=	0.06011
v =	0.7
Rn=	0.11
Mn=	3742200 kg-cm

VERIFICACIÓN	
$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv}$	satisface los requisitos de columna fuerte viga debil
7484400 >= 2361306	
OK	

NUDO 2



VIGA IZQUIERDA (25x50)	
Acero:	4 ϕ 3/4"
f _c =	210 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
d ₂ =	43.78 cm
d ₁ =	6.22 cm
ϕ =	0.85
As ₊ =	5.7 cm ²
As ₋ =	5.7 cm ²
Ast=	11.4 cm ³
a=	5.4 cm
Mn=	983878 kg-cm

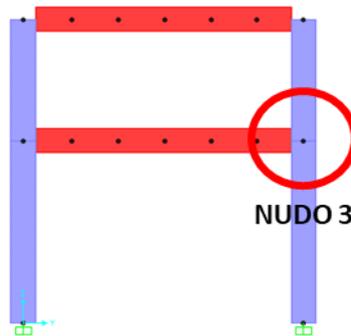
VIGA DERECHA (25x50)	
Acero:	4 ϕ 3/4"
f _c =	210 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
d ₂ =	43.78 cm
d ₁ =	6.22 cm
ϕ =	0.85
As ₊ =	5.7 cm ²
As ₋ =	5.7 cm ²
Ast=	11.4 cm ³
a=	5.4 cm
Mn=	983878 kg-cm

COL ABAJO (45x60)	
Acero:	10 ϕ 3/4"
pz=	0.011
As=	28.5 cm ²
f _c =	210 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
P _u =	-57190 kg
M _{u x} =	-591298 kg-cm
K _n =	0.14409
ν =	0.7
R _n =	0.11
M _n =	3742200 kg-cm

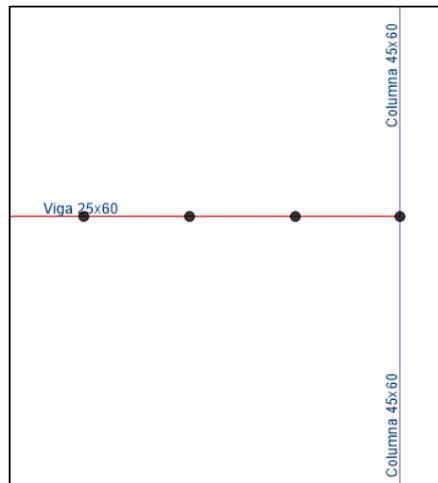
COL ARRIBA (45x60)	
Acero:	10 ϕ 3/4"
pz=	0.011
As=	28.5 cm ²
f _c =	210 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
P _u =	-21859 kg
M _{u x} =	-618094 kg-cm
K _n =	0.05507
ν =	0.7
R _n =	0.11
M _n =	3742200 kg-cm

VERIFICACIÓN	
$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv}$	satisface los requisitos de columna fuerte viga debil
7484400 >= 2361306	
OK	

Dirección en Y-Y primer nivel- Salas múltiples 1



NUDO 3



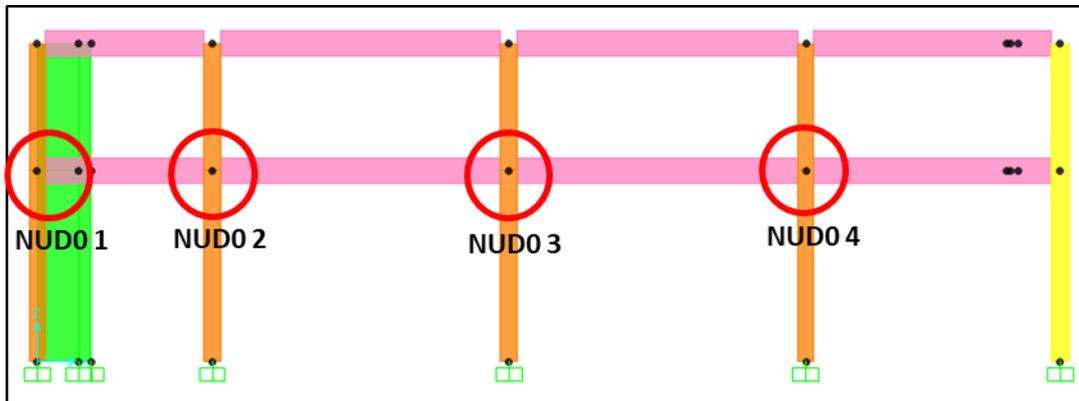
VIGA IZQUIERDA (25x60)	
Acero:	7 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"
f_c =	210 kg/cm ²
f_y =	4200 kg/cm ²
d_2 =	53.78 cm
d_1 =	6.22 cm
ϕ =	0.85
A_{s+} =	7.68 cm ²
A_{s-} =	14.25 cm ²
A_{st} =	21.93 cm ³
a =	13.4 cm
M_n =	3E+ 06 kg-cm

COL ABAJO (45x60)	
Acero:	10 ϕ 3/4"
p_z =	0.011
A_{s-} =	28.5 cm ²
f_c =	210 kg/cm ²
f_y =	4200 kg/cm ²
P_u =	-54704 kg
M_{u_y} =	-1E+ 06 kg-cm
K_n =	0.1378
ν =	0.7
R_n =	0.11
M_n =	3E+ 06 kg-cm

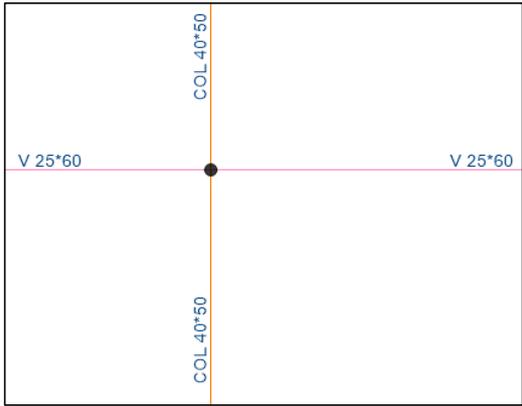
COL ARRIBA (45x60)	
Acero:	10 ϕ 3/4"
p_z =	0.011
A_{s-} =	28.5 cm ²
f_c =	210 kg/cm ²
f_y =	4200 kg/cm ²
P_u =	-22940 kg
M_{u_y} =	-2E+ 06 kg-cm
K_n =	0.0578
ν =	0.7
R_n =	0.11
M_n =	3E+ 06 kg-cm

VERIFICACIÓN	
$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv}$	satisface los requisitos de columna fuerte viga debil
6E+06 \geq 3E+06	
OK	

Dirección en X-X primer nivel- Salas múltiples 2



NUDO 2



VIGA IZQUIERDA (25x60)	
Acero:	4 ϕ 3/4"
f_c =	210 kg/cm ²
f_y =	4200 kg/cm ²
d_2 =	53.78 cm
d_1 =	6.22 cm
ϕ =	0.85
A_{s+} =	5.7 cm ²
A_{s-} =	5.7 cm ²
A_{st} =	11.4 cm ³
a =	5.4 cm
M_n =	1223278 kg-cm

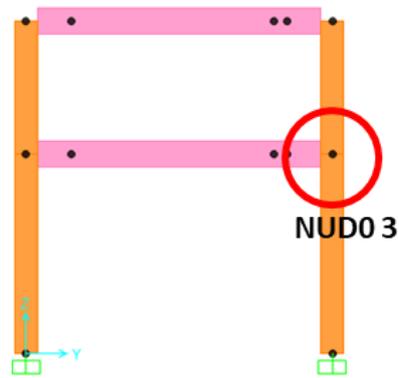
VIGA DERECHA (25x60)	
Acero:	4 ϕ 3/4" + 2 ϕ 5/8"
f_c =	210 kg/cm ²
f_y =	4200 kg/cm ²
d_2 =	53.78 cm
d_1 =	6.22 cm
ϕ =	0.85
A_{s+} =	7.68 cm ²
A_{s-} =	7.68 cm ²
A_{st} =	15.36 cm ³
a =	7.2 cm
M_n =	1618151 kg-cm

COL ABAJO (40x50)	
Acero:	8 ϕ 3/4"
p_z =	0.008
A_s =	22.8 cm ²
f_c =	210 kg/cm ²
f_y =	4200 kg/cm ²
P_u =	-52782 kg
M_{u_x} =	-458910 kg-cm
K_n =	0.13299
ν =	0.7
R_n =	0.11
M_n =	2310000 kg-cm

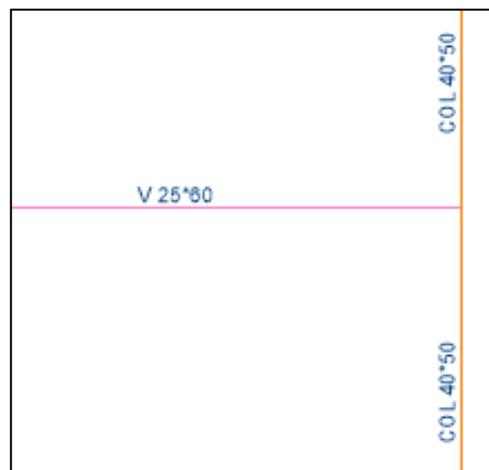
COL ARRIBA (40x50)	
Acero:	8 ϕ 3/4"
p_z =	0.008
A_s =	22.8 cm ²
f_c =	210 kg/cm ²
f_y =	4200 kg/cm ²
P_u =	-22419 kg
M_{u_x} =	-1E+ 06 kg-cm
K_n =	0.05649
ν =	0.7
R_n =	0.11
M_n =	2310000 kg-cm

VERIFICACIÓN	
$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv}$	satisface los requisitos de columna fuerte viga debil
4620000 >= 3409714 OK	

Dirección en Y-Y primer nivel- Salas múltiples 2



NUDO 3



VIGA DERECHA (25x60)

Aceros:	10 ϕ 3/4"
f_c =	210 kg/cm ²
f_y =	4200 kg/cm ²
d_2 =	53.78 cm
d_1 =	6.22 cm
ϕ =	0.85
A_{s+} =	14.25 cm ²
A_{s-} =	14.25 cm ²
A_{st} =	28.5 cm ³
a =	13.4 cm
M_n =	3E+ 06 kg-cm

COL ARRIBA (40x50)	
Acero:	8 ϕ 3/4"
pz=	0.008
As=	22.8 cm ²
f _c =	210 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
Pu=	-68284 kg
Mu _y =	-8E+ 05 kg-cm
Kn=	0.172
v =	0.7
Rn=	0.11
Mn=	2E+ 06 kg-cm

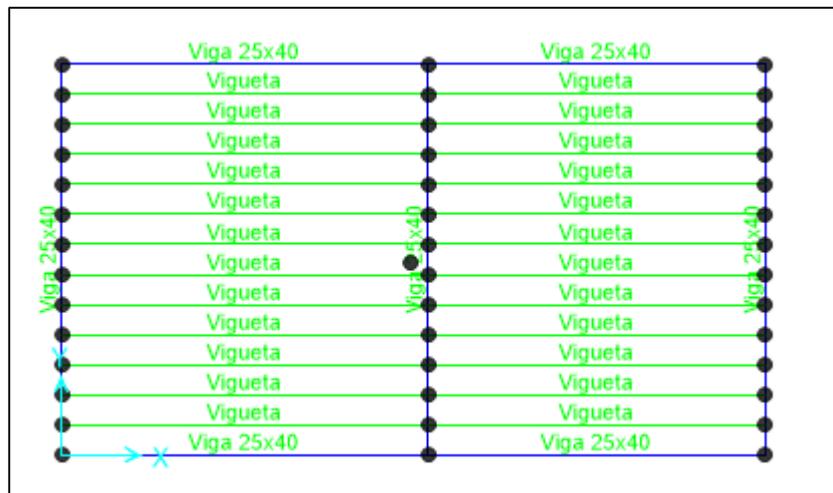
COL ARRIBA (40x50)	
Acero:	8 ϕ 3/4"
pz=	0.008
As=	22.8 cm ²
f _c =	210 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
Pu=	-26768 kg
Mu _y =	-1E+ 06 kg-cm
Kn=	0.0674
v =	0.7
Rn=	0.11
Mn=	2E+ 06 kg-cm

VERIFICACIÓN	
$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv}$	satisface los requisitos de columna fuerte viga debil
4E+06 >= 3E+06	
OK	

4.6.3. Diseño de Losas Aligeradas en una dirección

Módulo Administración

Losa Aligerada del módulo de Administración



Fuente: Programa SAP 2000

Tabla 91: Diseño de Losa Aligerada de módulo de administración

Losa Aligerada			
Espesor de losa aligerada:		20.00 cm	
Recubrimiento:		2.00 cm	
A	B	C	
<hr/>			
Momento (Tn.m)			
-	0.2	0.75	0.2
<hr/>			
+	0.47	0.39	
Refuerzo calculado (cm²)			
As (-)	0.31	1.17	0.31
<hr/>			
As (+)	0.72	0.60	
Refuerzo considerado			
As (-)	0.71	1.27	0.71
<hr/>			
As (+)	0.71	0.71	
Acero Utilizado			
As (-)	1 Ø 3/8	1 Ø 1/2	1 Ø 3/8
<hr/>			
As (+)	1 Ø 3/8	1 Ø 3/8	

Fuente: Elaboración propia

Verificación de cuantías

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS											
ρ =	0.0041										
ρ mín=	0.0024										
ρ b =	0.021675										
ρ max =	0.0163										
		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 33%;">ρ mín</th> <th style="width: 33%;">ρ</th> <th style="width: 33%;">ρ max</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">0.0024</td> <td style="text-align: center;">0.0041</td> <td style="text-align: center;">0.0163</td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center; background-color: #d4edda;">CORRECTO</td> </tr> </tbody> </table>	ρ mín	ρ	ρ max	0.0024	0.0041	0.0163	CORRECTO		
ρ mín	ρ	ρ max									
0.0024	0.0041	0.0163									
CORRECTO											

Fuente: Elaboración propia

Diseño de acero de temperatura

Refuerzo por contracción y temperatura (Ast)			
$A_{st} = \rho_t * b * h$			
$\rho_t =$	0.0018	$A_{s \text{ mín}} =$	0.90 cm ²
$b =$	100 cm		
$h =$	5 cm		
Usar:	3	Ø N°	1/4 @ 25 cm

Fuente: Elaboración propia

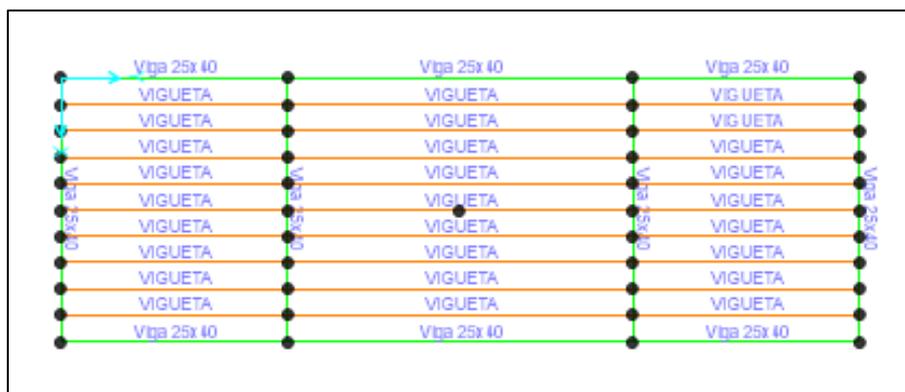
Revisión por cortante- módulo de administración

REVISIÓN POR CORTANTE				
	Vu	Cortante de concreto		Comprobación
		Vn	Φ Vn	
A-B	0.55 Th	1.33	1.13	Conforme
B-C	0.84 Th	1.33	1.13	Conforme

Fuente: Elaboración propia

Módulo Baños de Auditorio

Losas Aligeradas del módulo de Baños de Auditorio



Fuente: Programa SAP 2000

Tabla 92: Diseño de Losas de módulo baños de auditorio

Losa Aligerada				
Espesor de losa aligerada:		20.00 cm		
Recubrimiento:		2.00 cm		
	A	B	C	D
Momento (Tn.m)				
-	0.16	0.53	0.53	0.15
+	0.14	0.39	0.13	
Re fuerzo calculado (cm2)				
As (-)	0.24	0.82	0.82	0.23
As (+)	0.21	0.60	0.20	
Re fuerzo conside rado				
As (-)	0.71	1.27	1.27	0.71
As (+)	0.71	0.71	0.71	
Ace ro Utilzado				
As (-)	1 Ø 3/8	1 Ø 1/2	1 Ø 3/8	
As (+)	1 Ø 3/8	1 Ø 3/8		

Fuente: Elaboración propia

Verificación de cuantías

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS			
$\rho =$	0.0041	$\rho \text{ mín}$	0.0024
$\rho \text{ mín} =$	0.0024	ρ	0.0041
$\rho \text{ b} =$	0.021675	$\rho \text{ max}$	0.0163
$\rho \text{ max} =$	0.0163	CORRECTO	

Fuente: Elaboración propia

Diseño de acero de temperatura

Refuerzo por contracción y temperatura (Ast)				
$A_{st} = \rho_t * b * h$				
$\rho_t =$	0.0018	$A_{s \text{ mín}} =$	0.90 cm ²	
$b =$	100 cm			
$h =$	5 cm			
Usar:	3	Ø	N° 1/4	@ 25 cm

Fuente: Elaboración propia

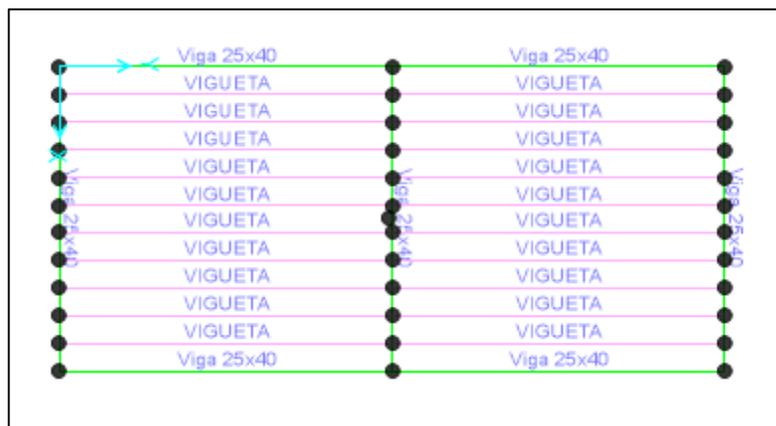
Verificación por cortante

REVISIÓN POR CORTANTE				
	Vu	Cortante de concreto		Comprobación
		Vn	ΦV_n	
A-B	0.55 Tn	1.33	1.13	Conforme
B-C	0.78 Tn	1.33	1.13	Conforme
B-C	0.56 Tn	1.33	1.13	Conforme

Fuente: Elaboración propia

Módulo Stands de venta

Losa Aligerada del módulo de Stands de venta



Fuente: Programa SAP 2000

Tabla 93: Diseño de Losas de módulo stands de venta

Losa Aligerada			
Esesor de losa aligerada:	20.00 cm		
Recubrimiento:	2.00 cm		
	A	B	C
Momento (Tn.m)			
-	0.39	0.57	0.32
+	0.31	0.34	
Re fuerzo calculado (cm2)			
As (-)	0.60	0.88	0.49
As (+)	0.48	0.52	
Re fuerzo conside rado			
As (-)	0.71	1.27	0.71
As (+)	0.71	0.71	
Ace ro Utilzado			
As (-)	1 Ø 3/8	1 Ø 1/2	1 Ø 3/8
As (+)	1 Ø 3/8	1 Ø 3/8	

Fuente: Elaboración propia

Verificación de cuantías

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS			
$\rho =$	0.0041		
$\rho \text{ mín} =$	0.0024		
$\rho \text{ b} =$	0.021675		
$\rho \text{ max} =$	0.0163		
		$\rho \text{ mín}$	ρ
		0.0024	0.0041
		0.0163	0.0163
CORRECTO			

Fuente: Elaboración propia

Diseño de acero de temperatura

Refuerzo por contracción y temperatura (Ast)				
$A_{st} = \rho_t * b * h$				
$\rho_t =$	0.0018	$A_{s \text{ mín}} =$	0.90 cm ²	
$b =$	100 cm			
$h =$	5 cm			
Usar:	3	Ø	Nº 1/4	@ 25 cm

Fuente: Elaboración propia

Revisión por cortante

	REVISIÓN POR CORTANTE			
	Vu	Cortante de concreto		Comprobación
		Vn	ΦV_n	
A-B	0.80 Tn	1.33	1.13	Conforme
B-C	0.68 Tn	1.33	1.13	Conforme

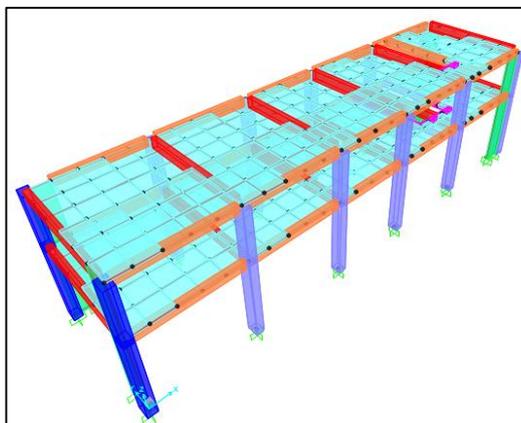
Fuente: Elaboración propia

4.6.4. Diseño de losas aligeradas en dos direcciones

Módulo Salas Múltiples I

Para el análisis de las losas aligeradas en dos direcciones se trabajó con las dimensiones de una losa equivalente para poder dibujarlo como área en el SAP 2000 y tener un mejor análisis, para lo cual se calculó la altura equivalente de una losa en viga T y una losa cuadrada.

Losa Aligerada del módulo de Baños de Auditorio



Fuente: Programa SAP 2000

Tabla 94: Conversión a una losa equivalente

LOSA EQUIVALENTE

1. CÁLCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD

	Y	A	AY
1	7.5	150	1125
2	17.5	200	3500
Σ		350	4625

$Y_g = 13.214$

2. CÁLCULO DE INERCIA DE SECCIÓN T

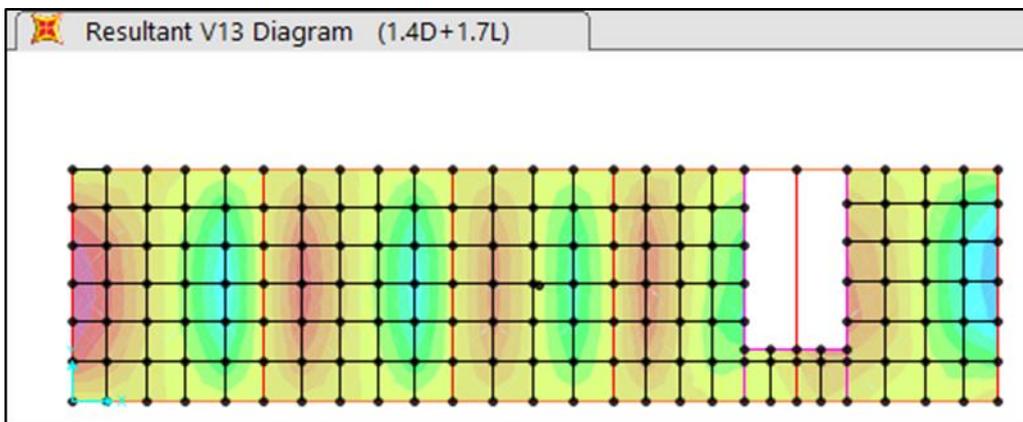
1 7710.459
 2 4090.136054
I = 11800.595 cm⁴

3. CALCULAMOS LA ALTURA EQUIVALENTE

$$I = \frac{b * h^3}{12} \quad h = \sqrt[3]{\frac{12I}{b}} \quad \boxed{h = 12}$$

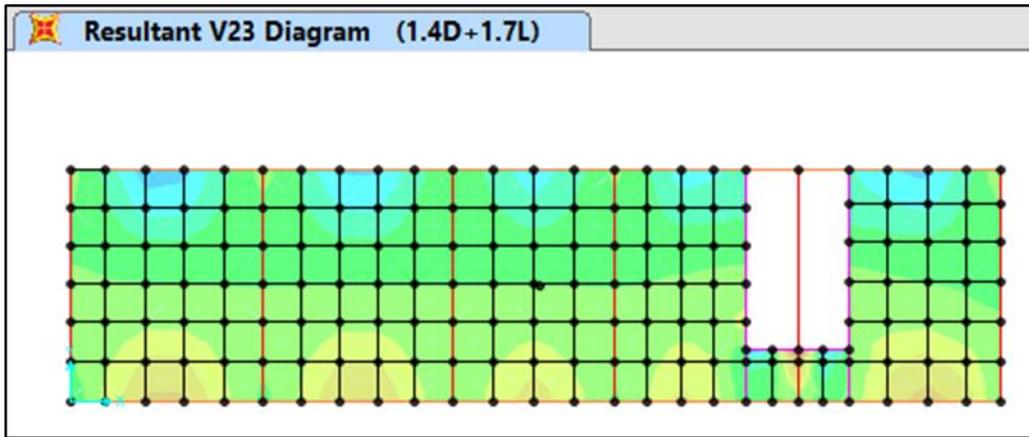
Fuente: Elaboración propia

Cortante V13 en losa aligerada –Primer nivel



Fuente: Programa SAP 2000

Cortante V23 en losa aligerada – Primer nivel



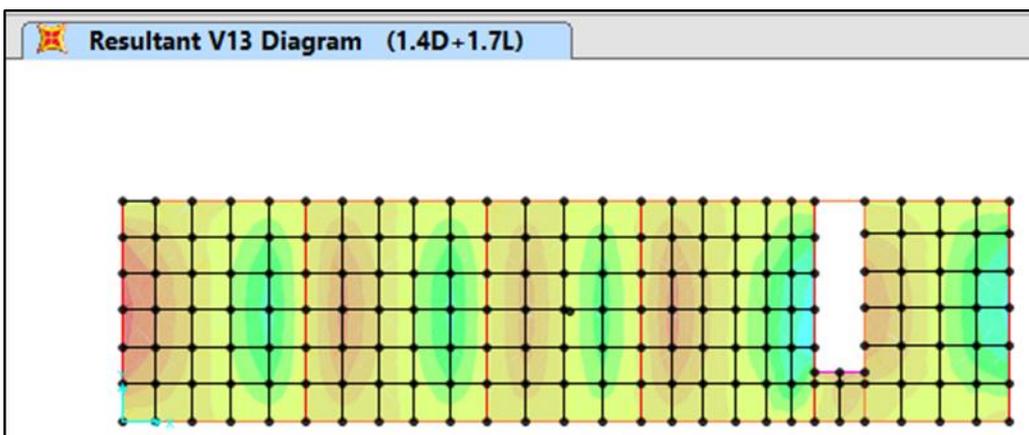
Fuente: Programa SAP 2000

Tabla 95: Verificación de cortante en losa aligerada del módulo de salas múltiples I – Primer Nivel

PAÑO	V13	V23	V _n	ϕ V _n	VERIFICACION	VERIFICACION
1	2.356	1.656	1.33	1.13	OK	OK
2	2.335	1.466	1.33	1.13	OK	OK
3	1.934	1.248	1.33	1.13	OK	OK
4	1.228	1.134	1.33	1.13	OK	OK
5	1.58	2.758	1.33	1.13	OK	OK
6	2.081	1.61	1.33	1.13	OK	OK

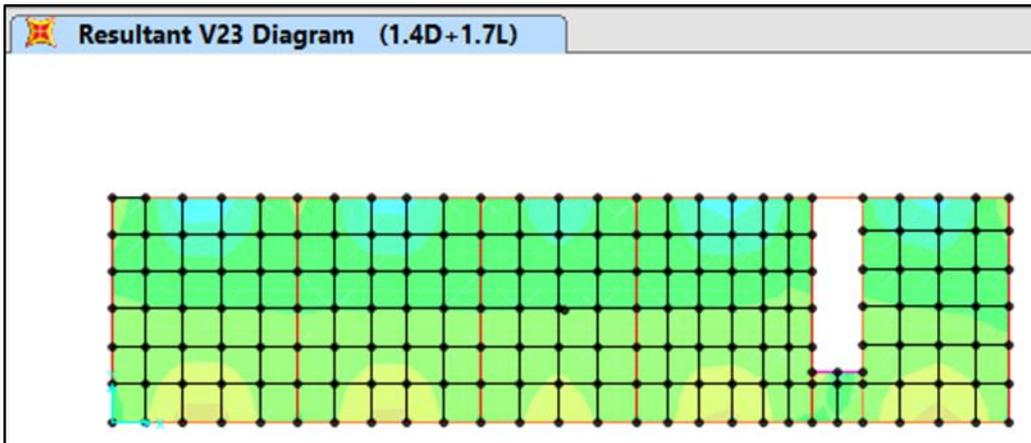
Fuente: Elaboración propia

Cortante V13 en losa aligerada – Segundo nivel



Fuente: Programa SAP 2000

Cortante V23 en losa aligerada – Segundo nivel



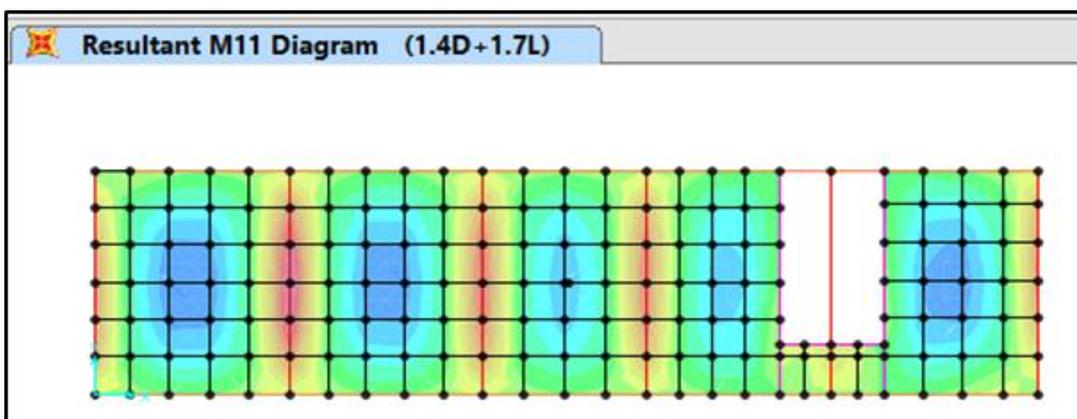
Fuente: Programa SAP 2000

Tabla 96: Verificación de cortante en losa aligerada del módulo de salas múltiples I – Segundo Nivel

ÁREA	V13	V23	Vn	ϕV_n	VERIFICACION	VERIFICACION
1	1.687	1.194	1.33	1.13	OK	OK
2	1.668	1.08	1.33	1.13	OK	OK
3	1.41	0.914	1.33	1.13	OK	OK
4	1.762	1.11	1.33	1.13	OK	OK
5	1.08	2.11	1.33	1.13	OK	OK
6	1.487	1.129	1.33	1.13	OK	OK

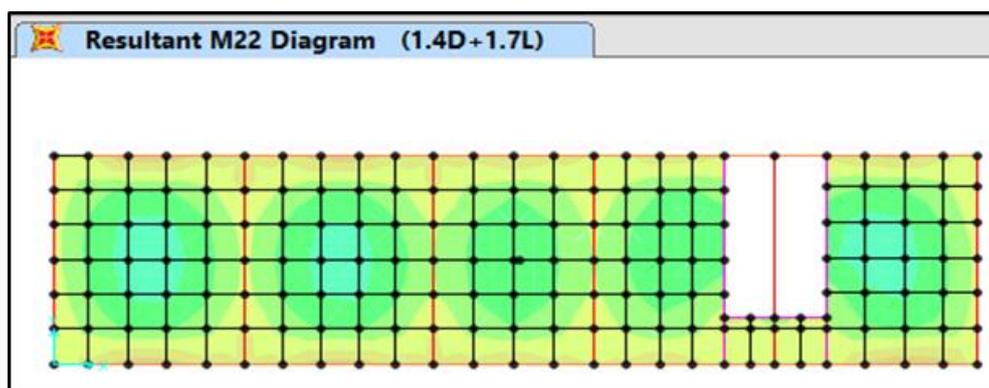
Fuente: Elaboración propia

Momento de diseño 11 en losa aligerada



Fuente: Programa SAP 2000

Momento de diseño 22 en losa aligerada



Fuente: Programa SAP 2000

Tabla 97: Diseño de losas aligerada Eje X – M11- Salas múltiples 1

Losa Aligerada							
Esesor de losa aligerada:	20.00 cm			Recubrimiento:	2.00 cm		
	A	B	C	D	E	F	G
Momento (Tn.m)							
-	0.65	0.95	0.74	0.66	0.15	0.14	0.58
+	0.54	0.51	0.4	0.37	0.33	0.53	
Refuerso calculado (cm²)							
As (-)	1.00	1.49	1.14	1.03	0.23	0.21	0.90
As (+)	0.84	0.78	0.62	0.56	0.50	0.82	
Refuerso considerado							
As (-)	1.27	1.27	1.27	1.27	0.71	0.71	1.27
As (+)	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
Acero Utilizado							
As (-)	1 Ø 1/2	1 Ø 1/2	1 Ø 1/2	1 Ø 1/2	1 Ø 3/8	1 Ø 3/8	1 Ø 1/2
As (+)	1 Ø 3/8	1 Ø 3/8	1 Ø 3/8	1 Ø 3/8	1 Ø 3/8	1 Ø 3/8	1 Ø 3/8

Fuente: Elaboración propia

Tabla 98: Diseño de losas aligerada Eje Y – M22- Salas múltiples 1

Losa Aligerada	
Espesor de losa aligerada:	20.00 cm
1	2
<hr style="width: 50%; margin: auto;"/>	
Momento (Tn.m)	
-	0.46 0.38
<hr style="width: 50%; margin: auto;"/>	
+	0.39
Reuerzo calculado (cm²)	
As (-)	0.71 0.58
<hr style="width: 50%; margin: auto;"/>	
As (+)	0.60
Reuerzo considerado	
As (-)	0.71 0.71
<hr style="width: 50%; margin: auto;"/>	
As (+)	0.71
Acero Utilizado	
As (-)	1 Ø 1/2 1 Ø 1/2
<hr style="width: 50%; margin: auto;"/>	
As (+)	1 Ø 3/8

Fuente: Elaboración propia

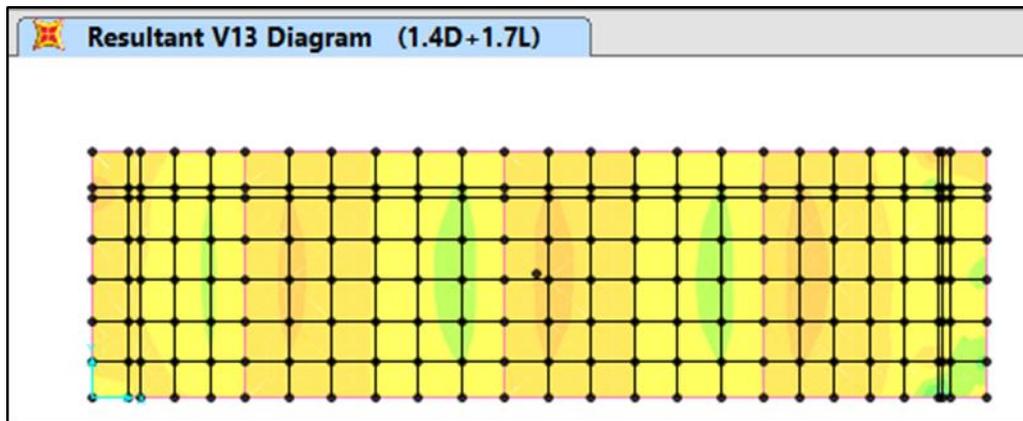
Diseño de Acero de temperatura

Reuerzo por contracción y temperatura (Ast)			
$Ast = \rho_t * b * h$			
$\rho_t =$	0.0018	$Ast \text{ mín} =$	0.90 cm ²
$b =$	100 cm		
$h =$	5 cm		
Usar:	3	Ø N°	1/4 @ 25 cm

Fuente: Elaboración propia

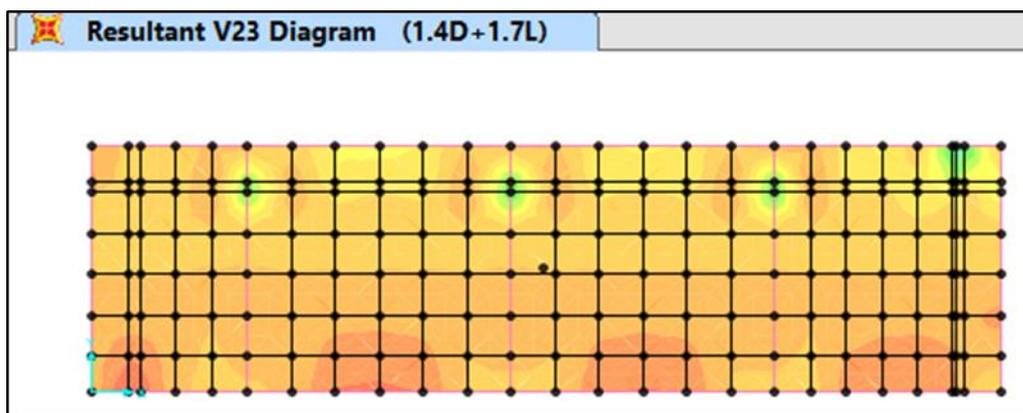
Módulo Salas Múltiples II

Cortante V13 en losa aligerada



Fuente: Programa SAP 2000

Cortante V23 en losa aligerada



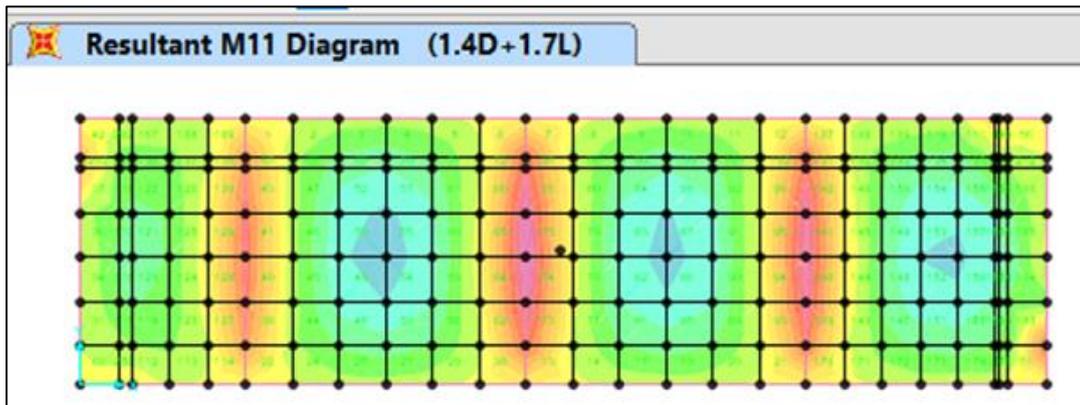
Fuente: Programa SAP 2000

Tabla 99: Verificación de cortante en losa aligerada de modulo salas múltiples 2

PAÑO	V13	V23	Vn	ϕv_n	VERIFICACION	VERIFICACION
1	2.11	2.56	1.33	1.13	OK	OK
2	2.59	2.54	1.33	1.13	OK	OK
3	2.57	2.56	1.33	1.13	OK	OK
4	2.79	2.81	1.33	1.13	OK	OK

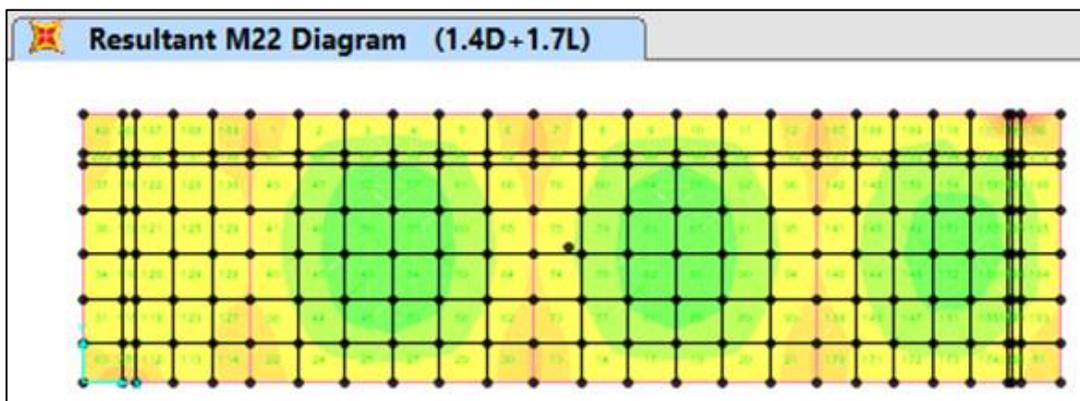
Fuente: Elaboración propia

Momento de diseño eje X, M11



Fuente: Programa SAP 2000

Momento de diseño eje Y, M22



Fuente: Programa SAP 2000

Tabla 100: Diseño de losas Eje X, M11, Salas múltiples 2

Losa Aligerada						
Esesor de losa aligerada:	20.00 cm			Recubrimiento:	2.00 cm	
	A	B	C	D	E	
Momento (Tn.m)						
-	0.36	0.83	1.04	1	0.36	
+	0.37	0.71	0.68	0.67		
Refuerzo calculado (cm²)						
As (-)	0.55	1.29	1.63	1.56	0.55	
As (+)	0.57	1.10	1.05	1.04		
Refuerzo considerado						
As (-)	1.27	1.27	2.53	2.53	1.27	
As (+)	1.27	1.27	1.27	1.27		
Acero Utilzado						
As (-)	1 Ø 1/2	1 Ø 1/2	2 Ø 1/2	2 Ø 1/2	1 Ø 1/2	
As (+)	1 Ø 1/2	1 Ø 1/2	1 Ø 1/2	1 Ø 1/2		

Fuente: Elaboración propia

Diseño de Acero de temperatura

Refuerzo por contracción y temperatura (Ast)					
$A_{st} = \rho_t * b * h$					
$\rho_t =$	0.0018	$A_{s \text{ mín}} =$	0.90 cm ²		
$b =$	100 cm				
$h =$	5 cm				
Usar:	3	Ø	N°	1/4	@ 25 cm

Fuente: Elaboración propia

Tabla 101: Diseño de losas Eje Y, M22- Salas múltiples 2

Losa Aligerada	
Espesor de losa aligerada:	20.00 cm
	A B C D
Momento (Tn.m)	
-	0.63 0.62
+	0.4
Refuerzo calculado (cm²)	
As (-)	0.97 0.95
As (+)	0.62
Refuerzo considerado	
As (-)	1.27 1.27
As (+)	0.71
Acero Utilizado	
As (-)	1 Ø 1/2 1 Ø 1/2
As (+)	1 Ø 3/8

Fuente: Elaboración propia

4.6.5. Diseño de Escalera

DATOS GENERALES		
Datos Escalera	Paso =	0.25 m
	Contrapaso =	0.18 m
	Ancho =	1.50 m
	Nº Escalones =	8
	L_n =	2.00 m
	L_d =	1.38 m
	t =	0.20 m
	B_a =	0.25 m
	B_c =	0.40 m
	$\cos \alpha$ =	0.82 m
	h_o =	0.24 m
	h_m =	0.33 m
	Recubrimiento =	2.00 cm
	d =	17.37 cm
Datos Material	f_c =	210 kg/cm ²
	F_y =	4200 kg/cm ²

METRADO DE CARGAS			
Longitud =	2.64 m	Longitud =	1.50 m
TRAMO 1, 2		DESCANSO	
CM =	1.34 tn/m	CM =	0.87 tn/m
Peso propio =	1.19 tn/m	Peso propio =	0.72 tn/m
Acabados =	0.15 tn/m	Acabados =	0.15 tn/m
CV =	0.75 tn/m	CV =	0.75 tn/m
S/C =	0.75 tn/m	S/C =	0.75 tn/m

Tabla 102: Sobrecarga para escalera

Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos móviles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)
Graderías y tribunas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)

Fuente: Norma de Cargas – Perú, E-020, 2014 [13].

DISEÑO POR FLEXIÓN

MOMENTO POSITIVO

Mu =	10.10 tn.m	φ =	0.9
b =	150.00 cm	fy =	4200 kg/cm ²
h =	20.00 cm	f'c =	210 kg/cm ²
d =	17.37 cm	Bl =	0.85
a =	3.47 cm		

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

As =	17.09 cm ²	a =	2.68 cm < > 3.47 cm
As =	16.67 cm ²	a =	2.61 cm < > 2.68 cm
As =	16.63 cm ²	a =	2.61 cm < > 2.61 cm

As = 16.63 cm ²

a = 2.61 cm

Usar:	15	∅	N°	1/2	@	10.00 cm
-------	-----------	---	----	------------	---	-----------------

As =	19.00 cm ²
------	-----------------------

REFUERZO NEGATIVO

As =	8.32 cm ²
------	----------------------

a =	2.61 cm
-----	---------

Usar:	7	∅	N°	1/2	@	20.00 cm
-------	----------	---	----	------------	---	-----------------

As =	8.87 cm ²
------	----------------------

REFUERZO TRANSVERSAL

As =	0.0018 x b x d
------	----------------

As =	4.69 cm ²
------	----------------------

Usar:	7	∅	N°	3/8	@	21.00 cm
-------	----------	---	----	------------	---	-----------------

As =	4.96 cm ²
------	----------------------

Verificación por cortante:

Vud =	6.78
Vn	7.98
Vc	13.34
OK	

4.6.6. Diseño de Cimentación

Cimentación del ambiente de administración, stands de venta y baños de auditorio

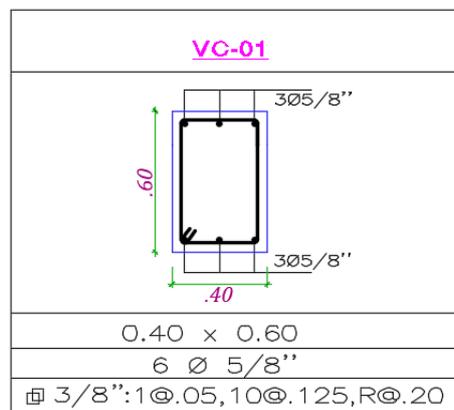
Se realizó el predimensionamiento de zapatas y vigas de conexión

ZAPATA DE BORDE IZQUIERDA	ZAPATA DE BORDE DERECHO
Az= 7608.02501 cm ²	Az= 7608.025 cm ²
B= 61.70 cm	B= 61.70 cm
Asumimos	Asumimos
B= 120 cm	B= 120 cm
T= 120 cm	T= 120 cm
Área: 14400 Conforme	Área: 14400 Conforme

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA DE CONEXIÓN					
VC1			VC2		
hvc = Ln/7	0.58 m	0.60	hvc = Ln/7	0.58 m	0.60
b = hvc/2	0.29 m	0.40	b = hvc/2	0.29 m	0.40

Luego se realizó la verificación de presiones en el SAP, las cuales deben ser menor a lo que soporta el qneto

El acero longitudinal y trasversal de las vigas de cimentación es:



El acero de las zapatas es:

CUADRO DE ZAPATAS					
TIPO	Lx(m)	Ly(m)	Hx(m)	Ø _x	Ø _y
Z-1	1.20	1.20	0.50	Ø1/2"Ø.15	Ø1/2"Ø.15

Diseño de zapatas conectadas del módulo de salas múltiples 1 y salas múltiples 2.

Se realizó el predimensionamiento de zapatas y vigas de conexión

ZAPATA DE BORDE IZQUIERDA		ZAPATA DE BORDE DERECHO	
Az=	63415.2025 cm ²	Az=	60925.5655 cm ²
B=	178.10 cm	B=	174.50 cm
Asumimos		Asumimos	
B=	220 cm	B=	220 cm
T=	320 cm	T=	320 cm
Área:	70400	Conforme	
Área:	70400	Conforme	

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA DE CONEXIÓN

VC1			VC2		
$hvc = Ln/7$	0.77 m	0.80	$hvc = Ln/7$	0.76 m	0.80
$b = hvc/2$	0.38 m	0.45	$b = hvc/2$	0.38 m	0.45

Luego se realizó la verificación de presiones en el SAP, las cuales deben ser menor a lo que soporta el qneto

El acero longitudinal y trasversal de las vigas de cimentación es:

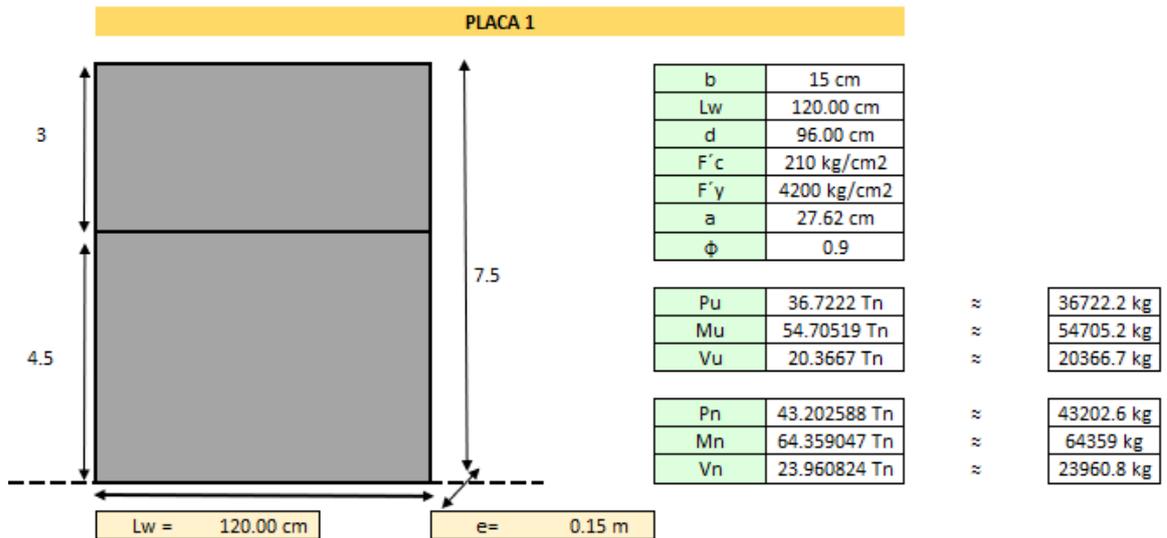
VC-01		VC-02	
SECCIÓN	0.45 x 0.80	SECCIÓN	0.40 x 0.80
REFUERZO	10Ø5/8" 2Ø3/4"	REFUERZO	10Ø5/8" 2Ø3/4"
	1Ø.05, 13Ø.125, RØ.20		1Ø.05, 13Ø.125, RØ.20

El acero de las zapatas es:

CUADRO DE ZAPATAS					
TIPO	Lx(m)	Ly(m)	H _z (m)	Ø _x	Ø _y
Z-1	1.60	1.60	0.50	Ø1/2"Ø.15	Ø1/2"Ø.15
Z-2	2.20	3.20	0.50	Ø1/2"Ø.15	Ø1/2"Ø.15

4.6.7. Diseño de muro de corte

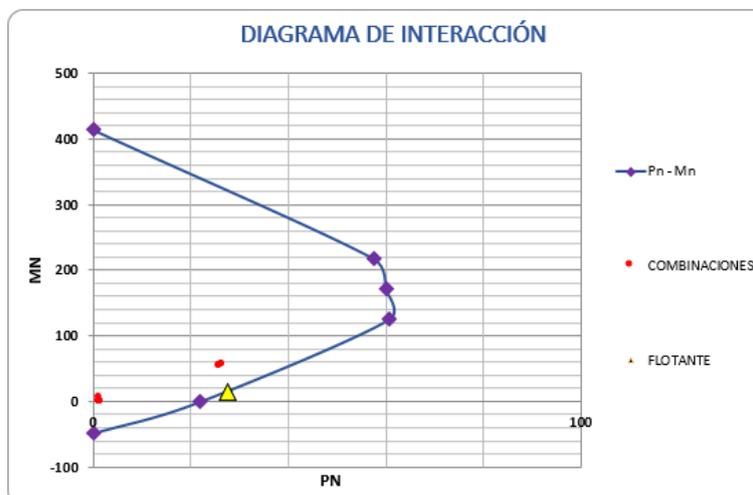
Para el diseño de muros de corte, se pidieron datos de diseño del programa SAP2000: axiales, momentos y cortantes.



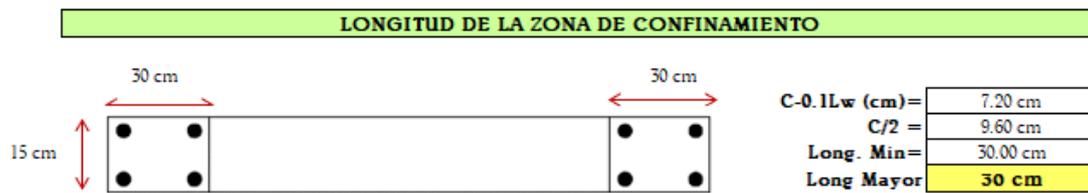
Luego se realizó la verificación si se va a diseñar por flexión o por flexo compresión según la ecuación 3.93 y se calculó el momento de diseño.

Pu < 0.1*Fe*Ag					57.80 Tn		McR FLEX	McR FLEXCOM	Mmáx DISEÑO
PISO	COMBO	PU (tonf)	VU (tonf)	MU (tonf-m)	ALORES MÁXIMO	VERIFICACIÓN	(tonf-m)	(tonf-m)	
1	1.4D+1.7L	17.2328	-1.7265	-3.39726		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	16.66	49.24 Tn-m
	1.25D+1.25L+SxD	38.3542	18.2063	47.62349	VU max	FLEXOCOMPRESIÓN	12.52	21.73	
	1.25D+1.25L-SxD	38.3542	18.2063	47.62349	19.0249	FLEXOCOMPRESIÓN	12.52	21.73	
	1.25D+1.25L+SyD	17.4593	-0.2857	0.03818	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	16.71	
	1.25D+1.25L-SyD	17.4593	-0.2857	0.03818	38.3542	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	16.71	
	0.9D+SxD	31.9198	19.0249	49.24463	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	20.18	
	0.9D-SxD	31.9198	19.0249	49.24463	49.24463	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	20.18	
	0.9D+SyD	11.0249	0.5329	1.65932		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	15.17	
	0.9D-SyD	11.0249	0.5329	1.65932		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	15.17	
2	1.4D+1.7L	6.0894	-6.6652	-9.94897		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	13.98	12.52 Tn-m
	1.25D+1.25L+SxD	18.1448	-3.3201	-2.20398	VU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	16.88	
	1.25D+1.25L-SxD	18.1448	-3.3201	-2.20398	6.6652	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	16.88	
	1.25D+1.25L+SyD	6.5249	-5.2255	-7.67353	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	14.09	
	1.25D+1.25L-SyD	6.5249	-5.2255	-7.67353	18.1448	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	14.09	
	0.9D+SxD	16.2046	-0.5839	1.93285	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	16.41	
	0.9D-SxD	16.2046	-0.5839	1.93285	9.94897	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	16.41	
	0.9D+SyD	4.5847	-2.4893	-3.5367		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	13.62	
	0.9D-SyD	4.5847	-2.4893	-3.5367		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	13.62	

Luego se realizó el diseño por flexo compresión, para lo cual se calculó el diagrama de iteración:



Luego se realizaron las verificaciones de confinamiento:



Verificación por tracción pura en el extremo:

$T \leq A_s * f_y * \phi$			
		A_s =	10.32 cm ²
		F_y =	4200 Kg/cm ²
T =	38840.71 kg	φ =	0.9
38840.71 kg		<	39009.60 kg
OK			

Verificación por compresión pura en el extremo:

$P_u = \phi [0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y (A_s)]$			
φ =	0.70		
f' c =	210 kg/cm ²		
A_g =	450.00 cm ²		
A_s =	10.32 cm ²		
F_y =	4200 kg/cm ²	C =	81.22 Tn
87294 Kg		>	81218 Kg
OK			

Si no cumple, ensanchar la zona de confinamiento o ensanchar el espesor de columnas

Verificación por corte, en este caso se comprobó en que caso estamos y se diseño por el caso 3:

C) CASO 3		
$c) Vu/\phi c > \alpha_c * \sqrt{f'_c} * bw * d (1 - \frac{T_u}{35A_g})$		
$\alpha_c = 0.8$ para $h_w/L_w \leq 1.5$		
$\alpha_c = 0.53$ para $h_w/L_w > 2$		
Av horiz.	$\frac{(\frac{V_u}{\phi} - V_c) S_h}{f_y * d}$	
ρmin horiz:	$\frac{Av_{horiz}}{S_h * b_w} = \frac{(\frac{V_u}{\phi} - V_c) S_h}{f_y * d} \geq 0.0025$	
ρmin vert:	$0.0025 + 0.5 (2.5 - \frac{h_w}{L_w}) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$	
Vn	13.505 tn	ESTE CASO
Vc	4.241 tn	

Se calculó el acero horizontal:

Usar	2 varillas de:	3/8	@	20.00 cm
------	----------------	-----	---	----------

Finalmente se realizó la verificación por deslizamiento para el acero vertical, finalmente el acero a utilizar será:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{f'_y * \mu}$$

Usar	2 varillas de:	3/8	@	19.42	20.00 cm
------	----------------	-----	---	-------	----------

4.6.8. Diseño de cisterna

CÁLCULO DE DOTACIÓN				
AMBIENTES	ÁREA (m ²)	Nº VECES	DOTACIÓN	TOTAL (L/día)
Restaurante	121.5	1	40L/m ²	4860.00
Auditorio	224	1	3L/asiento	672.00
Administración	65	1	6L/d/m ²	390.00
Áreas verdes	1378.66	1	2L/d/m ²	2757.32
Salas de baile	66	1	30L/m ²	1980.00
Gimnasio	148	1	10L/m ²	1480.00
Oficinas	131.96	1	6L/d/m ²	791.76
DOTACIÓN TOTAL (m³/día)				12.93

CÁLCULO DE VOLUMENES	
VOLUMEN ÚTIL DE LA CISTERNA	10.00 m ³
VOLUMEN ÚTIL DEL TANQUE	5.00 m ³
VOLUMEN CONTRA INCENDIOS	25.00 m ³
VOLUMEN TOTAL DE CISTERNA	40.00 m ³
DIAMETRO DE LA CONEXIÓN DOMICILIARIA	2.00 pulg

DIMENSIONES DE LA CISTERNA

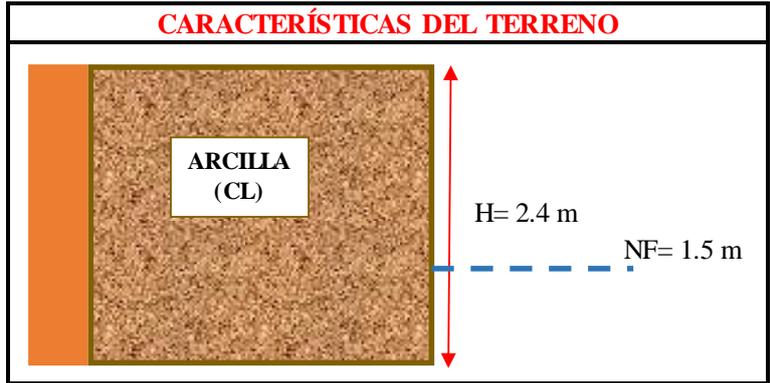
Dotación 40.00 m³

H útil 1.5 m

Vc = L x A x Hu ; A : 2/3L		
L:	5.5 m	5.2 m
A:	3.7 m	4.0 m

	Dimensión interna	Dimensión externa
L	5.2 m	5.6 m
A	4.0 m	4.4 m
H	2.0 m	2.4 m

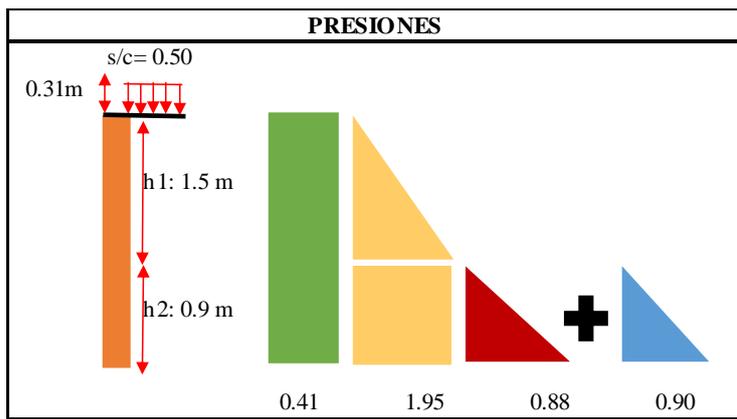
PRESIONES DEL SUELO EN LOS MUROS DE LA CISTERNA



DATOS GENERALES

Suelo	CL	q adm	8.8 tn/m ²
f'c	280 kg/cm ²	q neto	7.3 tn/m ²

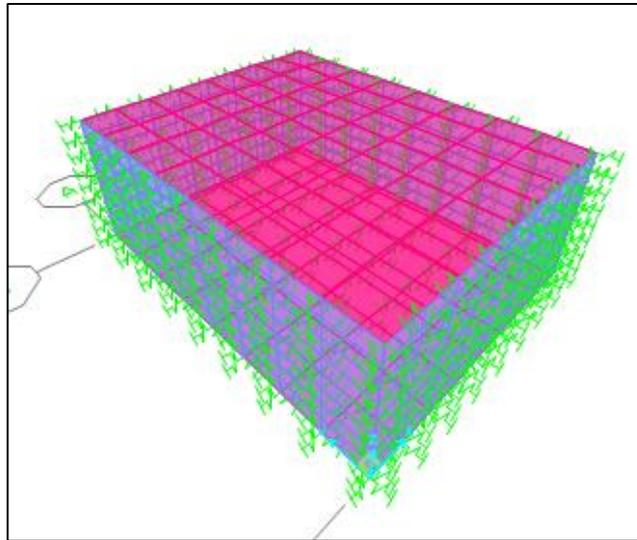
h: 2.4 m	s/c = 0.50 tn/m ²	$Ka = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$	
	ynat = 1.6 tn/m ³ ka = 0.81 φ = 6		
	ysat = 2.2 tn/m ³ ysum = 1.2 tn/m ³ yagua = 1.0 tn/m ³ φ = 6	Ka =	0.81



CALCULO DE LAS PRESIONES	
γ.k.a.h.sc	0.41 Tn/m ²
γ.k.a.h.1	1.95 Tn/m ²
γsum.k.a.h.2	0.88 Tn/m ²
γw.h.w	0.90 Tn/m ²

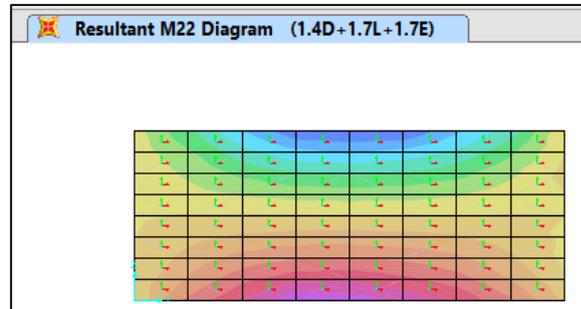
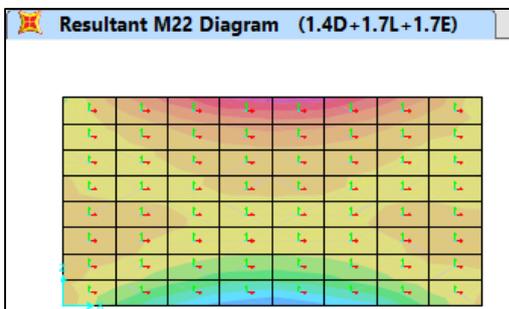
COEFICIENTES PARA SAP 2000		EMPUJES	
Cuando z= 0.9			
0.9		A= 0 B= 0 C= -1.98 D= 4.13	<p>Sumatoria de Fh= 4.98 tn</p>
Cuando z= 2.40			
2.4		A= 0 B= 0 C= -0.81 D= 2.35	

Modelación en sap de cisterna



Fuente: Sap 2000

Diseño de muros



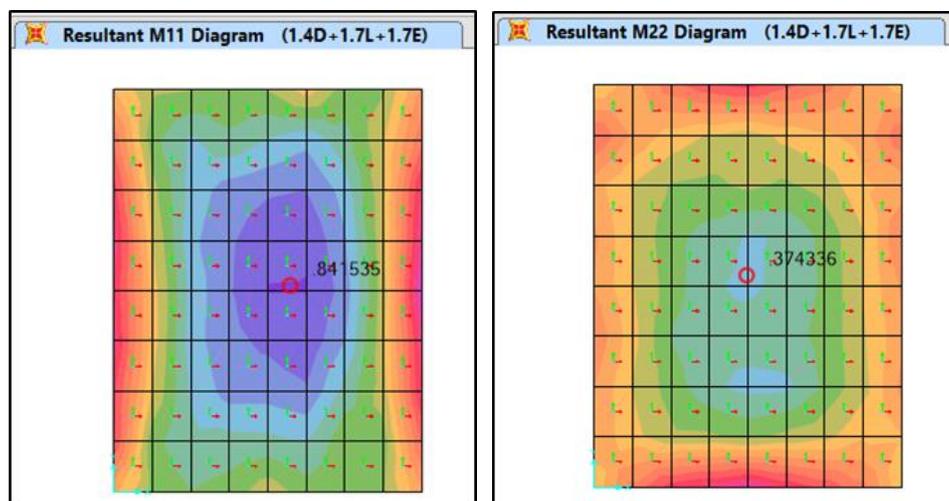
Características de la sección	
b	100.00 cm
h	20.00 cm
d1	14.00 cm
f'c	280 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
φ	0.90 cm
β1	0.85
ρb	0.0283
ρmax	0.0213

Acero mínimo				Selección barras de acero requerido					As usar (cm ²)	a	M que resiste	
φ T°	0.0012*b*h	As por cara	2.40 cm ²	3/8	1/2	5/8	3/4	1				
				5						3.56	0.63	1.84

AS MIN USAR = 5 φ 3/8 @ 20.00 cm Por cara

FRANJA		Mu (Tn/m)	Ancho B (cm)	a	AS req (cm ²)	AS min (cm ²)	A barra (cm ²)		# Varilla	S	DISTRIBUCION
							3/8	1/2			As Long
VERTICAL	Nudo	0.98	100	0.33	1.87	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20
	Claro	0.2	100	0.07	0.38	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20
	Nudo	0.76	100	0.26	1.45	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20
HORIZONTAL	Nudo	0.40	100	0.13	0.76	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20
	Claro	0.15	100	0.05	0.28	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20
	Nudo	0.37	100	0.12	0.70	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20

Diseño de losa de fondo



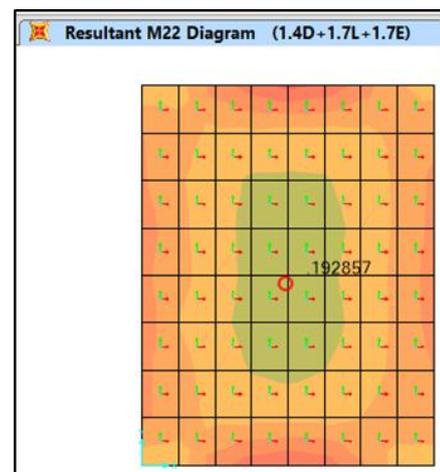
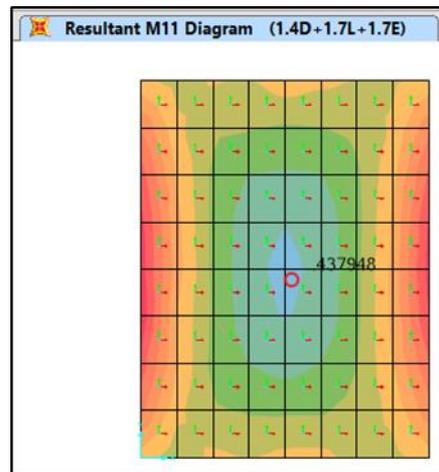
Características de la sección	
b	100.00 cm
h	25.00 cm
d1	19.00 cm
f'c	280 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
φ	0.90 cm
β1	0.85
ρb	0.0283
ρmax	0.0213

Acero mínimo				Selección barras de acero requerido					As usar (cm ²)	a	M que resiste
				3/8	1/2	5/8	3/4	1			
ϕT°	0.0012*b*h	As por cara	3.00 cm ²	5					3.56	0.63	1.84

AS MIN USAR = 5 ϕ 3/8 @ 20.00 cm Por cara

FRANJA		Mu (Tn/m)	Ancho B (cm)	a	AS req (cm ²)	AS min (cm ²)	A barra (cm ²)		# Varilla	S	DISTRIBUCION
							3/8	0.71			As Long
EJE X	M11 (-)	0.87	100	0.21	1.66	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20
	M11 (+)	0.84	100	0.21	1.60	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20
	M11 (-)	0.99	100	0.24	1.89	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20
EJE Y	M22 (-)	0.39	100	0.10	0.74	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20
	M22 (+)	0.32	100	0.08	0.61	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20
	M22 (-)	0.28	100	0.07	0.53	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20

Diseño de tapa



Características de la sección	
b	100.00 cm
h	15.00 cm
d1	9.00 cm
f'c	280 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
ϕ	0.90 cm
β_1	0.85
ρ_b	0.0283
ρ_{max}	0.0213

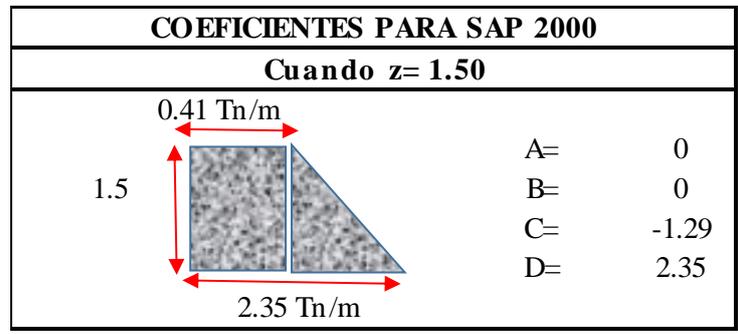
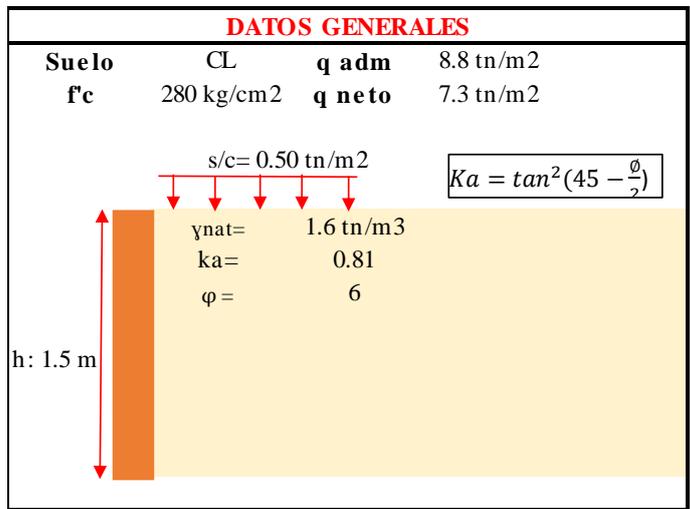
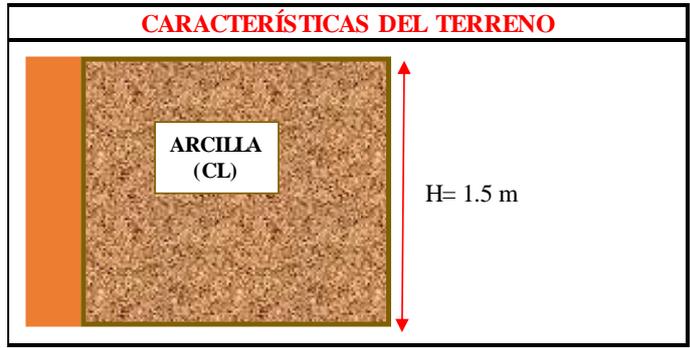
Acero mínimo				Selección barras de acero requerido					As usar (cm ²)	a	M que resiste
				3/8	1/2	5/8	3/4	1			
ϕT°	0.0012*b*h	As por cara	1.80 cm ²	4					2.85	0.50	1.48

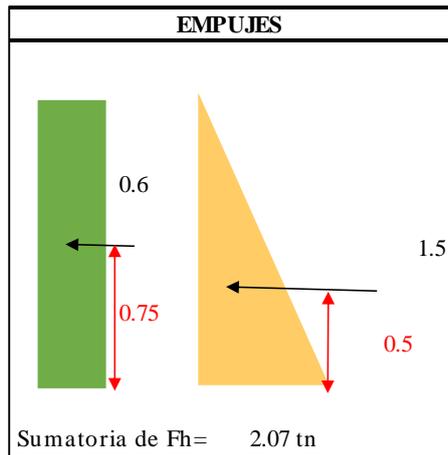
AS MIN USAR = 4 ϕ 3/8 @ 25.00 cm Por cara

FRANJA		Mu (Tn/m)	Ancho B (cm)	a	AS req (cm ²)	AS min (cm ²)	A barra (cm ²)		# Varilla	S	DISTRIBUCION
							3/8	0.71			As Long
EJE X	M11 (-)	0.77	100	0.41	1.48	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 25
	M11 (+)	0.45	100	0.24	0.86	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 25
	M11 (-)	0.76	100	0.40	1.46	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 25
EJE Y	M22 (-)	0.37	100	0.19	0.70	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 25
	M22 (+)	0.19	100	0.10	0.36	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 25
	M22 (-)	0.34	100	0.18	0.65	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 25

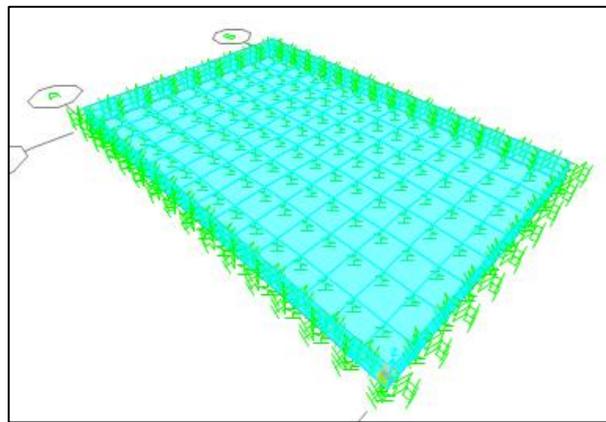
4.6.9. Diseño de piscina semi olímpica

PRESIONES DEL SUELO EN LOS MUROS DE LA CISTERNA





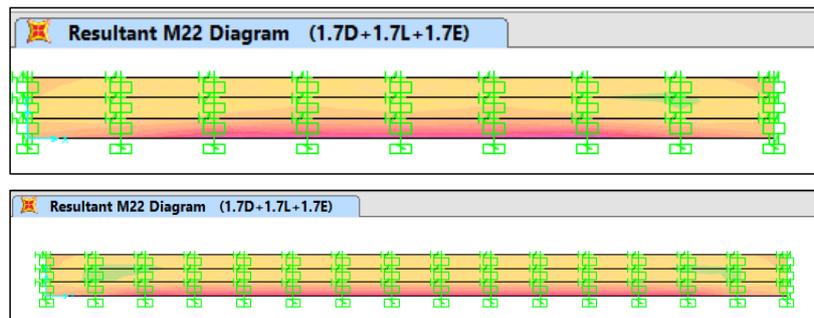
Modelación en Sap 2000 de la piscina



Fuente: Sap 2000

DISEÑO DE MUROS

Características de la sección	
b	100.00 cm
h	20.00 cm
d1	14.00 cm
f'c	280 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
φ	0.90 cm
β1	0.85
ρb	0.0283
ρmax	0.0213



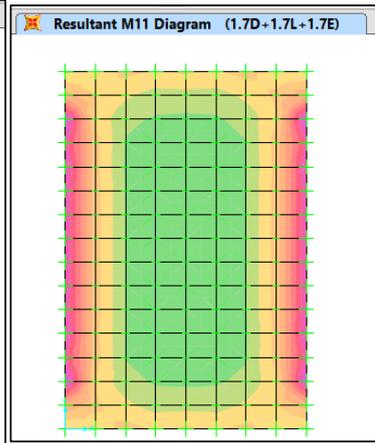
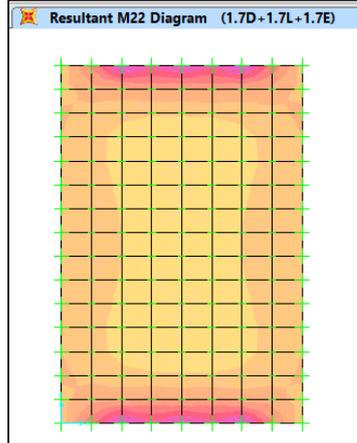
Acero mínimo				Selección barras de acero requerido					As usar (cm ²)	a	M que resiste
φ T°	0.0012*b*h	As por cara	2.40 cm ²	3/8	1/2	5/8	3/4	1	3.56	0.63	1.84

AS MIN USAR = 5 φ 3/8 @ 20.00 cm Por cara

FRANJA		Mu (Tn/m)	Ancho B (cm)	a	AS req (cm ²)	AS min (cm ²)	A barra (cm ²)	# Varilla	S	DISTRIBUCION
										As Long
VERTICAL	Nudo	0	100	0.00	0.00	As min	3/8	0.71	---	3/8 @ 20
	Claro	0	100	0.00	0.00	As min	3/8	0.71	---	3/8 @ 20
	Nudo	0.84	100	0.28	1.60	As min	3/8	0.71	---	3/8 @ 20
HORIZONTAL	Nudo	0.00	100	0.00	0.00	As min	3/8	0.71	---	3/8 @ 20
	Claro	0.00	100	0.00	0.00	As min	3/8	0.71	---	3/8 @ 20
	Nudo	0.17	100	0.06	0.32	As min	3/8	0.71	---	3/8 @ 20

DISEÑO DE LOSA DE FONDO

Características de la sección	
b	100.00 cm
h	25.00 cm
d1	19.00 cm
f'c	280 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
φ	0.90 cm
β1	0.85
ρb	0.0283
ρmax	0.0213



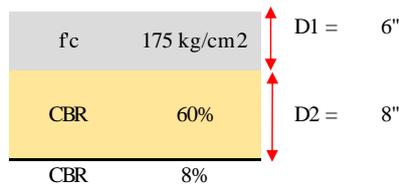
Acero mínimo				Selección barras de acero requerido					As usar (cm ²)	a	M que resiste
				3/8	1/2	5/8	3/4	1			
φ T°	0.0012*b*h	As por cara	3.00 cm ²	5					3.56	0.63	1.84

AS MIN USAR = **5 φ 3/8 @ 20.00 cm Por cara**

FRANJA		Mu (Tn/m)	Ancho B (cm)	a	AS req (cm ²)	AS min (cm ²)	A barra (cm ²)		# Varilla	S	DISTRIBUCION
											As Long
EJE X	M11 (-)	0.66	100	0.16	1.25	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20
	M11 (+)	0.4	100	0.10	0.76	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20
	M11 (-)	0.67	100	0.17	1.27	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20
EJE Y	M22 (-)	0.89	100	0.22	1.70	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20
	M22 (+)	0.31	100	0.08	0.59	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20
	M22 (-)	0.87	100	0.21	1.66	As min	3/8	0.71	---	---	3/8 @ 20

4.6.10. Diseño de plataformas deportivas

DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO



1. CALCULO DEL Kc

Asumimos D2= 20 cm

Hallamos Ko, K1, de la tabla

ko= 5 kg/cm²

k1= 16 kg/cm²

Kc= 6.3 kg/cm²

Kc= 229 PCI

2. CALCULO MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO

Ec= 3951204.694

Ec= 3.95x10⁶

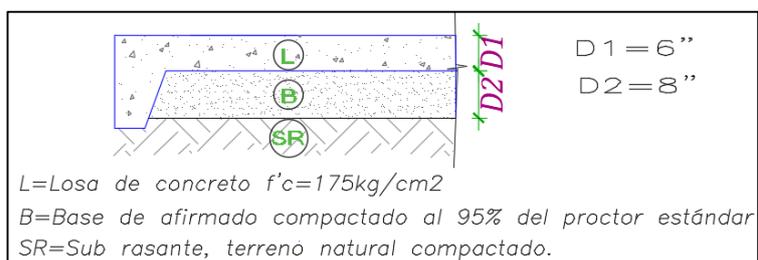
3. MÓDULO DE ROTURA DEL CONCRETO

Mr= 35.0 kg/cm²

Mr= 500 PSI

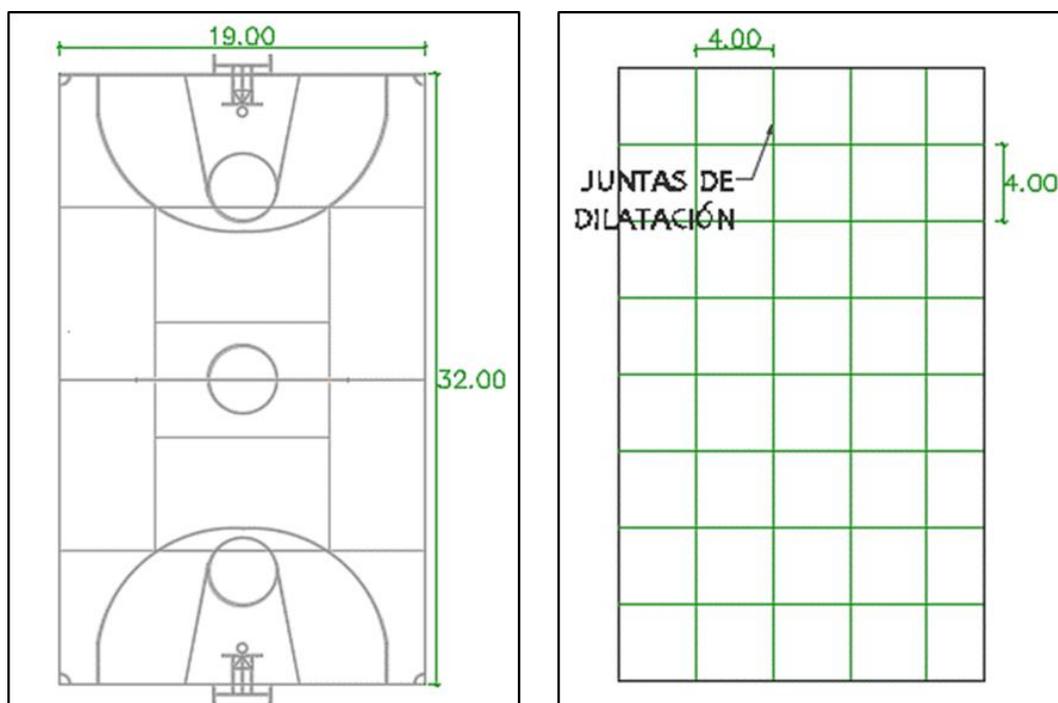
NOMBRE DE LA VARIABLE	Variable - unidades	Valor
Módulo de reacción del suelo	K= PCI	229
Módulo de elasticidad del concreto	Ec= PSI	3.95x10 ⁶
Módulo de rotura	MR= PSI	500 PSI
Coef de transferencia de carga	J	2.8
Coefficiente de drenaje	Cd	0.9
Pérdida de serviciabilidad	ΔPSI	2.10
Confiabledad	R= %	85%
Desviación estándar	So	0.35
Carga equivalente	ESAL	0.35x10 ⁶

Ilustración 48: Sección transversal de pavimento rígido



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 49: Juntas de dilatación de plataforma deportiva



Fuente: Elaboración propia

4.6.11. Diseño de drenaje del complejo deportivo

Para el diseño del complejo se consideró la precipitación brindada por el Senamhi de 60.7 mm/hr en el año 2017.

CÁLCULO DEL CAUDAL Y DIÁMETRO DE LA MONTANTE

AMBIENTE	ÁREA(m ²)	ÁREA(ha)	I (mm/hr)	Q (m ³ /s)	D 'in''	D utilizar
Auditorio	291.63	0.029	60.7	0.0042	2.89	4.00
Restaurante	40.50	0.004	60.7	0.0006	1.38	4.00
Administración	53.10	0.005	60.7	0.0008	1.53	4.00
Salas M1	203.16	0.020	60.7	0.0029	2.53	4.00
Salas M2	183.23	0.018	60.7	0.0026	2.43	4.00
Piscina	575.67	0.058	60.7	0.0083	3.73	4.00

CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA CANALETA DE TECHO

Ambiente	Q(m ³ /s)	Diámetro de montante (m)	Ancho de canal (m)	Y(mm)	Yc(mm)	Fd	Yu (mm)	A(m ²)	P(m)	RH(m m)	V(m/s)	Sf	Yu (m)	h(m)	H(m)
Auditorio	0.0042	0.102	0.15	45.66	42.93	0.912	76.73	0.0068	0.241	0.03	0.23	0.00048	0.08	0.13	0.18
Restaurante	0.0006	0.102	0.15	12.24	11.51	0.912	20.58	0.0018	0.174	0.01	0.12	0.00043	0.02	0.07	0.12
Administración	0.0008	0.102	0.15	14.67	13.79	0.912	24.65	0.0022	0.179	0.02	0.13	0.00043	0.03	0.08	0.13
Salas M1	0.0029	0.102	0.15	35.88	33.74	0.912	60.29	0.0054	0.222	0.03	0.20	0.00045	0.06	0.11	0.16
Salas M2	0.0026	0.102	0.15	33.49	31.50	0.912	56.28	0.0050	0.217	0.03	0.20	0.00045	0.06	0.11	0.16
Piscina	0.0083	0.102	0.15	143.74	67.56	0.322	184.33	0.0216	0.437	0.05	0.17	0.00015	0.19	0.24	0.29

AMBIENTE	ÁREA(m ²)	ÁREA(ha)	I (mm/hr)	Q (m ³ /s)
Complejo D.	10898.28	1.090	60.7	0.1562

Cálculo de las dimensiones del canal de piso del complejo deportivo

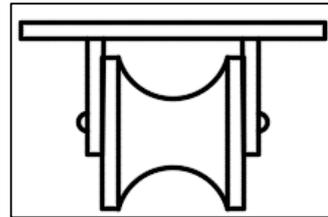
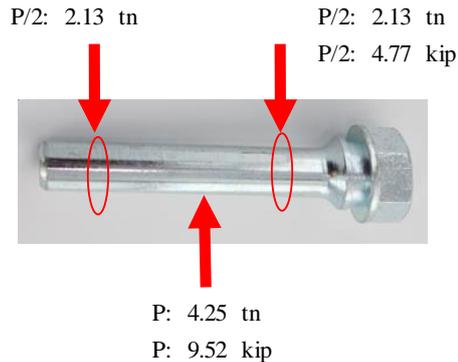
DIMENSION DEL CANAL DE PISO	
Ancho de la canaleta	0.30 m
Tirante del canal (Y)	0.20 m
Área	0.06 m ²
Perímetro	0.70 m
Radio Hidráulico	0.09 m
Pendiente	2%
Coefficiente de rugosidad	0.01
Altura del canal	0.30 m
Q	0.165 m ³ /s
	Ok

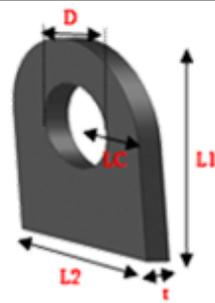
4.6.12. Diseño de conexiones

DISEÑO DEL PIN		
	Propiedades	
	A 307	P1
	D :	5/8 plg
	Ab :	0.31 in ²
	F _{nv} :	27.0 ksi
φ	0.75	

$$\phi F_{nv} (act) \leq F_v \quad F_v = F_{nv} * N^{\circ} \text{Pernos} * A_b$$

F _{nv} (Act) =	4.77 kip
φF _v =	6.21 kip
Cumple	
Eficiencia	77%



DISEÑO DE ARGOLLA		
Propiedades		
	ASTMA-36	A1
	D =	5/8 plg
	L1 =	1.5 plg
	L2 =	2.4 plg
	t =	0.125 plg
	Lc =	0.9 plg
	F _y =	36 ksi
	F _u =	58 ksi

1. Verificación por aplastamiento

$$P_u \leq \phi R_n \quad R_n = 1.2 * l_c * t * f_u \leq 2.4 * d * t * f_u$$

φ =	0.75
P _u =	4.770 kip
R _n =	7.6 kip 12.0 kip
φR _n =	5.7 kip
Correcto	

2. Verificación por corte

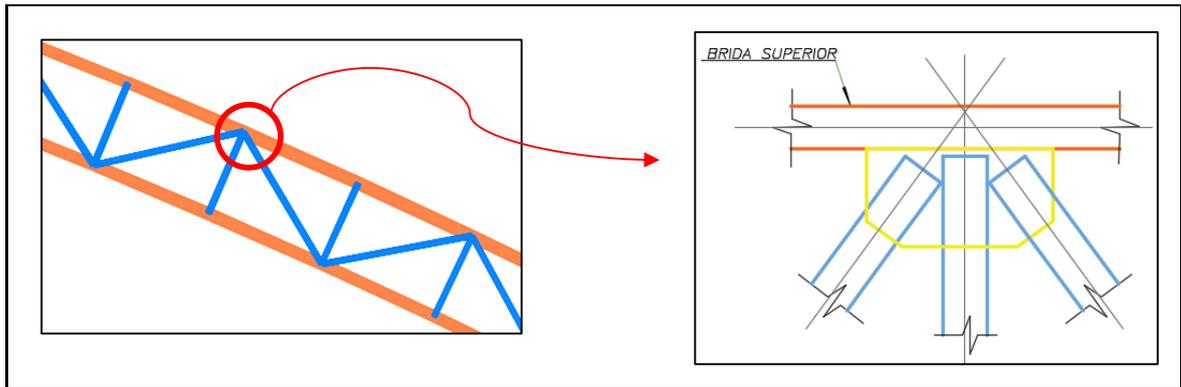
$$V_u \leq \phi R_n \quad R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + F_u * A_{nt} \leq 0.6 * F_y * A_{gv} + F_u * A_{nt}$$

A _{gv} =	0.30 plg ²
A _{nv} =	0.22 plg ²
A _{nt} =	0.30 plg ²

φ =	0.75
P _u =	4.770 kip
R _n =	25.3 kip 24.3 kip
φR _n =	18.2 kip
Correcto	

26%

DISEÑO DE SOLDADURAS DEL ARCO



PROPIEDADES	A 307
Fy	34 ksi
Fu	60 ksi

DIMENSION DE ELEMENTOS		Ag
BRIDAS SUPERIOR E INFERIOR	2x2x1/8	0.8
DIAGONALES	1x1x1/8	0.44
MONTANTES	1x1x1/8	0.44

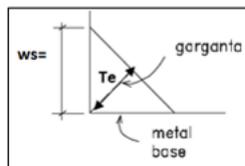
Pu	11.965
Ru	11.965

1. Tamaño máximo de la soldadura

$$1/8 - 1/16 = 0.06$$

se usará soldadura de 1/8"

2. t efectivo de la garganta en la soldadura



t=	0.09	in
t=	2.2	mm

3. Resistencia de diseño de la soldadura

$$\phi R_n = F_n w \times A_w e \quad \text{Para 1" de longitud}$$

$$\phi R_n = 2.78381 \text{ Klb/in}$$

4. Longitud de soldadura que se requiere

$$2.15 = 3 \text{ in}$$

$$L_1 = 1.5 \text{ in}$$

$$L_2 = 1.5 \text{ in}$$

VERIFICACIÓN POR TRACCIÓN

1. Fluencia a la tensión en la sección total

$\phi = 0.9$

$P_n = F_y \times A_g$	P_u	12 Klb	
$\phi P_n = 13.46 \text{ Klb}$	$P_u \leq \phi P_n$	OK	89%

2. Fractura por tensión en la sección total

$\phi = 0.75$

$A_e = 0.33 \text{ in}^2$	P_u	12 Klb	
$P_n = F_u \times A_e$	$P_u \leq \phi P_n$	OK	81%
$\phi P_n = 14.85 \text{ Klb}$			

VERIFICACIÓN POR CORTANTE

1. Resistencia por fluencia al corte

$\phi = 1$

$R_n = 0.60 \times F_y \times A_{gv}$	R_u	12 Klb	
$\phi R_n = 17.95 \text{ Klb}$	$P_u \leq \phi R_n$	OK	67%

1. Resistencia por fractura de cortante

$\phi = 0.75$

$R_n = 0.60 \times F_u \times A_{nv}$	R_u	12 Klb	
$\phi R_n = 20.20 \text{ Klb}$	$P_u \leq \phi R_n$	OK	59%

VERIFICACIÓN POR APLASTAMIENTO

$$P_u \leq \phi R_n \quad R_n = 1.2 \times l_c \times t \times f_u \leq 2.4 \times d \times t \times f_u$$

$\phi =$	0.75
$P_u =$	11.965 kip
$R_n =$	36.0 kip 54.0 kip
$\phi R_n =$	27.0 kip
Correcto	
	44%

VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA DEL BLOQUE CORTANTE

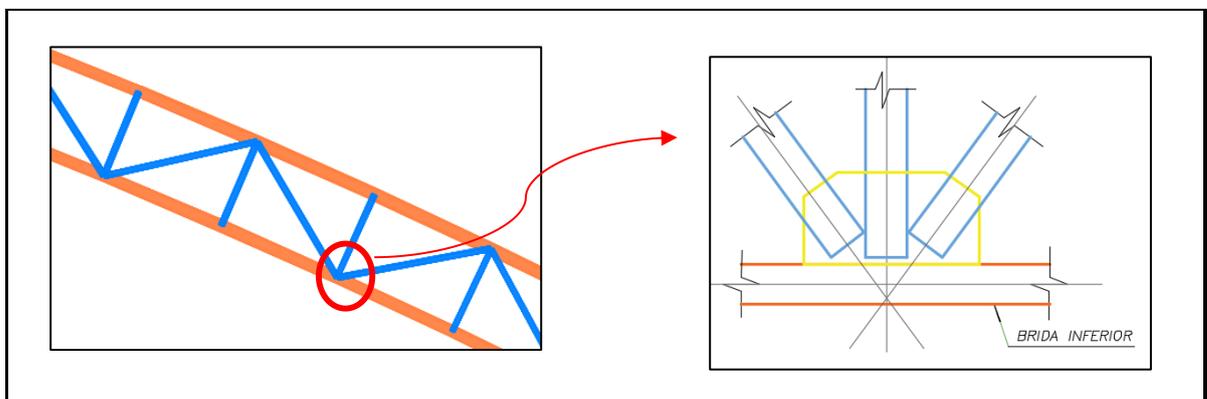
$$R_n = 0.6 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \leq 0.6 \times F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt}$$

$$R_n = 28.5 \geq 22.65$$

$$\phi R_n = 17 \text{ klb}$$

Verificar:

ϕR_n	>	P_u	
17	>	12	OK 70%



PROPIEDADES	A 307
Fy	34 kip
Fu	60 kip

DIMENSION DE ELEMENTOS		Ag
BRIDAS SUPERIOR E INFERIOR	2x2x1/8	0.8
DIAGONALES	1x1x1/8	0.44
MONTANTES	1x1x1/8	0.44

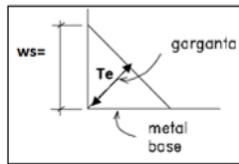
Pu	11.5
Ru	11.5

1. Tamaño máximo de la soldadura

$$1/8 - 1/16 = 0.06$$

se usará soldadura de 1/8"

2. t efectivo de la garganta en la soldadura



t=	0.088	in
t=	2.2	mm

3. Resistencia de diseño de la soldadura

$$\phi R_n = F_n w \times A_w e \quad \text{Para 1" de longitud}$$

$$\phi R_n = 2.784 \text{ Klb/in}$$

4. Longitud de soldadura que se requiere

$$2.07 = 2 \text{ in}$$

$$L_1 = 1 \text{ in}$$

$$L_2 = 1 \text{ in}$$

VERIFICACIÓN POR TRACCIÓN

1. Fluencia a la tensión en la sección total

$$\phi = 0.9$$

$$P_n = F_y \times A_g$$

$$\phi P_n = 13.46 \text{ Klb}$$

Pu	11.5 Klb	
Pu ≤ φPn	OK	85%

2. Fractura por tensión en la sección total

$$\phi = 0.75$$

$$A_e = 0.33 \text{ in}^2$$

$$P_n = F_u \times A_e$$

$$\phi P_n = 14.85 \text{ Klb}$$

Pu	11.5 Klb	
Pu ≤ φPn	OK	77%

VERIFICACIÓN POR CORTANTE

1. Resistencia por fluencia al corte

$$\phi = 1$$

$$R_n = 0.60 \times F_y \times A_{gv}$$

$$\phi R_n = 17.95 \text{ Klb}$$

Ru	11.5 Klb	
Pu ≤ φPn	OK	64%

1. Resistencia por fractura de cortante

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 0.60 \times F_u \times A_{nv}$$

$$\phi R_n = 20.20 \text{ Klb}$$

Ru	11.5 Klb	
Pu ≤ φPn	OK	57%

VERIFICACIÓN POR APLASTAMIENTO

$$P_u \leq \phi R_n \quad R_n = 1.2 * l_c * t * f_u \leq 2.4 * d * t * f_u$$

$\phi =$	0.75
$P_u =$	11.500 kip
$R_n =$	36.0 kip 54.0 kip
$\phi R_n =$	27.0 kip
Correcto 43%	

VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA DEL BLOQUE CORTANTE

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

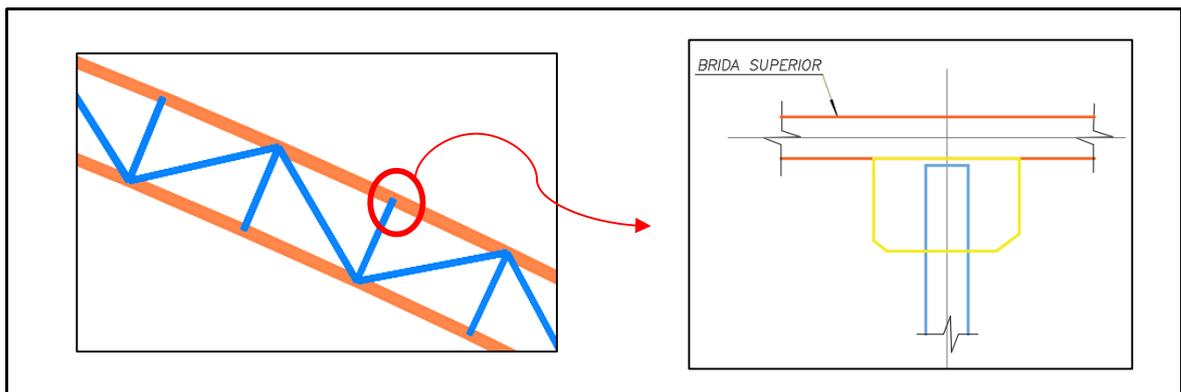
$$R_n = 24 \geq 20.1$$

$$\phi R_n = 15.1 \text{ klb}$$

Verificar:

$$\phi R_n > P_u$$

15.1	>	11.5	OK	76%
------	---	------	----	-----



PROPIEDADES	A 307
F_y	34 kip
F_u	60 kip

DIMENSION DE ELEMENTOS		A_g
BRIDAS SUPERIOR E INFERIOR	2x2x1/8	0.8
DIAGONALES	1x1x1/8	0.44
MONTANTES	1x1x1/8	0.44

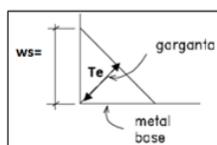
P_u	10.5
R_u	10.5

1. Tamaño máximo de la soldadura

$$1/8 - 1/16 = 0.06$$

se usará soldadura de 1/8"

2. t efectivo de la garganta en la soldadura



$t =$	0.09	in
$t =$	2.2	mm

3. Resistencia de diseño de la soldadura

$$\phi R_n = F_n w \times A_w \quad \text{Para 1" de longitud}$$

$$\phi R_n = 2.7838 \text{ Klb/in}$$

4. Longitud de soldadura que se requiere

$$1.89 = 2 \text{ in}$$

$$L_1 = 1 \text{ in}$$

$$L_2 = 1 \text{ in}$$

VERIFICACIÓN POR TRACCIÓN

1. Fluencia a la tensión en la sección total

$\phi = 0.9$

$P_n = F_y \times A_g$	P_u	10.5 Klb	
$\phi P_n = 13.46 \text{ Klb}$	$P_u \leq \phi P_n$	OK	78%

2. Fractura por tensión en la sección total

$\phi = 0.75$

$A_e = 0.33 \text{ in}^2$	P_u	10.5 Klb	
$P_n = F_u \times A_e$	$P_u \leq \phi P_n$	OK	71%
$\phi P_n = 14.85 \text{ Klb}$			

VERIFICACIÓN POR CORTANTE

1. Resistencia por fluencia al corte

$\phi = 1$

$R_n = 0.60 \times F_y \times A_{gv}$	R_u	10.5 Klb	
$\phi R_n = 17.95 \text{ Klb}$	$P_u \leq \phi R_n$	OK	58%

1. Resistencia por fractura de cortante

$\phi = 0.75$

$R_n = 0.60 \times F_u \times A_{nv}$	R_u	10.5 Klb	
$\phi R_n = 20.20 \text{ Klb}$	$P_u \leq \phi R_n$	OK	52%

VERIFICACIÓN POR APLASTAMIENTO

$$P_u \leq \phi R_n \quad R_n = 1.2 \times l_c \times t \times f_u \leq 2.4 \times d \times t \times f_u$$

$\phi =$	0.75
$P_u =$	10.500 kip
$R_n =$	36.0 kip 54.0 kip
$\phi R_n =$	27.0 kip
	Correcto 39%

VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA DEL BLOQUE CORTANTE

$$R_n = 0.6 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \leq 0.6 \times F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt}$$

$$R_n = 24 \geq 20.1$$

$$\phi R_n = 15.1 \text{ klb}$$

Verificar:

ϕR_n	>	P_u	
15.1	>	10.5	OK 70%

SOLDADURA PARA PLANCHAS EN EXTREMOS

Se analizará para 1m de ancho tributario

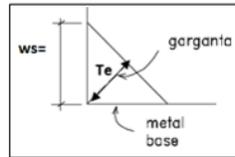
Pu 11.24 Ksi

1. Tamaño máximo de la soldadura

$$1/8 - 1/16 = 0.06$$

se usará soldadura de 1/8"

2. t efectivo de la garganta en la soldadura



t=	0.09	in
t=	2.2	mm

3. Resistencia de diseño de la soldadura

$$\phi R_n = F_n w \times A_w e \quad \text{Para 1" de longitud}$$

$$\phi R_n = 2.78381 \text{ Klb/in}$$

4. Longitud de soldadura que se requiere

$$4.04 = 4 \text{ in}$$

$$L1 = 2 \text{ in}$$

$$L2 = 2 \text{ in}$$

Cálculo de pernos en plancha base

Tabla 103: Resistencia nominal de pernos

TABLA 12.5 Resistencia nominal de sujetadores y partes roscadas, klb/plg ² (MPa).		
Descripción de los sujetadores	Resistencia nominal a la tensión, F_{nt} , klb/plg ² (MPa) ^[a]	Resistencia nominal al cortante en conectores tipo aplastamiento, F_{nv} , klb/plg ² (MPa) ^[b]
Tornillos A307	45 (310)	27 (188) ^{[c][d]}

Fuente: J. McCormac y S. Csernak, *Diseño de estructuras de acero (5ta Edición)*, México: Alfaomega, 2013 [30].

A 307			
$F_v = F_{nv} * N^{\circ} \text{Pernos} * A_b$			
D :	1/2 plg	$\phi F_{nv} (act) \leq F_v$	
Ab:	0.20 in ²	F _{nv} (Act):	12.36 kip
F _{nv} :	27.0 ksi	ϕF_v :	23.86 kip
ϕ	0.75	Cumple	
# pernos:	6	Eficiencia	52%

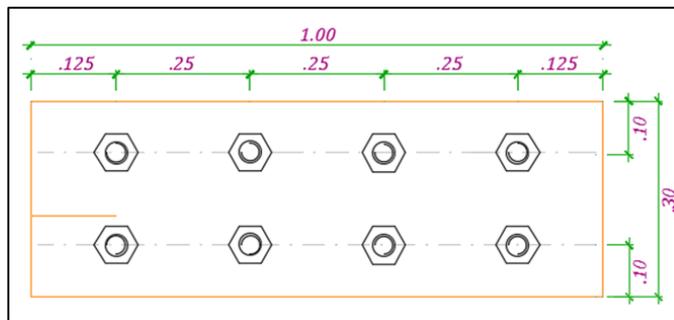
Dimensión de los agujeros

$$\frac{1}{2}'' + \frac{1}{16}'' = \frac{9}{16}''$$

Separación al borde	
Máxima	Mínima
12 e	2 d: 2.5 cm
15 cm	
Separación entre pernos	
Máxima	Mínima
30.5 cm	3 d 3.75 cm

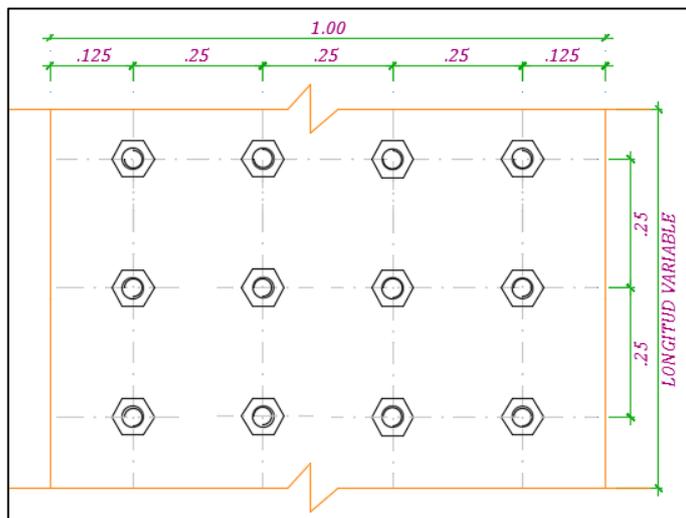
Se ubicaron los pernos que irán en las cabezas de columnas y a lo largo de la viga carril, respetando los parámetros de separación máxima y mínima entre pernos y la separación máxima y mínima de distancia al borde según lo establecido en [30].

Ilustración 50: Ubicación de pernos en apoyos



Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 51: Ubicación de pernos a lo largo de la viga carril



Fuente: Elaboración propia.

VERIFICACIÓN DE CORTE Y TRACCIÓN COMBINADO

DATOS		
ϕ	0.75	
Fnt	45	Ksi
Fnv	27	ksi
Puv	12.36 kip	
fnv	10.49	ksi
Puh	16.98 kip	
fnt	14.43	ksi

$$F'nt = 1.3Fnt - \frac{Fnt}{\phi Fnv} \times fnv \leq Fnt$$

F'nt:	35.18	<	45	OK
$\phi Fnt > fnt$				
26.38	>	14.4	OK	

4.6.13. Diseño de graderías

Cargas consideradas para el diseño, adicionando las cargas por impacto generadas por las personas, para lo cual se trabajó con la norma brasilera.

Tabla N°5.156: Cargas por impacto en estadios

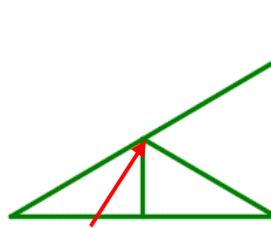
		VALOR EFICAZ DE CARGA (N)	FRECUENCIA RITMICA FUNDAMENTAL (HZ)				
Carga Vertical		320	1.5 a 3.0				
Carga Horizontal		400	0.4 a 0.7				
TIPOS REPRESENTATIVOS DE ACTIVIDADES	TASA DE ACTIVIDAD	FRECUENCIA [Hz]	COEFICIENTES DE FOURIER Y RETARDO DE FASE				DENSIDAD DE DISEÑO [PERSONAS/m ²]
			α_1	ϕ_1	α_2	ϕ_2	
Saltar	normal	2.0	1.8		1.3		~ 0.25 (en casos extremos hasta 0.5) $\phi_2 = \phi_1 \cdot \pi(1 - f_{1p})$
		3.0	1.7		1.1		
	altos	2.0	1.9		1.6		
		3.0	1.8		1.3		
Bailar		2.0 a 3.0	0.5		0.15		~ 4 (en casos extremos hasta 6)
Aplaudir de pie con saltos.		1.6	0.17		0.10		~ 4 hasta ~ 6
		2.4	0.38		0.12		~ 2 - 3
Aplaudir	normal	1.6	0.024		0.010		~ 2 - 3
		2.4	0.047		0.024		
	intenso	2.0	0.170		0.047		
Oscilación lateral del cuerpo	sentado	0.6	$\alpha_2 = 0.4$		--		~ 3 - 4
	parado	0.6	$\alpha_2 = 0.5$		--		

Fuente: Doz e Iturrioz. Estudio de las características dinámicas de estadios de fútbol. 2012

Carga Vertical				
Actividad	Densidad de diseño (personas/m ²)	Valor Eficaz de Carga (N)	Valor de Carga (Kg/persona)	Valor de Carga (Kg/m ²)
Aplaudir de pie y con saltos	6	320	32.62	195.72
Carga Horizontal				
Oscilación lateral del cuerpo	4	400	40.77	163.10

CARGAS DE GRADERÍA		
	CV - VERT	0.696 Tn/m²
Sobrecarga	0.5	
Impacto vertical	0.20	
	CV - HOR	0.163 Tn/m²
Impacto horizontal	0.16	

CARGAS DE VIENTO



Dirección del viento

1. Calculamos la velocidad de diseño

$$V_h = V(h/10)^{0,22}$$

Donde:

h= 1.60 m

V= 85 km/h

2. Factor de forma C

2.1 Factor exterior de viento

FACTORES DE FORMA (C) *		
CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	+0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3-0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7-0,3	-0,6

C_{pe}	0.7	Presión
C_{pe}	-0.3	Succión

4. Coeficiente de ráfaga

Tipo de edificación

Tipo 1	Edificación común, poco sensibles a las ráfagas	1
Tipo 2	Tanques elevados y anuncios sensibles las ráfaga	1.2
Tipo 3	Arcos, antenas, chimeneas, cubiertas colgantes	> 1

Cr	1
-----------	---

5. Cálculo de carga distribuida por viento (W)

$$W = C_p * C_r * q$$

$$q = 0.005 * Vh^2$$

Dónde:

q= Presión básica de viento

Cr= Coeficiente de ráfaga

Cp= Coeficiente de presión

q=	36.125 km/h
----	-------------

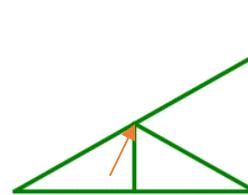
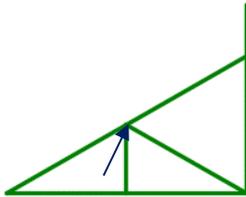
- Puertas cerradas (Cp= Cpe)
- Puertas abiertas (Cp= Cpe-Cpi)

ANÁLISIS DE LAS CARGAS DE VIENTO

Cpe	0.7	Presión	
Cpe	-0.3	Succión	

W1	0.7
-----------	-----

W2	-0.3
-----------	------

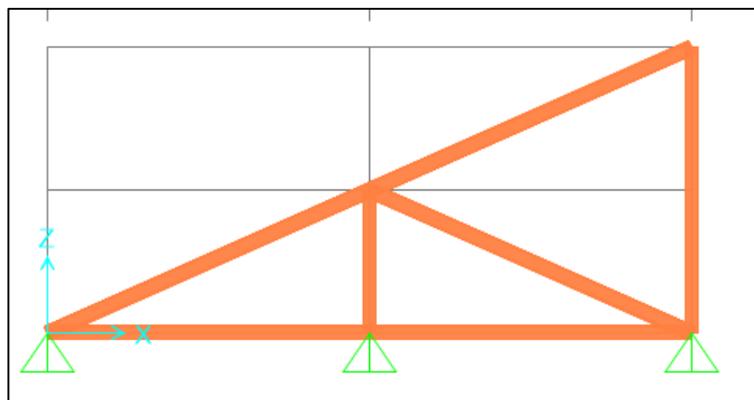


CARGA DISTRIBUIDA POR VIENTO

	Cp	Cr	q	A. trib.	W (kg)
W1	0.7	1	36.13	0.72 m	18.21
W1	0.7	1	36.13	0.89 m	22.51
W2	-0.3	1	36.13	0.72 m	-7.80
W2	-0.3	1	36.13	0.89 m	-9.65

Modelamiento en Sap 2000 de graderías, en donde se consideraron las dimensiones de paso de 90cm y contrapaso de 45cm.

Ilustración 52: Sección transversal de Graderías metálicas



Fuente: Sap 2000

DISEÑO POR FLEXIÓN

TIPO DE PERFIL HSS3X3X1/10 DATOS :

A=	1.16 in ²	I _y =	1.63 in ²
bf=	3.00 in	r _y =	1.19 in
d=	3.00 in	s _y =	0.98 in
tw=	0.10 in	z _y =	1.07 in
tf=	0.10 in	J=	2.84 in ²
I _x =	1.63 in ²		
r _x =	1.19 in		
s _x =	0.98 in		
z _x =	1.07 in		

M _{máx}	31.11 kb/in	
L=	1.97 m	78 in
E=	29869 ksi	
F _u =	60 ksi	
F _y =	34.0 ksi	
F _r =	16.5 ksi	

1. VERIFICACIÓN POR PANDEO POR FLEXIÓN (Hallaremos M_{n2})

PATÍN

λ _p =	33.20
λ _r =	41.50
λ =	28.00
ZONA COMPACTA	

M _p =	36.38
M _y =	33.32
1.5M _y =	49.98
CUMPLE	

M_{n2}=	36.38
------------------------	--------------

eficiencia: 86%

ALMA

λ _p =	71.73
λ _r =	168.95
λ =	30.00
ZONA COMPACTA	

$M_u < \phi * M_n$	
φ=	0.9
CUMPLE	

2. VERIFICACIÓN POR PANDEO LATERAL TORSIONAL (Hallaremos M_{n3})

L _b =	77.56
L _p =	61.22
ZONA 2	

$$L_p = \frac{300 * r_y}{\sqrt{f_y}}$$

ZONA 2	
M _r =	23.32
C _b =	1.00
M _n =	32.90
CUMPLE	
$M_u < \phi * M_n$	
φ=	0.9
NO CUMPLE	

$$M_r = 0.7 * f_y * S_x$$

M_{n3}=	32.90
------------------------	--------------

eficiencia: 95%

3. DISEÑO POR CORTE

Cálculo de h/tw y Aw

h = 3
 tw = 0.100
 h/tw = 30.00
 Aw = 0.3

Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
$\frac{h}{tw} < \frac{418}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{h}{tw} < \frac{523}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{h}{tw} < 260$	$\frac{h}{tw} > 260$
Si	Si	Si	No

Vn=	6.12	
Vu =	2.51	
Vu < φ*Vn	Ok	41%

4. VERIFICACIÓN DE DEFLEXIÓN

LIVE 0.43 cm
 Límite 0.55 cm

OK	79%
----	-----

4.6.14. Diseño de cerco perimétrico

Para calcular las solicitaciones de diseños de muros, tabiques y elementos no estructurales con masa distribuida, los valores C1 serán de acuerdo a la siguiente tabla establecida por la Norma de Diseño Sismo resistente E.030.

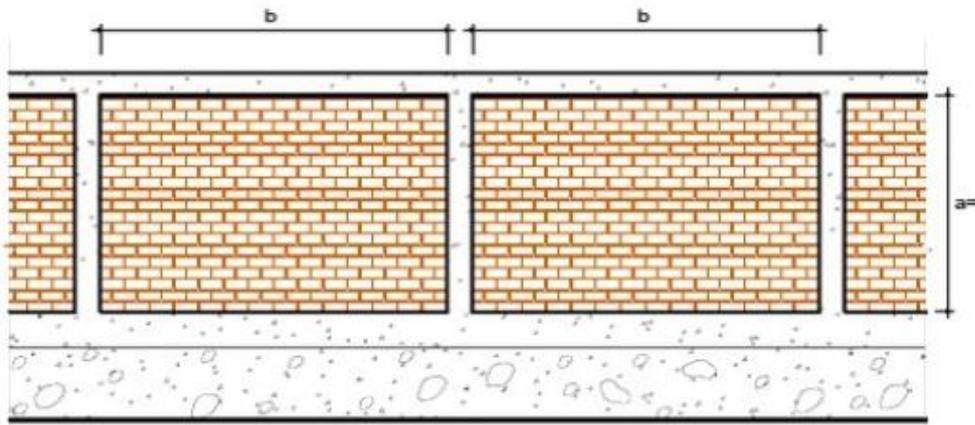
Tabla 104: Valores de C1

- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1,5

Fuente: *Norma de Diseño Sismo Resistente – Perú, E-030, 2016* [14].

1.- FACTORES DE ZONA		
factor de zona	Z=	0.45
factor de uso	U=	1
coeficiente sísmico	C1=	2

2.- DATOS DEL CERCO PERIMÉTRICO		
PESO ESPECIFICO DEL CIMENTO (KG/M3)	$\gamma_c =$	2,300.00
PESO ESPECIFICO DEL SOBRECIMIENTO (KG/M3)	$\gamma_{s/c} =$	2,400.00
PESO ESPECIFICO DE ALBAÑILERÍA (KG/M3)	$\gamma_m =$	1,800.00
PESO ESPECIFICO DE VIGA DE ARRIOSTRE (KG/M3)	$\gamma_v =$	2,400.00
ANCHO DEL CIMENTO (M)	$B_c =$	0.40
ANCHO DEL SOBRECIMIENTO (M)	$b_{s/c} =$	0.25
ESPESOR DEL MURO (M)	$t =$	0.24
ANCHO DE VIGA SOLERA (M)	$b_v =$	0.25
ALTURA DEL CIMENTO (M)	$h_c =$	0.60
ALTURA DEL SOBRECIMIENTO (M)	$h_{s/c} =$	0.50
ALTURA DEL MURO (M)	$h_m =$	2.80
ALTURA DE LA VIGA (M)	$h_v =$	0.20
ALTURA DEL RELLENO (M)	$h_s =$	0.20
SEPARACIÓN DE LA COLUMNA DE ARRIOSTRE (m)	$S =$	2.85
POSICIÓN DEL EJE DEL SOBRECIMIENTO EN "X" (M)	$X_{s/c} =$	0.075
POSICIÓN DEL EJE DEL MURO EN "X" (M)	$X_m =$	0.120
POSICIÓN DEL EJE DE LA VIGA EN "X" (M)	$X_v =$	0.075
ESFUERZO ADMISIBLE EN TRACCIÓN POR FLEXIÓN DEL MURO (kg/m ²)	$f_t =$	15000
PESO ESPECIFICO DEL TERRENO (KG/M3)	$\gamma_s =$	1,860.00
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL TERRENO	$\phi_s =$	6.00
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO (KG/CM ²)	$\sigma_s =$	0.87



Siendo las dimensiones de $a = 2.80\text{m}$, y $b = 3.00\text{m}$, verificamos el espesor del muro:

$a =$	2.80 m
$b =$	3.00 m
$b/a =$	1.071
$m =$	0.053
$s =$	0.648
$t_{\text{min}} =$	0.22 m
OK	

Por lo que trabajaremos muros de cabeza con $e = 0.23\text{m}$

Diseño de cerco perimétrico

Carga actuante en el muro

$$w = 0.8Z \cdot U \cdot C_1 \cdot \gamma_e$$

$$w = 311.04 \text{ kg/m}^2$$

Momento actuante en la albañilería

$$M_s = m \cdot w \cdot a^2$$

$$M_s = 129.62 \text{ kg-m/m}$$

Esfuerzo normal producido por el momento flecto

$$f_m = 6 M_s / t^2$$

$$f_m = 13501.97 \text{ kg/m}^2$$

OK

Entonces podemos comprobar que el esfuerzo que produce el momento flector es menor al esfuerzo máximo que soporta el ladrillo, que en este caso es 1500kg/cm²

Diseño de viga solera y columnas de amarre

Viga solera		
longitud de viga	lv=	3.00 m
wu proveniente de albañilería	w1=	328.05 kg/m
wu proveniente de columna de arriostre	w2=	124.42 kg/m
Momento último	Mu=	1622.48 kg/m
Cortante última	Vu=	1463.47 kg
	∅Vc > Vu	OK

Acero Long	4 ∅ 1/2"
Acero Transv	1 @ 5, 4 @ 10, R @ 20

Columna de amarre		
Longitud de columna	l=	2.80 m
wu proveniente de albañilería	w1=	340.20 kg/m
wu proveniente de columna de arriostre	w2=	124.42 kg/m
Momento último	Mu=	1443.13 kg/m
Cortante última	Vu=	1408.43 kg
	∅Vc > Vu	OK

Acero Long	4 ∅ 1/2"
Acero Transv	1 @ 5, 4 @ 10, R @ 20

4.6.15. Metrados de estructuras

RESUMEN DE METRADO – MÓDULO 1

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	TOTAL
01	ESTRUCTURAS		
01.01	OBRAS PROVISORIALES Y TRABAJOS PRELIMINARES		
01.01.01	CONSTRUCCIONES PROVISORIALES		
01.01.01.01	OFCINAS DE OBRAS	m2	20.00
01.01.01.02	ALMACEN DE OBRA Y CASETA DE GUARDIANÍA	m2	32.00
01.01.01.03	BAÑOS PORTÁTILES PARA OBREROS	und	6.00
01.01.01.04	CERCO PERIMETRICO PROVISORIAL DURANTE LA OBRA	m	407.63
01.01.01.05	CARTEL DE OBRA DE 7.20M X 3.60M	und	1.00
01.01.02	TRABAJOS PRELIMINARES		
01.01.02.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	10865.47
01.01.03	REMOCCIONES		
01.01.03.01	DESMONTAJE DE POSTES	und	11.00
01.01.03.02	DESMONTAJE DE REFLECTORES	und	
01.01.03.03	DESMONTAJE DE PUERTAS	m2	2.94
01.01.04	DEMOLICIONES		
01.01.04.01	DEMOLICION DE CIMIENTOS DE CONCRETO SIMPLE	m3	1.88
01.01.04.02	DEMOLICION DE SOBRECIMIENTO DE CONCRETO	m3	0.56
01.01.04.03	DEMOLICION DE COLUMNAS Y VIGAS DE CONCRETO	m3	0.74
01.01.04.04	DEMOLICION DE LOSA ALIGERADA	m2	8.75
01.01.04.05	DEMOLICION DE MUROS DE LADRILLO KK	m2	19.74
01.01.04.06	DEMOLICION DE LOSA DE CONCRETO SIMPLE	m2	26.00
01.01.04.07	ELIMINACION DE MATERIAL PRO V. DE DEMOLICION	m3	86.51
01.01.05	TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO		
01.01.05.01	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINARES	m2	10865.47
01.01.06	MOVILIZACIÓN DE CAMPAMENTO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		
01.01.06.01	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPOS	glb	1.00
01.01.07	SEGURIDAD Y SALUD		
01.01.07.01	PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO	glb	1.00
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.02.01	EXCAVACIONES		
01.02.01.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	m3	27.65
01.02.01.02	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS CORRIDOS	m3	178.12
01.02.01.03	EXCAVACION DE ZANJAS PARA VIGAS DE CIMENTACIÓN	m3	31.11
01.02.01.04	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CISTERNA	m3	60.37
01.02.01.05	EXCAVACION DE ZANJAS PARA PEDESTAL	m3	19.97
01.02.02	CORTES		
01.02.02.01	CORTE SUPERFICIAL MANUAL h= 0.10m	m2	121.53
01.02.02.02	CORTE SUPERFICIAL MANUAL h= 0.35m	m2	608.00
01.02.02.03	CORTE SUPERFICIAL MANUAL PARA VEREDAS h= 0.10m	m2	1233.34
01.02.03	RELLENOS		
01.02.03.01	RELLENO COMPACTADO C/MATERIAL PROPIO	m3	22.08
01.02.03.02	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO CON MATERIAL DE PRESTAMO TIPO ARENA FINA	m3	14.33
01.02.03.03	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO CON MATERIAL DE PRESTAMO TIPO ARENA MEDIANA	m3	797.88
01.02.03.04	NIVELACIÓN INTERIOR Y APISONADO	m2	2382.59
01.02.04	ELIMINACION DE EXCAVACIONES		
01.02.04.01	ACARREO INTERNO MATERIAL PROCEDENTE DE EXCAVACION	m3	295.03
01.02.04.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	295.03

01.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
01.03.01	SOLADO		
01.03.01.01	SOLADO e= 4", F' C= 100KG/CM2	m2	264.67
01.03.02	CIMENTOS CORRIDOS		
01.03.02.01	CIMENTO CORRIDO 1: 12 + 30%PG, MAX 4"	m3	97.60
01.03.03	SOBRECIMIENTO		
01.03.03.01	SOBRECIMIENTO S F' C= 175KG/CM2	m3	64.76
01.03.03.02	SOBRECIMIENTO S - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	541.41
01.03.04	FALSO PISO		
01.03.04.01	FALSO PISO E= 4", F' C= 140KG/CM2	m2	145.77
01.03.05	LOSA DEPORTIVA		
01.03.05.01	LOSA DEPORTIVA DE CONCRETO 175 KG/CM2 E= 6", ACAB. POLIDO Y PULIDO	m3	273.60
01.03.05.02	LOSA DEPORTIVA DE CONCRETO ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	180.90
01.03.06	VEREDAS		
01.03.06.01	VEREDAS-CONCRETO F' C= 175KG/CM2	m2	2382.59
01.03.06.02	VEREDAS- ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	179.27
1.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.04.01	ZAPATAS		
01.04.01.01	ZAPATAS - CONCRETO F' C= 280KG/CM2	m3	17.28
01.04.01.02	ZAPATAS - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	399.17
01.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
01.04.02.01	VIGAS DE CIMENTACIÓN - CONCRETO F' C= 280KG/CM2	m3	26.66
01.04.02.02	VIGAS DE CIMENTACIÓN - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	166.65
01.04.02.03	VIGAS DE CIMENTACIÓN - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	3122.14
01.04.03	CO LUMNAS		
01.04.03.01	CO LUMNAS - CONCRETO F' C = 210 KG/CM2	m3	55.49
01.04.03.02	CO LUMNAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	768.72
01.04.03.03	CO LUMNAS - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	7355.52
01.04.04	CO LUMNETAS		
01.04.04.01	CO LUMNETAS - CONCRETO F' C = 210 KG/CM2	m3	5.36
01.04.04.02	CO LUMNETAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	71.50
01.04.04.03	CO LUMNETAS - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	703.52
01.04.05	VIGAS		
01.04.05.01	VIGAS - CONCRETO F' C= 210 KG/CM2	m3	11.11
01.04.05.02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	116.66
01.04.05.03	VIGAS - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	1338.89
01.04.06	LOSA ALIGERADA		
01.04.06.01	LOSA ALIGERADA - CONCRETO F' C= 210 KG/CM2	m3	12.56
01.04.06.02	LOSA ALIGERADA - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	143.50
01.04.06.03	LOSA ALIGERADA - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	570.18
01.04.06.04	LOSA ALIGERADA - LADR. HUECO 15X30X30	und	2843.00
01.04.07	CISTERNA		
01.04.07.01	CISTERNA - CONCRETO F' C = 210 KG/CM2	m3	18.21
01.04.07.02	CISTERNA - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	109.22
01.04.07.03	CISTERNA - ACERO FY= 4200KG/CM2	Kg	1301.55
01.04.08	PEDESTAL		
01.04.08.01	PEDESTAL-CONCRETO F' C= 280 KG/CM2	m3	14.98
01.04.08.02	PEDESTAL- ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	149.76
01.04.08.03	PEDESTAL - ACERO FY= 4200 KG/CM2	kg	2903.60
01.04.09	GRADERÍAS		
01.04.09.01	GRADERÍA METALICA	und	3.00
01.04.10	JUNTAS		
01.04.10.01	JUNTAS SÍMICAS CON TECKNO PORTE= 1"	ml	249.60
01.04.10.02	JUNTAS DE DILATACIÓN CON ESPUMA PLASTICA Y JEBE MICRO POROSO	ml	249.60
01.04.10.03	JUNTAS DE DILATACIÓN CON SELLO ASFÁLTICO FLEXIBLE	ml	374.00
01.04.11	BRUÑAS		
01.04.11.01	BRUÑAS PARA VEREDAS	ml	339.00
1.05	VARIOS		
01.05.01	MITIGACIÓN AMBIENTAL	glb	1.00

RESUMEN DE METRADOS – MÓDULO 2

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	TOTAL
01	ESTRUCTURAS		
01.01	OBRAS PROVISIONALES Y TRABAJOS PRELIMINARES		
01.01.01	TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO		
01.01.01.01	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINARES	m2	1110.00
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.02.01	EXCAVACIONES		
01.02.01.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	m3	98.00
01.02.01.02	EXCAVACION DE ZANJAS PARA INFILTRACIÓN DE PISCINA	m3	38.40
01.02.01.03	EXCAVACION PARA PISCINA	m3	777.60
01.02.01.04	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS CORRIDOS	m3	5.88
01.02.01.05	EXCAVACION DE ZANJAS PARA PEDESTAL	m3	9.98
01.02.02	CORTES		
01.02.02.01	CORTE SUPERFICIAL MANUAL h= 0.10m	m2	620.85
01.02.03	RELLENOS		
01.02.03.01	RELLENO COMPACTADO C/MATERIAL PROPIO	m3	62.09
01.02.03.02	RELLENO COMPAC. C/EQUIPO CON MATERIAL DE PRÉSTAMO TIPO ARENA FINA	m3	62.09
01.02.03.03	RELLENO COMPAC. C/EQUIPO CON MATERIAL DE PRÉSTAMO TIPO AFIRMADO	m3	93.13
01.02.03.04	RELLENO CON MATERIAL DE PRÉSTAMO TIPO GRAVA	m3	34.56
01.02.04	ELIMINACION DE EXCAVACIONES		
01.02.04.01	ACARREO INTERNO MATERIAL PROCEDENTE DE EXCAVACION	m3	1195.84
01.02.04.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	1195.84
01.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
01.03.01	SOLADO		
01.03.01.01	SOLADO e= 4", FC= 100KG/CM2	m2	608.50
01.03.02	CIMIENTOS CORRIDOS		
01.03.02.01	CIMIENTO CORRIDO FC= 175KG/CM2 + 30%PG, MAX 4"	m3	68.11
01.03.03	SOBRECIMIENTO		
01.03.03.01	SOBRECIMIENTOS FC= 175KG/CM2	m3	17.03
01.03.03.02	SOBRECIMIENTOS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	227.04
01.03.04	FALSO PISO		
01.03.04.01	FALSO PISO E= 4", FC= 140KG/CM2	m2	620.85
1.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.04.01	ZAPATAS		
01.04.01.01	ZAPATAS - CONCRETO FC= 280KG/CM2	m3	73.50
01.04.01.02	ZAPATAS - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	1650.03
01.04.02	COLUMNAS		
01.04.02.01	COLUMNAS - CONCRETO FC = 210 KG/CM2	m3	15.12
01.04.02.02	COLUMNAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	141.12
01.04.02.03	COLUMNAS - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	2087.18
01.04.03	COLUMNETAS		
01.04.03.01	COLUMNETAS - CONCRETO FC = 210 KG/CM2	m3	8.28
01.04.03.02	COLUMNETAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	110.40
01.04.03.03	COLUMNETAS - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	932.16
01.04.04	VIGAS		
01.04.04.01	VIGAS - CONCRETO FC= 210 KG/CM2	m3	22.32
01.04.04.02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	100.44
01.04.04.03	VIGAS - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	2005.29

01.04.05	PISCINA		
01.04.05.01	PISCINA - CONCRETO FC= 280 KG/CM2	m3	149.15
01.04.05.02	PISCINA - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	138.26
01.04.05.03	PISCINA - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	8259.05
01.04.06	PEDESTAL		
01.04.06.01	PEDESTAL- CONCRETO FC= 280KG/CM2	m3	8.74
01.04.06.02	PEDESTAL- ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	87.36
01.04.06.03	PEDESTAL- ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	1451.80
01.04.07	GRADERIAS		
01.04.07.01	GRADERÍAS METALICAS	und	2.00
01.04.08	JUNTAS		
01.04.08.01	JUNTAS DE CONSTRUCCION CON TECKNO PORTE= 1"	ml	134.40
01.04.08.02	JUNTAS DE DILATAACION CON ESPUMA PLASTICA Y JEBE MICROPOROSO	ml	134.40
01.05	ESTRUCTURAS METALICAS		
01.05.01	ARCOS METÁLICOS		
01.05.01.01	ARMADO DE ARCO METÁLICO TIPO 1	und	4.00
01.05.01.02	ARMADO DE ARCO METÁLICO TIPO 2	und	4.00
01.05.01.03	ARMADO DE ARCO METÁLICO TIPO 3	und	4.00
01.05.01.04	MONTAJE E IZAJE DE ARCOS	und	12.00
01.05.01.05	APOYO FIJO DE TIJERAL METALICO	und	7.00
01.05.01.06	APOYO MOVIL DE TIJERAL METALICO	und	7.00
01.05.01.07	CORREAS	und	216.00
01.05.01.08	CRUZ DE SAN ANDRES 1/2"	und	204.00
01.05.01.09	COBERTURA POLICARBONATO ALVEOLAR 16mm	und	168.00
01.05.01.10	RIEL D= 1.5"	und	4.00

RESUMEN DE METRADO- MÓDULO 3

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	TOTAL
01	ESTRUCTURAS		
01.01	OBRAS PROVISIONALES Y TRABAJOS PRELIMINARES		
01.01.01	TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO		
01.01.01.01	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINARES	m2	549.60
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.02.01	EXCAVACIONES		
01.02.01.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	m3	39.04
01.02.01.02	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS CORRIDOS	m3	22.58
01.02.01.03	EXCAVACION DE ZANJAS PARA VIGAS DE CIMENTACIÓN	m3	6.50
01.02.02	CORTES		
01.02.02.01	CORTE SUPERFICIAL MANUAL h= 0.10m	m2	525.65
01.02.03	RELLENOS		
01.02.03.01	RELLENO COMPACTADO C/MATERIAL PROPIO	m3	4.08
01.02.03.02	RELLENO COMPAC. C/EQUIPO CON MATERIAL DE PRÉSTAMO TIPO ARENA FINA	m3	56.65
01.02.03.03	RELLENO COMPAC. C/EQUIPO CON MATERIAL DE PRÉSTAMO TIPO AFIRMADO	m3	80.61
01.02.04	ELIMINACION DE EXCAVACIONES		
01.02.04.01	ACARREO INTERNO MATERIAL PROCEDENTE DE EXCAVACION	m3	151.59
01.02.04.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO, DM= 15KM	m3	151.59
01.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
01.03.01	SOLADO		
01.03.01.01	SOLADO e= 4", FC= 100KG/CM2	m2	48.80
01.03.02	CIMIENTOS CORRIDOS		
01.03.02.01	CIMENTO CORRIDO FC= 175KG/CM2 + 30%PG, MAX4"	m3	22.58
01.03.03	SOBRECIMIENTO		
01.03.03.01	SOBRECIMENTOS FC= 175KG/CM2	m3	6.12
01.03.03.02	SOBRECIMENTOS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	53.14

1.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.04.01	ZAPATAS		
01.04.01.01	ZAPATAS - CONCRETO F' C= 280KG/CM2	m3	24.40
01.04.01.03	ZAPATAS - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	657.36
01.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
01.04.02.01	VIGAS DE CIMENTACIÓN - CONCRETO F' C= 280KG/CM2	m3	6.50
01.04.02.02	VIGAS DE CIMENTACIÓN - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	40.65
01.04.02.03	VIGAS DE CIMENTACIÓN - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	645.02
01.04.03	COLUMNAS		
01.04.03.01	COLUMNAS - CONCRETO F' C = 210 KG/CM2	m3	25.54
01.04.03.02	COLUMNAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	214.08
01.04.03.03	COLUMNAS- ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	3537.41
01.04.04	COLUMNETAS		
01.04.04.01	COLUMNETAS - CONCRETO F' C = 210 KG/CM2	m3	2.52
01.04.04.02	COLUMNETAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	33.60
01.04.04.03	COLUMNETAS- ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	315.92
01.04.05	VIGAS		
01.04.05.01	VIGAS - CONCRETO F' C= 210 KG/CM2	m3	10.26
01.04.05.02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	70.92
01.04.05.03	VIGAS - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	1162.26
01.04.06	LOSA ALIGERADA		
01.04.06.01	LOSA ALIGERADA - CONCRETO F' C= 210 KG/CM2	m3	3.58
01.04.06.02	LOSA ALIGERADA - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	40.89
01.04.06.03	LOSA ALIGERADA - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	163.20
01.04.06.04	LOSA ALIGERADA - LADR. HUECO 15X30X30	kg	341.00
01.04.07	JUNTAS		
01.04.07.01	JUNTAS DE CONSTRUCCION CON TECKNO PORT	ml	48.00
01.04.07.02	JUNTAS DE DILATACIÓN CON ESPUMA PLASTICA Y JEBE MICRO POROSO	ml	48.00
01.05	ESTRUCTURAS METALICAS		
01.05.01	TIJERALES METALICOS		
01.05.01.01	ARMADO DE TIJERAL METALICO TIPO 1	und	8.00
01.05.01.02	MONTAJE E IZAJE DE TIJERALES	und	8.00
01.05.01.03	APOYO FIJO DE TIJERAL METALICO	und	8.00
01.05.01.04	APOYO MOVIL DE TIJERAL METALICO	und	8.00
01.05.01.05	CORREAS	und	77.00
01.05.01.06	CRUZ DE SAN ANDRES 1/2"	und	14.00
01.05.01.07	COBERTURA ETERNIT	und	350.00

RESUMEN DE METRADO – MÓDULO 4

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	TOTAL
01	ESTRUCTURAS		
01.01	OBRAS PROVISIONALES Y TRABAJOS PRELIMINARES		
01.01.01	TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO		
01.01.01.01	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINARES	m2	387.48
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.02.01	EXCAVACIONES		
01.02.01.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	m3	110.59
01.02.01.02	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS CORRIDOS	m3	12.16
01.02.01.03	EXCAVACION DE ZANJAS PARA VIGAS DE CIMENTACIÓN	m3	50.93
01.02.02	CORTES		
01.02.02.01	CORTE SUPERFICIAL MANUAL h= 0.10m	m2	255.53
01.02.03	RELLENOS		
01.02.03.01	RELLENO COMPACTADO C/MATERIAL PROPIO	m3	32.55
01.02.03.02	RELLENO COMPAC. C/EQUIPO CON MATERIAL DE PRÉSTAMO TIPO ARENA FINA	m3	32.55
01.02.03.03	RELLENO COMPAC. C/EQUIPO CON MATERIAL DE PRÉSTAMO TIPO AFIRMADO	m3	48.82

01.02.04	ELIMINACION DE EXCAVACIONES		
01.02.04.01	ACARREO INTERNO MATERIAL PROCEDENTE DE EXCAVACION	m3	216.69
01.02.04.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO, DM= 15KM	m3	216.69
01.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
01.03.01	SOLADO		
01.03.01.01	SOLADO e= 4", F'C= 100KG/CM2	m2	92.16
01.03.02	CIMENTOS CORRIDOS		
01.03.02.01	CIMIENTO CORRIDO F'C= 175KG/CM2 + 30%PG, MAX4"	m3	12.16
01.03.03	SOBRECIMIENTO		
01.03.03.01	SOBRECIMIENTOS F'C= 175KG/CM2	m3	14.48
01.03.03.02	SOBRECIMIENTOS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	193.07
01.03.04	FALSO PISO		
01.03.04.01	FALSO PISO E= 4", F'C= 140KG/CM2	m2	351.09
1.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.04.01	ZAPATAS		
01.04.01.01	ZAPATAS - CONCRETO F'C= 280KG/CM2	m3	40.75
01.04.01.02	ZAPATAS - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	1242.25
01.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
01.04.02.01	VIGAS DE CIMENTACION - CONCRETO F'C= 280KG/CM2	m3	40.75
01.04.02.02	VIGAS DE CIMENTACION - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	219.75
01.04.02.03	VIGAS DE CIMENTACION - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	4838.93
01.04.03	COLUMNAS		
01.04.03.01	COLUMNAS - CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	36.58
01.04.03.02	COLUMNAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	302.22
01.04.03.03	COLUMNAS - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	4692.91
01.04.04	COLUMNETAS		
01.04.04.01	COLUMNETAS - CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	12.61
01.04.04.02	COLUMNETAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	269.04
01.04.04.03	COLUMNETAS - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	1469.12
01.04.05	PLACAS		
01.04.05.01	PLACAS - CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	9.11
01.04.05.02	PLACAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	129.72
01.04.05.03	PLACAS - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	1311.64
01.04.06	VIGAS		
01.04.06.01	VIGAS - CONCRETO F'C= 210 KG/CM2	m3	24.07
01.04.06.02	VIGAS - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	235.98
01.04.06.03	VIGAS - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	2992.91
01.04.07	LOSA ALIGERADA		
01.04.07.01	LOSA ALIGERADA - CONCRETO F'C= 210 KG/CM2	m3	34.17
01.04.07.02	LOSA ALIGERADA - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	295.57
01.04.07.03	LOSA ALIGERADA - ACERO FY= 4200KG/CM2	kg	3312.90
01.04.07.04	LOSA ALIGERADA - LADR. HUECO 15X30X30	und	1870.00
01.04.08	ESCALERA		
01.04.08.01	ESCALERA - CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	9.84
01.04.08.02	ESCALERA - ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	20.13
01.04.08.03	ESCALERA - ACERO FY= 4200KG/CM2	Kg	259.95
01.04.09	JUNTAS		
01.04.09.01	JUNTAS DE CONSTRUCCION CON TECKNOPORTE= 1"	ml	218.30
01.04.09.02	JUNTAS DE DILACION CON ESPUMA PLASTICA Y JEBE MICROPOROSO	ml	218.30
01.04.09.03	JUNTAS SÍSMICAS ENTRE MÓDULOS CON TAPAJUNTA 4"	ml	26.60

4.6.16. Criterios asumidos para los aportes unitarios

Para las partidas de encofrado de columnas y placas, se está considerando la malla sikaproof A 08 que se pondrá en el encofrado ya que esta se adhiere al concreto, considerando el 5% de desperdicio y los traslapes de la malla.

Partida 01.05.01.01 Armado de Arco Metálico tipo 1

La unidad de medida con la que se está analizando es de und/día. En esta partida se está considerando los materiales para el armado del arco que consiste en los perfiles, la soldadura, además los materiales para la protección como la pintura esmalte y el zincromato. Los arcos de armarán en taller y serán transportados a obra.

Partida 01.05.01.04 Montaje e izaje de arcos

La unidad de medida con la que se está analizando es de und/día. En esta partida se está considerando la actividad de montaje e izaje de los arcos para lo cual se considera una grua, pero debido que esta no trabaja durante las 8 horas, se consideró que trabaja la mitad de una jornada.

Partida 01.05.01.05 Apoyo fijo de Arco

Para esta partida se trabajó con el rendimiento en und/día, se está considerando los pernos que irán en los apoyos de cada columna y a lo largo de la viga, además los materiales para la protección.

Partida 01.05.01.10 Riel D=1.5”

En esta partida se consideró el sistema corredizo del arco retráctil por lo tanto se consideró el riel, las ruedas y la platina.

V. DISCUSIÓN

Con la finalidad de evitar que el proyecto se vea afectado por inundaciones luego de ocurridas las precipitaciones pluviales, se decidió elevar los niveles de piso terminado NTP+0.30 debido a que la zona se vio afectada durante el fenómeno del niño costero 2017.

Para el cálculo del N60 se corrigió el N de campo por la eficiencia del martillo, el diámetro de la perforación, el método de muestreo, el factor de longitud de la varilla y el nivel freático, porque a pesar de que el ensayo del SPT esta normado, existen factores que pueden alterar el resultado como una inadecuada limpieza del agujero, que la energía aplicada varié, entre otras.

Las columnas del ambiente de la piscina se dimensionaron considerando que éstas son quienes van a soportar las tensiones originadas por el arco, debido que no se pueden trabajar con cables tensores por el mismo sistema retráctil que tiene la estructura, motivo por el cual las columnas tenían que soportar los desplazamientos producidos por los distintos tipos de carga, cumpliendo con la deriva máxima de 0.007 (concreto armado).

Se decidió trabajar con una rueda de acero acanalada de 2" de diámetro en los extremos de cada arco, con rieles tubulares para un mejor mantenimiento de la cobertura retráctil y evitar tener problemas en su sistema corredizo.

Al definir el tipo de motor para el sistema de automatización de la cobertura retráctil se consideró colocar dos engranajes de relación 1/5 para que cuando los arcos trabajen con el motor en su sistema de abierto y cerrado, la velocidad en que se abrirán los arcos no sea muy abrupta.

Se idealizaron distintos casos de carga que puede sufrir la viga carril para poder determinar el máximo momento de diseño.

Para las losas aligeradas en dos direcciones se decidió trabajar con alturas equivalentes debido que para el modelamiento se dibujó como una losa maciza, por ello se calcularon las inercias aparentes.

Se realizó la comprobación de la cortante en ambos sentidos, V13 y V23 para las losas aligeradas en dos direcciones y se dividió entre 2.5 ya que esa es la cantidad de viguetas para 1 m de longitud y se verificaron con la cortante resistente de 1 vigueta.

Se utilizará un malla geotextil para proteger las columnas y placas que están en contacto con el terreno natural, debido que éste tiene moderadas concentración de sulfato. La malla

que se utilizará será SikaProof-A o una similar ya que este producto tiene ventajas como: resistente a los medios agresivos de suelo, instalación fácil rápida y segura, tiene una gran resistencia al paso del tiempo y no tiene segregación ni pérdida de lechada. La malla se colocará hasta +0.10 del NPT.

Para el encofrado de columnas y placas se utilizarán paneles de madera con triplay de 12mm de espesor debido a que se colocarán mallas geotextiles para la protección de dichos elementos estructurales.

Se dividió el proyecto en 4 módulos cuya agrupación es: Módulo 1 compuesto por el ambiente de administración, stands de venta, veredas, plataformas deportivas, cisterna y cerco perimétrico; Módulo 2 compuesto por el ambiente de la piscina, Módulo 3 compuesto por el ambiente del auditorio y finalmente el Módulo 4 que está compuesto por los ambientes de salas múltiples.

VI. CONCLUSIONES

- Luego de realizar el levantamiento topográfico del terreno se pudo obtener la cota de la rasante 23.687 y en base a ello poder elevar los niveles de piso terminado del proyecto a la cota 23.987.
- Del estudio de mecánica de suelos se concluye que:
El tipo de suelo es arcilla de baja a media plasticidad (CL)
La profundidad de cimentación para las estructuras de 2 niveles es de 1.20m y para las estructuras de 1 nivel es 0.80m.
La capacidad portante admisible para el tipo de cimentación y la profundidad recomendada, según los ensayos realizados en el laboratorio de suelos fue de 0.88 kg/cm².
Se encontró nivel freático a 1.60m de profundidad de exploración.
El tipo de cimentación es de zapatas conectadas.
Debido a los resultados del ensayo de cloruros y sulfatos el terreno presenta moderadas concentraciones de sulfato, por ello se trabajará con una resistencia a la compresión ($f'c$) de 280kg/cm² para la cimentación, piscina y cisterna.
- Para el diseño de los componentes del arco retráctil y las bridas paralelas se analizaron por esfuerzos axiales de compresión y tracción, donde se realizaron las verificaciones por pandeo lateral y local en el caso de diseño por compresión, y se verificaron las fallas por fluencia y fractura en el caso de diseño por tracción.
- Para el sistema de desplazamiento de los arcos se considerarán dos motores de 1HP con su sistema de engranajes a cada extremo de los arcos.
- Luego de realizar el análisis sísmico resistente de cada módulo del complejo deportivo, se recomiendan los siguientes parámetros antisísmicos:
Factor de Zona: nos encontramos en la zona 4 por lo que Z: 0.45.
Factor de Suelo: por ser tipo de suelo 2, el factor S: 1.05.
Periodo que define la plataforma del factor C: Tp: 0.6.
Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante: TL: 2.0.
- Se realizó el diseño de los elementos estructurales que conforman el complejo deportivo Nuevo San Lorenzo, considerando las recomendaciones establecidas en la Norma de Concreto Armado E.060.

- El costo de la Obra es de 3,281,162.85 (Tres millones doscientos ochenta y un mil ciento sesenta y 85/100 soles) y se estima un plazo de 86 días calendario.
- Luego de realizar el estudio de Impacto ambiental se detectaron los factores que son los más dañados por distintas acciones del proyecto, el factor más afectado fue el aire ya que durante la obra se originará ruido y la movilización de la maquinaria generará polvo, es por ellos que se adoptarán medidas preventivas de mitigación las cuales están plasmadas en el Plan de manejo ambiental; por otro lado el factor beneficiado es el medio socio económico ya que durante la temporada de construcción proporcionará trabajo y demanda de servicios.

VII. RECOMENDACIONES

Se recomienda que las Universidades promuevan este tipo de proyectos de tesis ya que ayudan a evitar los problemas sociales en la población como la delincuencia, pandillaje, drogadicción y promueven el deporte.

Se recomienda que las canchas al aire libre tengan una orientación adecuada la cual debe estar lo más perpendicular posible al viento y a la dirección del sol, teniendo como mínimo un ángulo de inclinación de 15° como lo indica el IPD [1].

En todo proyecto se debe tener en cuenta el problema pluvial por el fenómeno del niño costero, haciendo énfasis a la frase “reconstrucción por cambios”.

Debido que la provincia de Chiclayo tiene fuertes vientos, se recomienda que los proyectos que tiene piscina se encuentren en ambientes cerrados, para disminuir que el agua de la piscina se contamine muy rápido.

Debido que todo el Perú se encuentra en una zona sísmica es importante evaluar en los elementos que se diseñan por flexo compresión la verificación de columna fuerte – viga débil.

Debido que los gobiernos regionales son quienes realizan este tipo de proyecto se debe separar por etapas dejando a opción que se pueda trabajar todo el proyecto en conjunto o etapas de acuerdo a la disponibilidad económica.

En todo estudio de suelos, además de obtener la capacidad portante, se debe evaluar si un suelo es colapsable, expansivo o presenta licuefacción

VIII. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Instituto Peruano del Deporte, “Plan Nacional de Deporte”, 2017 [En línea]. Disponible en: <http://www.ipd.gob.pe/images/documentos-digitales/documentos-mapasitio/plan-nacional-deporte-2011-2030.pdf>. [Accedido 28-Abr-2017].
- [2] E. Dunning, *El Fenómeno Deportivo*, Barcelona: Paidotribo, 2010.
- [3] J. Sarukham, *Importancia del uso de tiempo libre*. México: Alfaomega, 2010.
- [4] Instituto Nacional de Estadística e Informática, “Censos Nacionales 2015”, 2015 [En línea]. Disponible en: <https://www.inei.gob.pe/estadisticas/censos/> de 2015. [Accedido 14-Abr-2017].
- [5] O. Villagra, “*Evaluación técnica y social de alternativas de mejoramiento del complejo deportivo La Granja*”, Tesis de Grado, Universidad Nacional de Talca, Maule – Chile, 2008.
- [6] R. Tola, “Magdalena construirá complejo deportivo en sector Costa Vere”, La República, Nov. 2008.
- [7] T. Carbajal, “Creación del Complejo Deportivo Municipal de San José, distrito de San José,- Pacasmayo- La Libertad”, 2012 [En línea]. Disponible en: http://www.proinversion.gob.pe/snip/consulta_snip.asp?codigo=230208. [Accedido: 25-Abr-2017].
- [8] M. Figallo Álvarez y R. Pazos Sotelo, “*Complejo deportivo y comercial Municipal – Surquillo*”, Tesis de grado, Universidad Ricardo Palma, 2016.
- [9] P. Sergio, “*Polideportivo Patricio Mekiz Spikin*”, Tesis de grado, Universidad de Chile, 2010.
- [10] *Ley de promoción y desarrollo del deporte*, Ley N° 28036, 2003.
- [11] *Ley General del Ambiente*, Ley N° 28611, 2005.
- [12] *Ley general de Educación*, Ley N° 28044, 2003.
- [13] *Norma de Cargas – Perú*, E-020, 2006.
- [14] *Norma de Diseño Sismo Resistente – Perú*, E-030, 2018.
- [15] *Norma de Mecánica de Suelos-Perú*, E-050, 2006.
- [16] *Norma de Concreto Armado- Perú*, E-060, 2009.
- [17] *Norma de Estructuras Metálicas- Perú*, E-090, 2006.

- [18] *Norma Técnica Peruana*, NTP-339.133, 2014.
- [19] M. Braja, *Fundamento de ingeniería de cimentaciones*, México:Cengage Learning, 2011.
- [20] E. Juárez Badillo y A. Rico Rodríguez, *Mecánica de suelos*, México:Ediorial Limusa, 1978.
- [21] *Norma Técnica Peruana*, NTP-339.127, 2014.
- [22] *Norma Técnica Peruana*, NTP-339.128, 2014.
- [23] *Norma Técnica Peruana*, NTP-339.129, 2014.
- [24] *Norma Técnica Peruana*, NTP-339.134, 2014.
- [25] *Norma Técnica Peruana*, NTP-339.131, 2014.
- [26] *Norma American Society for Testing and Materials*, ASTM D 6951-03,2003.
- [27] A. Rodríguez Serquén, *Diseño de Estructuras Metálicas*, Lima: Prometeo, 2012.
- [28] A. Salazar Rodríguez, *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*, 2015, pp 114-118 [En línea]. Disponible en: <https://docplayer.es/73959847-Guia-para-el-diseno-y-construccion-de-pavimentos-rigidos-lng-aurelio-salazar-rodriguez.html> [Accedido: 30-May-2018].
- [29] *Norma de Albañilería – Perú*, E-070; 2016.
- [30] J. McCormac y S. Csernak, *Diseño de estructuras de acero (5ta Edición)*, México: Alfaomega, 2013.
- [31] M. Bozzo, *Industrialización y Construcción de Estructuras de Grandes Luces*, Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia, 2008.
- [32] R. Serway y J. Jewett, *Física para ciencias e ingeniería con física moderan*, México: CENGAGE Learning, 2009.
- [33] *Norma de Instalaciones Sanitarias- Perú*, IS-010, 2014.
- [34] *Norma Técnica Peruana*, NTP-339.133, 2014.
- [35] *Norma Técnica Peruana*, NTP-339.139, 2014.
- [36] Instituto Nacional de Defensa Civil, *Plan de prevención ante desastres: Uso del suelo y medidas de mitigación ciudad de Chiclayo*, 2003 [En línea]. Disponible en:

http://bvpad.indecı.gov.pe/doc/estudios_CS/Region_lambayeque/chiclayo/chiclayo.pdf
[Accedido: 24-Abr-2018].

IX. ANEXOS

ANEXO N°01: DOCUMENTOS

ANEXO N°02: CUADROS

ANEXO N°03: FOTOGRAFÍAS

ANEXO N°04: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ANEXO N°05: PLANILLA DE METRADOS

ANEXO N°06: GASTOS GENERALES

ANEXO N°07: ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

ANEXO N°08: PRESUPUESTO

ANEXO N°09: CRONOGRAMA DE OBRA

ANEXO N°10: ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

ANEXO N°11: PLANOS

ANEXO N°01: DOCUMENTOS

DOCUMENTO N°1.1: Documentación del Saneamiento físico- legal del terreno, donde se realizará el proyecto.

		Zona Registral N° II - Sede Chiclayo
<p>CERTIFICADO LITERAL</p> <p>URBANIZACION POPULAR DE INTERES SOCIAL SAN LORENZO IV SECTOR MZ P LOTE 2 P10156502 DPTO: LAMBAYEQUE PROV. CHICLAYO DIST: JOSE LEONARDO ORTIZ</p>		
Uso: AREA RECREACION	Situación: CARGA	Estado: PARTIDA ACTIVA
Antecedente Registral : P10155841		
Titular(es) Actual(es)		
EL ESTADO PERUANO REPRESENTADO POR COFOPRI S/D		
Medidas y Colindancias Actuales :		
TERRENO	Área 10901.90	
LINDEROS	MEDIDAS	COLINDANCIA
Frente	80.77 ML	CA. PUERTO RICO
Derecha	120.41 ML	CA. 4 DE NOVIEMBRE
Izquierda	ML	CA. EL TRIUNFO, LOTE 1(SERVICIO COMUNAL)
1	54.56 ML	CA. EL TRIUNFO, LOTE 1(SERVICIO COMUNAL)
2	85.58 ML	
Fondo	66.18 ML	CA. SAN GENARO
Asiento(s) Registral(es) :		
CARGAS :		
1	INSCRIPCION DE USO Asiento de Presentación Nro. 2012-00011662 del 09/02/2012 a horas 11:35:25 Registrador Público GONZALES HURTADO, WALTER Fecha de Inscripción 20/02/2012	AS. 00002
PREDIOS :		
1	INSCRIPCION DE PLANO DE TRAZADO Y LOTIZACION Asiento de Presentación Nro. 2010-00069754 del 04/11/2010 a horas 03:29:52 Registrador Público SANABRIA ROJAS, IRVING Fecha de Inscripción 21/12/2010	AS. 00001
Expediente(s) / Título(s) en Trámite :		
No existe(n) título(s) pendiente(s).		
El Registrador que suscribe deja constancia que la información transcrita en 3 página(s) corresponde literalmente al contenido de la partida registral que corre en los archivos de este registro.		
Se expide el presente certificado a las 11:07:54 horas del día 17 de Abril del 2017		
		 Oscar Abel Horna Huamanchumo CERTIFICADOR Zona Registral N° II - Sede Chiclayo
Publicidad N° : 2017-2443180	Derechos: S/ ***19.00 Cajero: HORNA HUAMANCHUMO, OSCAR ABEL	Oficina Registral: CHICLAYO
Fecha: 17/04/2017 11:08:19	Página 1 de 3	

DOCUMENTO N°1.2: Declaración jurada



"AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO"

DOCUMENTO HO REDACTADO
EN LA NOTARÍA

DECLARACION JURADA

Yo, ELIZABETH MARIE ARRUE VINCES, identificado con DNI N° 73261892, código universitario: 121CV35045, con domicilio en la Calle Cois este N° 259 del Distrito de Chiclayo, alumno de la universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, declaro bajo juramento tener conocimiento que el proyecto de tesis denominado "Diseño estructural del complejo deportivo Nuevo San Lorenzo, utilizando estructuras especiales, distrito José Leonardo Ortiz, provincia de Chiclayo, 2017" no ha sido ni viene siendo realizado por ninguna persona o institución, sometiéndose a las sanciones que tiene la Universidad, por lo cual se firma el presente documento en señal de veracidad

Chiclayo, 02 de Mayo del 2017



Elizabeth Marie Arrue Vines
DNI: 73261892



CERTIFICO QUE LA FIRMA QUE APARECE CORRESPONDE
A: Elizabeth Marie Arrue Vines
CUI EN SUSCRIBIÓ EL PRESENTE DOCUMENTO EN MI
OFICINA IDENTIFICÁNDOSE CON: 73261892
EL CUAL NO ASUME RESPONSABILIDAD SOBRE EL CONTENIDO DEL DOCUMENTO
CHICLAYO, 02 DE Mayo DEL 2017

JAI ME CÁRDENAS POSSECA
NOTARIO - ABOGADO

DOCUMENTO N°1.3: Constancia de la inexistencia del proyecto.



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
SUBGERENCIA DE INFRAESTRUCTURA

"Año del buen servicio al ciudadano"

José Leonardo Ortiz, 27 de Abril del 2017.

CARTA N° 001-2017-MDJLO/UF-CQN

Señorita
ELIZABETH MARIE ARRUE VINCES
Estudiante de Ing. Civil Ambiental
Calle Cois Este N° 259
Chiclayo.-

ASUNTO : COMUNICA INEXISTENCIA DE PROYECTO.

REFERENCIA: CARTA S/N DE FECHA 25 de Abril del 2017
PROVEIDO N° 380-2017-MDJLO/GIDU

De mi consideración:

Por intermedio del presente me dirijo a usted para expresarle mi cordial saludo y a la vez en atención a su documento de la referencia hacer de su conocimiento que en la Unidad Formuladora de esta Municipalidad no existe el proyecto: "DISEÑO DEL COMPLEJO DEPORTIVO NUEVO SAN LORENZO UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, 2017".

Cabe resaltar, que se expide la presente con fines para que pueda desarrollar y diseñar su proyecto de Tesis, como estudiante de la Escuela profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Particular Santo Toribio de Mogrovejo.

Sin otro particular, me despido de usted.

Atentamente,

Cc.
copia
archivo.
cqn/

DOCUMENTO N°1.4: Permiso para realización de estudio topográfico y estudio de Mecánica de Suelos.



**MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE JOSE LEONARDO ORTIZ
GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA Y DESARROLLO URBANO**

“Año del Buen Servicio al Ciudadano”

José Leonardo Ortiz, de 03 de Mayo del 2017.

CARTA N° 090-2017-MDJLO/GIDU.

Señor:

SRTA. ELIZABETH MARIE ARRUE VINCE.

Estudiante de Ing. Civil Ambiental.

Presente.-

ASUNTO : AUTORIZACION PARA REALIZAR ESTUDIOS.

REFERENCIA: SOLICITUD

Tengo el agrado de dirigirme a usted para saludarla cordialmente y a la vez según referencia; esta GERENCIA autoriza a realizar el estudio de Mecánica de Suelo y Estudio Topográfico para proyecto de tesis “DISEÑO DEL COMPLEJO DEPORTIVO NUEVO SAN LORENZO UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, DISTRITO DE JOSE LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, 2017”, cabe indicar que los estudios serán utilizados para fines académicos.

Es todo cuanto tengo que informar a usted para su conocimiento y fines.

Atentamente.

MUNICIPALIDAD DISTRITAL JOSÉ LEONARDO ORTIZ
Ing. Ivan Chafloque Montenegro
GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA Y DESARROLLO URBANO

c.c.
Archivo.
SIC-Mdnt.
(05) FOLIOS

DOCUMENTO N°1.5: Carta de Necesidad de Elaboración del proyecto.



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
ALCALDIA

"Año del buen servicio al ciudadano"

José Leonardo Ortiz, 07 de Junio de 2017

Señor
ING. ANIBAL DIAZ ORREGO
DIRECTOR DE ESCUELA DE ING. CIVIL AMBIENTAL
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
Chiclayo.-

ASUNTO : NECESIDAD DE ELABORACIÓN DE PROYECTO
Ref. : Proyecto de tesis "Diseño estructural del complejo deportivo Nuevo San Lorenzo utilizando estructuras especiales, distrito de José Leonardo Ortiz, provincia de Chiclayo, 2017"

De mi especial consideración:

Tengo el agrado de dirigirme a Usted para saludarlo muy cordialmente, y a la vez, aprovecho la oportunidad para hacer de su conocimiento que el Proyecto denominado "Diseño estructural del complejo deportivo Nuevo San Lorenzo utilizando estructuras especiales, distrito de José Leonardo Ortiz, provincia de Chiclayo, 2017", es una necesidad de la Municipalidad de José Leonardo Ortiz, para el servicio a la comunidad y que viene considerándose desde hace mucho tiempo y que además cabe señalar que no se encuentra ejecutada ni cuenta con el Expediente técnico hasta la fecha de redacción de este documento.

Sin otro particular, me despido de usted.

Atentamente:


MUNICIPALIDAD DISTR. J.L. ORTIZ
EPIFANIO CÚBAR CORUMAYO
ALCALDE

ANEXO N°02: CUADROS

CUADRO N°2.1: Disponibilidad de Infraestructuras Deportivas año 2010

ESCENARIOS	MUNICIPALIDADES	IPD
Estadios	1,346	54
Complejos deportivos	826	9
Parques Zonales	320	0
Losas Multideportivas	3,133	0
Losas de Futbito	1,587	0
Losas de Basquetbol	242	0
Losas de Voleibol	362	0
Piscinas	352	7
Gimansios	45	0
Coliseos Deportivos	32	24
Kartodromos	-	2
Terrenos	-	70
Otros	40	*14

Fuente: IPD – Plan Nacional del Deporte

CUADRO N°2.2: Datos generales del Distrito de José Leonardo Ortiz

Departamento	Lambayeque
Provincia	Chiclayo
Distrito	José Leonardo Ortíz
Altura (m.s.n.m)	40
Extensión Territorial (km ²)	28.2
Población (hab)	167,758
Densidad Poblacional (hab/km ²)	5,735

Fuente: INEI - XI Censo Nacional de Población y VI de Vivienda 2007

CUADRO N°2.3: Dato poblacional del Distrito de José Leonardo Ortiz 2012-2015

DEPARTAMENTO, PROVINCIA Y DISTRITO	2012			2013			2014			2015		
	Total	Hombre	Mujer									
LAMBAYEQUE	836,299	402,952	433,347	843,445	406,196	437,249	850,484	409,389	441,095	857,405	412,524	444,881
CHICLAYO	836,299	402,952	433,347	843,445	406,196	437,249	850,484	409,389	441,095	857,405	412,524	444,881
CHICLAYO	286,105	134,400	151,705	288,063	135,233	152,830	289,956	136,034	153,922	291,777	136,797	154,980
CHONGOYAPE	18,214	9,177	9,037	18,128	9,127	9,001	18,036	9,074	8,962	17,940	9,019	8,921
ETEN	10,868	5,131	5,737	10,772	5,076	5,696	10,672	5,019	5,653	10,571	4,962	5,609
ETEN PUERTO	2,247	1,035	1,212	2,220	1,013	1,207	2,194	992	1,202	2,167	971	1,196
JOSE LEONARDO ORTIZ	184,660	89,141	95,519	187,530	90,527	97,003	190,388	91,908	98,480	193,232	93,283	99,949

Fuente: INEI, Municipalidad Distrital de José Leonardo Ortiz 2012-2015

CUADRO N°2.4: Cuadro de denuncias en el distrito de José Leonardo Ortiz 2016

REGION POLICIAL LAMBAYEQUE



CUADRO DE RESULTADO DE INCIDENCIA DELICTIVA DEL AÑO 2016

SUB UNIDADES	DCP(DELITOS CONTRA EL PATRIMONIO)								DCVCS(DELITOS CONTRA LA VIDA, EL CUERPO Y LA SALUD)								DPC (DELITO DE PELIGRO COMUN)						DOF(DELITO ORDEN FINANCIER)	DAJ	CONFLICTOS SOCIALES		VIOLENCIA FAMILIAR			TOTAL
	ROBO A PERSONAS	ROBO DE VEHICULOS	ROBO EN TRANSPORTE	ROBO A DOMICILIOS	ROBO A COMERCIOS	HURTO A PERSONAS	HURTO A DOMICILIOS	HURTO A COMERCIOS	HOMICIDIOS	SUICIDIOS	FEMINICIDIO	SICARIATO	EXTORSION	LESIONES POR PAF	LESIONES POR ACCIDENTE DE TRANSITO	ACCIDENTE DE TRANSITO FATALES	TENENCIA ILEGAL DE ARMA	ALCOHOLEMIA	VIOLACION DE LIBERTAD	SECUESTROS	TRATA DE PERSONAS	TRATA DE PERSONAS	DELITO MONETARIO MONEDA NACIONAL	VIOLENCIA Y RESISTENCIA A LA AUTORIDAD	CANTIDAD DE CONFLICTOS	FALLECIDOS	A HOMBRES	MUJERES	MENORES	
ENERO	96	16	10	6	8	81	22	2	1	0	0	0	3	31	0	0	31	6	0	0	0	1	0	30	0	17	79	7	TOTAL	
FEBRERO	88	17	5	6	4	80	25	5	0	0	0	0	0	28	0	0	39	5	0	0	0	2	0	15	0	13	82	6		
MARZO	86	15	7	5	7	103	21	3	0	0	0	0	0	21	0	0	47	2	0	0	0	1	0	10	0	8	70	2		
ABRIL	79	11	6	6	6	89	19	3	0	0	0	0	0	29	0	0	56	5	0	0	0	0	0	12	0	10	65	1		
MAYO	75	21	5	5	6	76	20	4	0	0	0	0	0	31	0	0	59	2	0	0	0	1	2	0	0	9	67	3		
JUNIO	85	19	7	7	8	65	21	11	0	0	0	0	0	16	0	0	88	1	0	0	0	0	0	15	0	8	56	2		
JULIO	91	14	6	4	7	73	19	8	0	0	0	0	0	19	0	0	45	0	0	0	0	2	2	0	0	9	68	2		
AGOSTO	73	16	3	5	8	56	16	9	0	0	0	0	0	22	0	0	77	3	0	0	0	0	3	20	0	5	65	4		
SETEMBRE	76	12	8	6	5	80	18	10	0	0	0	0	0	18	0	0	65	0	0	0	0	1	1	0	0	12	71	1		
OCTUBRE	99	13	9	4	6	88	15	12	1	0	0	1	2	29	0	0	66	7	3	0	0	1	4	24	0	13	68	5		
NOVIEMBRE	58	10	7	3	3	68	10	8	0	0	0	0	3	1	20	0	0	54	3	1	0	0	0	2	0	9	58	3		
TOTAL DIVPOS	906	164	73	57	68	859	206	75	2	0	0	1	5	5	264	0	0	627	34	4	0	0	9	14	126	0	113	749		36

Fuente: Comisaria PNP del distrito de José Leonardo Ortiz.

**CUADRO N° 2.5: Cuadro de denuncias en el distrito de José Leonardo Ortiz
2017**

MES	ROBOS	ALCOHOLISMO Y CONSUMO DE DORGAS	PANDILLAJE	VIOLENCIA FAMILIAR	OTROS	TOTAL
ENERO	147	39	12	19	20	237
FEBRERO	159	43	28	13	39	282
MARZO	151	46	31	14	27	269

Fuente: Comisaria PNP del distrito de José Leonardo Ortiz

**CUADRO N°2.6: Disponibilidad de Infraestructuras Deportivas en el Distrito
José Leonardo Ortiz.**

NOMBRE DE INFRAESTRUCTURA DEPORTIVA	TIPO DE INFRAESTRUCTURA DEPORTIVA	DIRECCIÓN	DISCIPLINAS DEPORTIVAS
COMPLEJO DEPORTIVO "EL INGENIERO II"	GRASS SINTÉTICO	URB. EL INGENIERO II	FÚTBOL
PLATAFORMA DEPORTIVA "EL DORADO"	LOSA	CA. CASINELLI	FULBITO
COMPLEJO DEPORTIVO MARIA PARADO DE BELLIDO	LOSA	MARIA PARADO DE BELLIDO	FÚTBOL, BÁSQUET
COMPLEJO DEPORTIVO SAN LORENZO	LOSA	CA. UNION	FULBITO
MINI COMPLEJO DEPORTIVO LUJAN	LOSA	CA. 8 DE DICIEMBRE	FULBITO
MINI COMPLEJO DEPORTIVO SANTA ANA	LOSA	JORGE CHAVEZ	FULBITO
PLATAFORMA DEPORTIVA "SAN JUAN"	LOSA	SAN JUAN	FULBITO
PLATAFORMA DEPORTIVA "ESPAÑA"	LOSA	CA. ESPAÑA	FULBITO
MINI COMPLEJO "MERCEDES"	GRASS SINTÉTICO	SAN ANTONIO	FÚTBOL

Fuente: Sub gerencia de Infraestructura Urbana, distrito de José Leonardo Ortiz.

CUADRO N°2.7: Propuesta de Equipamiento Requerido Según Rango Poblacional

**PROPUESTA
EQUIPAMIENTO REQUERIDO SEGÚN RANGO POBLACIONAL**

JERARQUÍA URBANA	EQUIPAMIENTOS REQUERIDOS
Áreas Metropolitanas / Metrópoli Regional: 500,001 - 999,999 Hab.	Parques locales y vecinales Parques zonales Parques Metropolitanos Canchas de usos múltiples Estadios Complejo Deportivo Centros recreacionales Coliseos Polideportivos Hipódromos Velódromos Clubes Metropolitanos
Ciudad Mayor Principal 250,001 - 500,000 Hab.	Parques locales y vecinales Parques zonales Canchas de usos múltiples Estadios Complejo Deportivo Centros recreacionales Coliseos Polideportivos
Ciudad Mayor 100,001 - 250,000 Hab.	Parques locales y vecinales Parques zonales Canchas de usos múltiples Estadios Complejo Deportivo
Ciudad Intermedia Principal 50,001 - 100,000 Hab.	Parques locales y vecinales Parques zonales
Ciudad Intermedia: 20,001 - 50,000 Hab.	Canchas de usos múltiples Estadios
Ciudad Menor Principal: 10,000 - 20,000 Hab.	Parques locales y vecinales
Ciudad Menor: 5,000 -9,999 Hab.	Canchas de usos múltiples

Fuente: Sistema Nacional de Estándares de Urbanismo.

CUADRO N° 2.8: Cuadro de Índice de Pobreza Total según Distrito

Provincia	Distrito	Población proyección 2015	Intervalo de Confianza al 95% de la Pobreza Total		Ubicación pobreza total
			Inferior	Superior	
Chiclayo	Chiclayo - Grupo 3	24854	33.8	44.3	1055
Chiclayo	José Leonardo Ortiz	193232	62.5	81.1	4345
Chiclayo	Santa Rosa	12687	31.3	42.9	1111
Chiclayo	Monsefú	31847	30.1	37.5	1188
Chiclayo	Etén	10571	25.4	35.7	1297
Chiclayo	Picsi	9782	21.9	33.9	1375
Chiclayo	Saña	12288	20.9	32.7	1400
Chiclayo	Patapo	22452	23.1	29.9	1411
Chiclayo	Lagunas	10234	21.9	30.8	1414
Chiclayo	Oyotún	9854	18.8	32.4	1430
Chiclayo	Chongoyape	17940	20.4	26	1480
Chiclayo	Cayaltí	15967	18.3	27.5	1494
Chiclayo	Chiclayo - Grupo 2	46816	17.2	23.4	1569
Chiclayo	Reque	14942	15.6	2.1	1581
Chiclayo	Pomalca	25323	14.7	21.5	1625
Chiclayo	Pimentel	44285	12.8	18.6	1674
Chiclayo	La Victoria	90456	13.3	17.7	1676
Chiclayo	Pucala	8979	10.4	18.7	1703
Chiclayo	Nueva Arica	2338	6.9	21.4	1713
Chiclayo	Tumán	30194	11.9	16.2	1719
Chiclayo	Etén Puerto	2167	6.5	16.4	1767
Chiclayo	Chiclayo - Grupo 1	220107	5.9	7.9	1850

Fuente: INEI, Condición de pobreza y ubicación del distrito por Nivel de Pobreza,
2015

**CUADRO N°2.9: Cuadro de Estudiantes de las diferentes I.E de la Zona de
Influencia del Distrito de José Leonardo Ortiz**

NOMBRE	NIVEL	DIRECCIÓN	N° APROXIMADO DE ALUMNOS
SAGRADO CORAZÓN DE MARIA	PRIMARIA	CA. CHICLAYO 1310	384
ARTURO SCHTT SACCO	PRIMARIA	CA. CHICLAYO 2221	538
CRISTO REY	SECUNDARIA	AV. UPIS 1 DE MAYO 1465	902
SANTA ANA	PRIMARIA	CA. SAN SALVADOR Y JORGE CHAVEZ 1398	554
MARIANO MELGAR VALDIVIESO	PRIMARIA	CA. URRUNAGA JLO	785
LAS MERCEDES	INICIAL-JARDIN	AV. AREQUIPA	66
TOTAL			3229

Fuente: DePeru.com

CUADRO N°2.10: Cuadro de Población Distrital según Edades

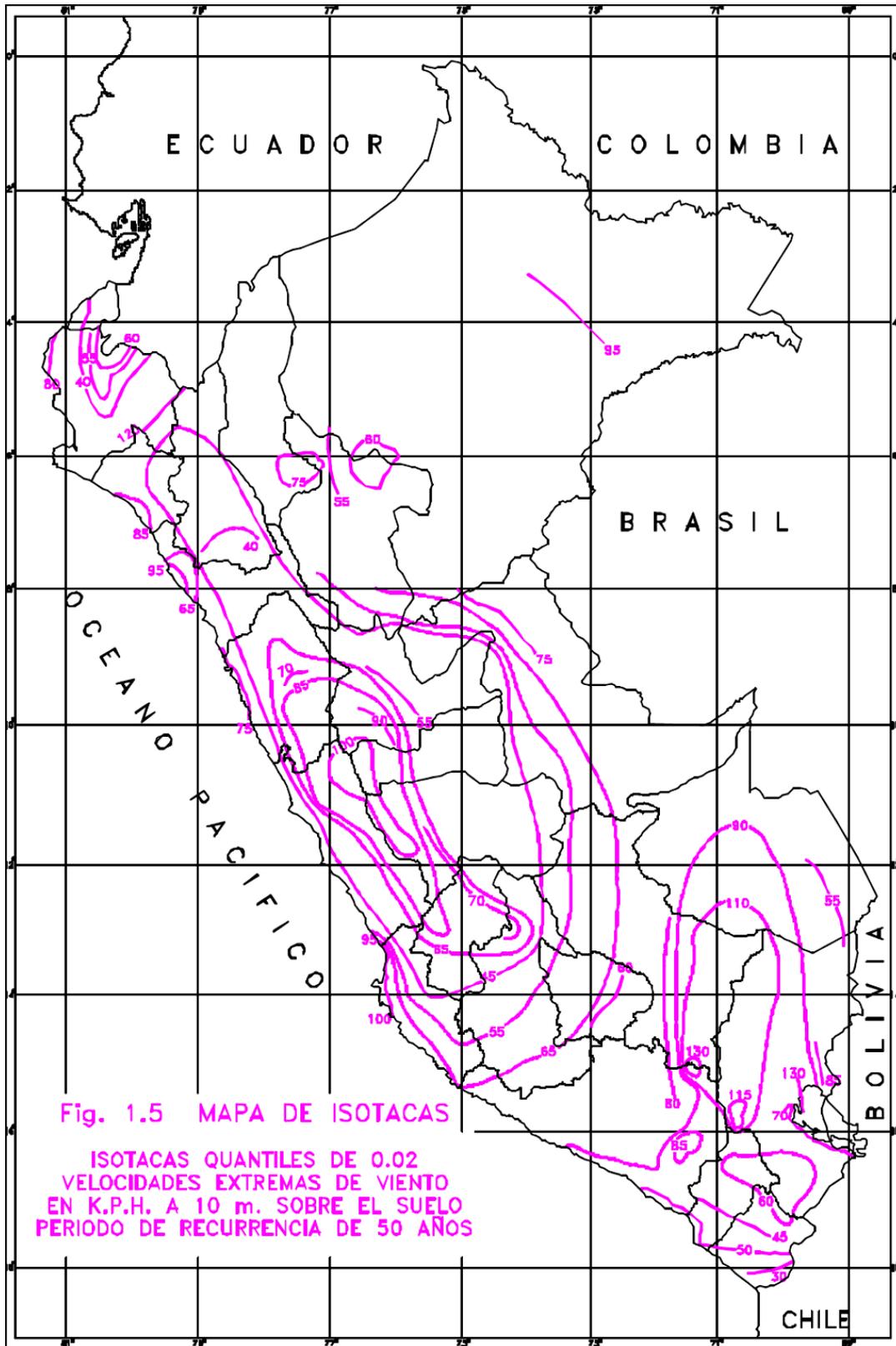
DEPARTAMENTO, PROVINCIA, DISTRITO Y EDADES SIMPLES	TOTAL	POBLACIÓN	
		HOMBRES	MUJERES
Distrito JOSE LEONARDO ORTIZ (000)	161717	77987	83730
Menores de 1 año	2968	1506	1462
Menores de 1 mes	276	153	123
De 1 a 11 meses	2692	1353	1339
De 1 a 4 años	13031	6744	6287
De 5 a 9 años	15197	7684	7513
De 10 a 14 años	17342	8622	8720
De 15 a 19 años	17640	8438	9202
De 20 a 24 años	16418	7706	8712
De 25 a 29 años	14248	6790	7458
De 30 a 34 años	12850	6040	6810
De 35 a 39 años	11161	5190	5971
De 40 a 44 años	9558	4477	5081
De 45 a 49 años	7820	3654	4166
De 50 a 54 años	6610	3062	3548
De 55 a 59 años	4868	2305	2563
De 60 a 64 años	3835	1857	1978
De 65 y más años	8171	3912	4259

Fuente: INEI - Censos Nacionales 2007: XI de Población y

VI de Vivienda

ANEXO N°03: FOTOGRAFÍA

IMAGEN N°3.1: Mapa Eólico del Perú



IMÁGEN N°3.2: Mapa Distrital de José Leonardo Ortiz



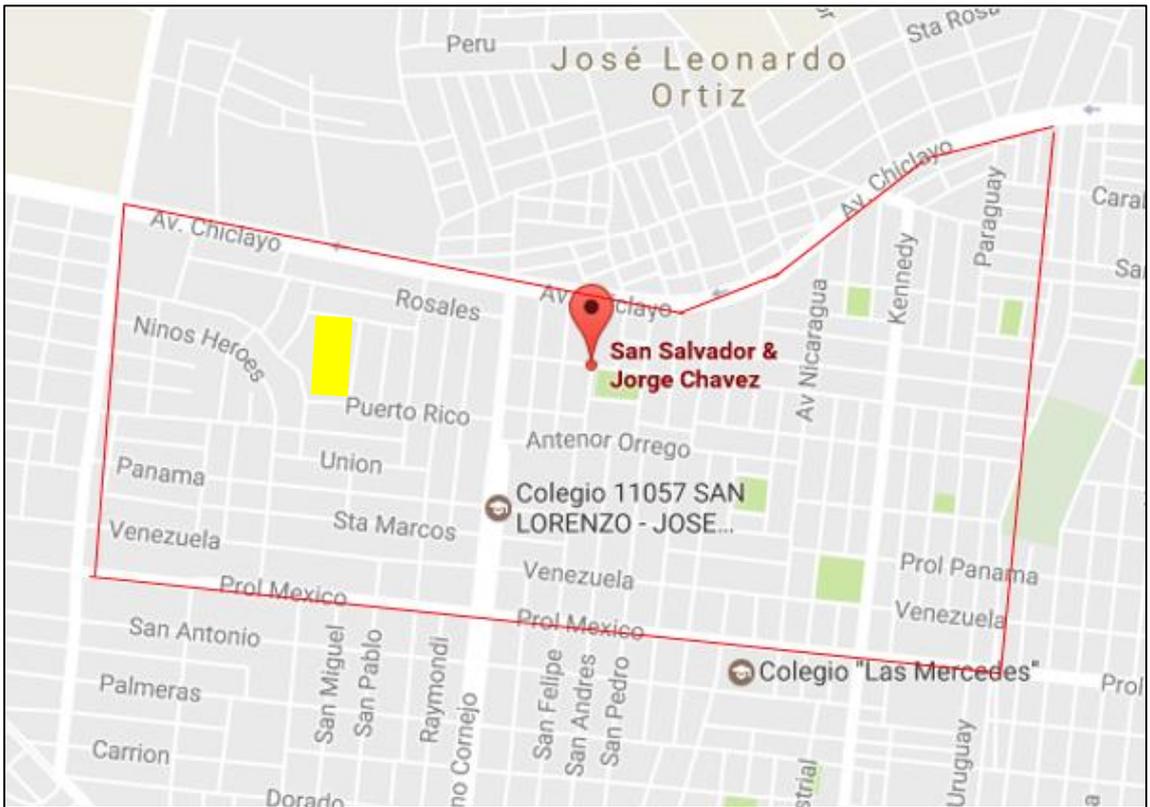
Fuente: Google Maps

IMÁGEN N°3.3: Zona del Proyecto a Realizar



Fuente: Google Earth

IMÁGEN N°3.4: Zona de Influencia del Proyecto



Fuente: Google Maps

IMÁGEN N°3.5: Vista Panorámica del Proyecto



Fuente: Google Maps

IMÁGEN N°3.6: Vista Frontal del Proyecto



Fuente: Google Maps

IMÁGEN N°3.7: Visita a la zona del Proyecto



Fuente: Propia

IMÁGEN N°3.8: Visita a la zona del Proyecto



Fuente: Propia

IMÁGEN N°3.9: Visita a la zona del Proyecto



Fuente: Propia

IMAGEN N°3.10: Visita a la zona del Proyecto



Fuente: Propia

IMAGEN N°3.11: Visita al Proyecto



Fuente: Propia

IMAGEN N° 3.12: Terreno del proyecto afectado por el fenómeno del Niño Costero, febrero 2017.



Fuente: Google Maps

IMAGEN N° 3.13: Orientación del viento Sur Este – Noroeste en horas de la mañana, con aproximadamente 31° con respecto al Norte, en la zona del proyecto.



Fuente: Propia

IMAGEN N° 3.14: Orientación del viento Sur Este – Noroeste en horas de la tarde, con aproximadamente 37° con respecto al Norte, en la zona del proyecto.



Fuente: Propia

IMAGEN N° 3.15: Ensayo de Penetración Estándar SPT -01



Fuente: Propia

**IMAGEN N° 3.16: Extracción de muestras del ensayo de Penetración
Estándar SPT -01**



Fuente: Propia

**IMAGEN N° 3.17: Extracción de muestras del ensayo de Penetración
Estándar SPT**



Fuente: Propia

IMAGEN N° 3.18: Extracción de muestras del ensayo de Penetración Estándar SPT -03



Fuente: Propia

IMAGEN N° 3.19: Ensayo de Penetración Estándar SPT -06



Fuente: Propia

IMAGEN N° 3.20: Muestras para realizar ensayos en laboratorio



Fuente: Propia

IMAGEN N° 3.21: Lavado de muestras para realizar el ensayo de Granulometría



Fuente: Propia

IMAGEN N° 3.22: Tamices utilizados para el ensayo de Granulometría



Fuente: Propia

IMAGEN N° 3.23: Colocación de muestra en serie de tamices



Fuente: Propia

IMAGEN N° 3.24: Ensayo de Gravedad Específica



Fuente: Propia

IMAGEN N° 3.25: Agitación de fiola para eliminación de poros existentes en la muestra



Fuente: Propia

IMAGEN N° 3.26: Fiola hirviendo para la eliminación de poros



Fuente: Propia

IMAGEN N° 3.27: Colocación de muestra en cuchara de Casa Grande para realizar el ensayo de Límites de Atterberg



Fuente: Propia

IMAGEN N° 3.28: Colocación de muestras del ensayo de Límites de Atterberg en el horno



Fuente: Propia

IMAGEN N° 3.29: Levantamiento topográfico del terreno destinado para el Complejo deportivo Nuevo San Lorenzo



Fuente: Propia

**IMAGEN N° 3.30: Levantamiento topográfico del terreno destinado para el
Complejo deportivo Nuevo San Lorenzo**



Fuente: Propia

ANEXO N°4: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS



PROYECTO

**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COMPLEJO DEPORTIVO NUEVO
SAN LORENZO UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES,
DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE
CHICLAYO, 2017.**

UBICACIÓN:

REGION: LAMBAYEQYE

PROVINCIA: CHICLAYO

DISTRITO: JOSÉ LEONARDO ORTIZ

I. GENERALIDADES

1.1. Introducción

El estudio de Mecánica de Suelos ha sido realizado con fines de verificar las condiciones de los suelos que subyacen al área de estudio para poder recomendar el tipo de cimentación y desplante mínimo de las estructuras para el proyecto “DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COMPLEJO DEPORTIVO NUEVO SAN LORENZO UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, 2017.”

El área de estudio se encuentra ubicado en el IV Sector de San Lorenzo MZ P Lote 2 del distrito de José Leonardo Ortiz, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque.

1.2. Objeto de Estudio

El objetivo del estudio es determinar la resistencia al esfuerzo cortante y la compresibilidad del suelo de cimentación, en base a sus propiedades físicas, mecánicas y químicas, que permita el diseño estructural del proyecto en mención; así como también conocer los diferentes tipos de suelos, establecer el estrato de cimentación donde irán apoyadas las estructuras del Proyecto y evaluar el potencial de agentes químicos.

Para ello se tiene en cuenta dos condiciones fundamentales de toda la base de sustentación de cargas extremas las cuales son:

- Que el coeficiente de seguridad de las cimentaciones con respecto a la rotura por falla de resistencia al esfuerzo cortante en el suelo de apoyo tenga un valor mínimo de tres que es el coeficiente de seguridad exigido en el diseño de las estructuras.
- Que las deformaciones provocadas en las estructuras por efecto de los asentamientos se encuentran dentro del valor permisible a fin de no producir daños en ella.

II. CARACTERIZACIÓN FÍSICO GEOGRÁFICA

2.1. Aspecto Geomorfológico

La zona de estudio presenta características geomorfológicas descritas como de llanura, con topografía relativamente plana con pendiente moderada.

2.2. Aspecto Geológico

Chiclayo – Lambayeque, se encuentra emplazado sobre depósitos de suelos sedimentarios finos, heterogéneos y de unidades estratigráficas recientes; estos depósitos del Cuaternario reciente tienen origen eólico y aluvial y conforman extensas pampas interrumpidas por algunas cadenas de cerros.

La ciudad de Chiclayo se encuentra ubicada sobre depósitos de suelos con una antigüedad menor de un millón de años, que fueron transportados por el agua y el viento. En el oeste de la ciudad, en las cercanías al cementerio El Carmen y a ambos lados de la carretera a Pimentel, se encuentran afloramientos rocosos de poca altura. En el distrito de José Leonardo Ortiz y en Chacupe en el distrito La Victoria, se encuentran zonas de terrazas marinas. En las demás zonas encontramos zonas de depresiones, donde existen depósitos aluviales acarreados por acción del río Chancay- Lambayeque [36].

Las pampas aluviales al norte del río Reque forman una franja continua a lo largo de la costa y al sur presentan elevaciones en extensos abanicos de material conglomerado.

En Chiclayo se han identificado cuatro unidades geológicas [36]:

- Zona de afloramientos rocosos. Se ubica en las cercanías del cementerio de Chiclayo, a ambos lados de la carretera hacia Pimentel.
- Zona de terrazas marinas. Se encuentra ubicada en las localidades de José Leonardo Ortiz, La Pampa, Chacupe, Huaca Blanca, etc.
- Zona de depósitos aluviales. Conformada por los depósitos dejados por los ríos Chancay – Lambayeque y Reque.
- Zona de mantos arenosos. Son áreas que se hallan cubiertas por depósitos de arena, presentando partículas finas del tamaño de arcilla o limo, ubicadas en especial al norte de Chiclayo, alrededor de la vía a la ciudad de Lambayeque.

Los suelos se caracterizan por su composición en depósitos finos sedimentados y compresibles, formados por arcillas inorgánicas de limos plásticos y no plásticos, en estratos variables y paralelos.

Los depósitos aluviales, fluviales y marinos, constituidos por cantos rodados, gravas, arena gruesa y arena fina con relleno arcilloso y limos, se presentan en los cauces de los ríos permanentes y temporales, riachuelos, arroyos y en el litoral marino, así como las Pampas de Reque.

2.3. Topografía

La topografía de la zona de estudio, es relativamente plana. La zona en estudio presenta una topografía llana.

III. GEODINÁMICA

3.1. Geodinámica Interna

De acuerdo al área de la zona de estudio, existe la posibilidad de que ocurren sismos de intensidades altas. El Perú por estar comprendido como una de las regiones de más alta actividad sísmica, forma parte del Cinturón de fuego del Pacífico, que es una de las zonas sísmicas más activas del mundo. Razón por la cual debe tenerse la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades altas. Dentro del territorio Peruano se ha establecido diversas zonas sísmicas las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de los sismos. Según mapa de zonificación sísmica y de acuerdo a la Norma Sismorresistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, indica que la zona destinada para el proyecto ubicada en el distrito de José Leonardo Ortiz, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, le corresponde un factor de zona $Z=0.45$.

3.2. Geodinámica Externa

Dentro de los fenómenos de geodinámica externa, a los que está expuesta la región Lambayeque, destaca el Fenómeno El Niño, que por las precipitaciones intensas de agua de lluvia, genera gran humedecimiento del suelo, con la consiguiente recarga del acuífero, afectando la resistencia al corte de los suelos, con efecto más desfavorable en aquellos formados, como rellenos no controlados, cuya característica esencial es su baja densidad y su baja capacidad admisible ante cargas externas.

IV. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN DE CAMPO

4.1. Alcance de la Investigación de Campo

Para determinar el número de puntos a explorar se realizó en base a las consideraciones establecidas por [15] en la cual existen categorías para las edificaciones y la cantidad de números de puntos de exploración según el tipo de edificación y el área techada del terreno.

Área techada m ²	2253.27
Tipo de Edificación	B
Nº de puntos de exploración	1 cada 450 m ²
Total de puntos a explorar	6

Con el objeto de determinar las características del subsuelo, se realizó la exploración de campo, mediante seis (06) Pozos Exploratorios, denominados desde SPT-01, SPT-02, SPT-03, SPT-04, SPT-05 y SPT-06 con una profundidad de 6.00m promedio ubicados convenientemente las cuales son:

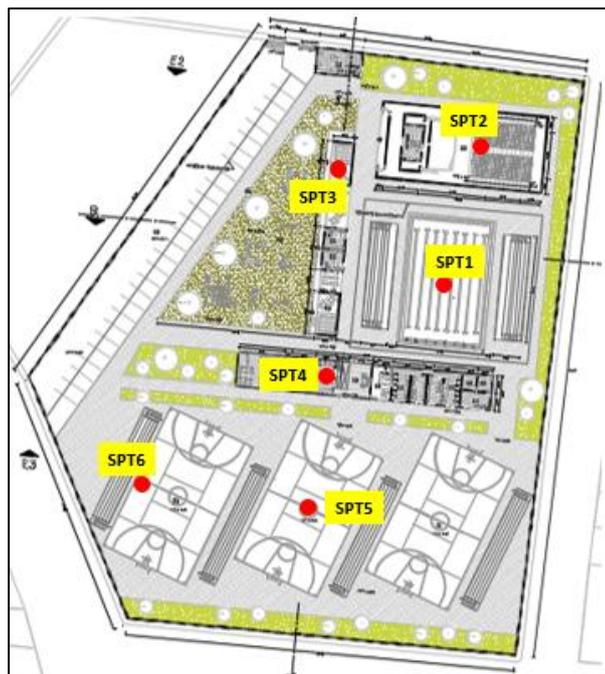
Tabla N°1: Geología de la zona en estudio.

MUESTRA	COORDENAD A ESTE	COORDENADA NORTE	PROFUNDIDAD
SPT-01	626800	9253748	6.4
SPT-02	626770	9253772	5.05
SPT-03	626745	9253730	4.6
SPT-04	626745	9253720	5.2
SPT-05	626705	9253710	4.6
SPT-06	626740	9253700	4.6

Fuente: Propia

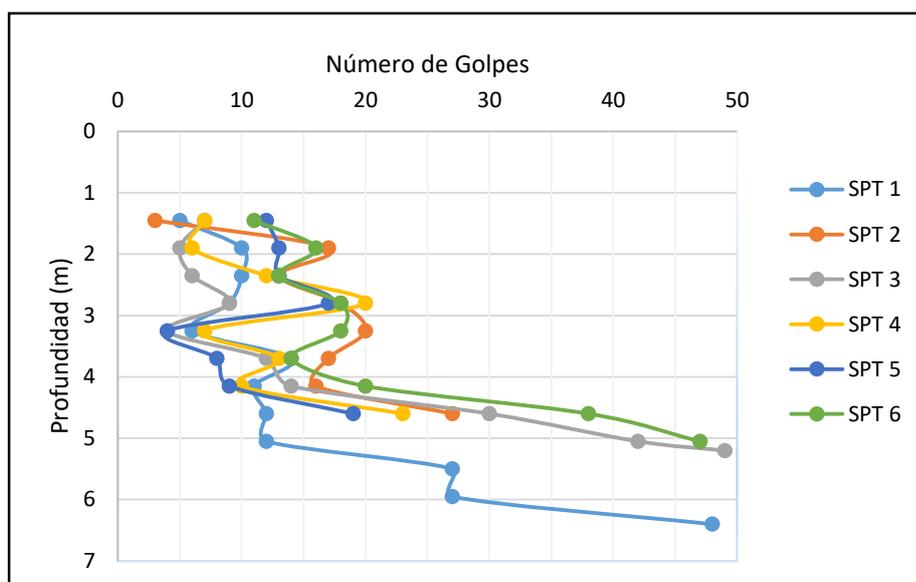
En cada sondeo, se ha realizado Ensayos Normales de Penetración SPT (Standard Penetration Test), según lo establecido en [34], hasta llegar a la profundidad de estudio. Los resultados de los Ensayos Normales de Penetración (SPT), realizados a cada metro de profundidad en cada uno de los pozos de exploración, se presentan en la Imagen N°2 en donde se observa la tendencia de la resistencia del suelo al esfuerzo de corte.

Imagen N°1: Ubicación de los 6 pozos exploratorios.



Fuente: Propia

Imagen N°2: Tendencia de la resistencia del suelo al esfuerzo de corte



Fuente: Propia

4.2. Alcance de la Investigación de Laboratorio

Con las muestras de suelo obtenidas en la Investigación de Campo, se han realizado los ensayos de laboratorio, con la finalidad de obtener los parámetros que permitan su clasificación e identificación de propiedades físicas, mecánicas, hidráulicas y químicas. Los ensayos de laboratorio se han realizado bajo el marco de [15], siendo los siguientes:

Tabla N°2 : Ensayos de Laboratorio realizados

ENSAYOS ESTÁNDAR	NORMA APLICADA
Contenido de Humedad	NTP 339.127 (ASTM D 2216)
Análisis Granulométrico por tamizado	NTP 339.128 (ASTM D 422)
Límite Líquido y Límite Plástico	NTP 229.129 (ASTM D 4318)
Gravedad Específica	NTP 400.022
ENSAYOS ESPECIALES	NORMA APLICADA
Análisis químico de suelos: Cloruros y Sulfatos.	NTP 339.177 y NTP 339.178

Fuente: Elaboración propia

4.3. Resultado de los ensayos de laboratorio

4.3.1. Propiedades Índice

En la Tabla N° 3, se presenta un resumen de los resultados de los ensayos de contenido de humedad, análisis granulométrico por tamizado, limite líquido y limite plástico y la clasificación de suelos, de acuerdo con [24].

Tabla N°3: Resumen de Resultados

SPT	MUESTRA	PROFUNDIDAD	SUCS	W%	LL%	LP%	IP
1	M1	0.20-0.70	CH	36.74	49.32	27.22	22.1
	M2	0.70-1.45	CL	29.56	49.76	27.34	22.42
	M3	1.45-2.05	CL	29.61	49.06	26.41	22.65
	M4	2.05-3.10	CL	33.07	39.17	17.31	21.86
	M5	3.10-4.0	CL	34.18	48.09	24.34	23.74
	M6	4.00-5.05	SC	16.78	21.75	13.06	8.69
	M7	5.05-5.65	SC	17.97	28.78	13.58	15.2
	M8	5.65-5.95	S	12.3	-	-	-
	M9	5.95-6.40	SC	13	29.43	14.54	14.89
2	M1	0.10-1.45	CL	19.37	39.61	20.22	19.39
	M2	1.45-2.95	CL	29.42	49.96	28.88	21.09
	M3	2.95-4.15	CL	3.95	47.58	22.94	24.65
	M4	4.15-5.05	S	16.04	-	-	-
3	M1	.3-1.15	CH	22.09	49.06	27.75	21.31
	M2	1.15-2.95	CL	27.35	49.8	27.38	22.42
	M3	2.95-4.00	CL	3.32	49.96	27.1	22.86
	M4	4.00-4.60	CL	24.44	30.33	14.55	15.79
4	M1	0.40-1.30	CH	26.88	48.68	25.53	23.15
	M2	1.30-2.50	CL	3.8	44.54	20.64	23.89
	M3	2.50-4.15	CL	30.36	49.57	21.97	27.6
	M4	4.15-4.75	S	19.06	-	-	-
	M5	4.75-5.20	SC	12.63	33.84	18.01	15.83
5	M1	0.00-0.80	CH	24.59	49.66	26.65	23.02
	M2	0.80-1.90	CL	27.17	49.71	25.25	24.46
	M3	1.90-2.35	CL	29.92	47.5	22.93	24.58
	M4	2.35-2.65	CL	24.29	42.28	18.1	24.18
	M5	2.65-3.40	S	22.64	-	-	-
	M6	3.40-4.60	CL	24.83	44.07	19.91	24.16
6	M1	0.10-0.90	CH	25.2	49.3	25.45	23.85
	M2	0.90-1.45	CL	23.18	42.54	18.01	24.54
	M3	1.45-2.50	S	23.99	-	-	-
	M4	2.50-4.00	CL	27.91	26.7	12.92	13.78
	M5	4.00-4.60	CL	25.83	49.04	24.46	24.59

Fuente: Elaboración propia

4.3.2. Ubicación del nivel freático

El nivel freático, en toda el área explorada, de acuerdo con los resultados de las exploraciones realizadas, se detectó a las siguientes profundidades:

Tabla N°4: Nivel freático de SPT

SPT	NIVEL FREÁTICO (m)
SPT – 1	1.60
SPT – 2	1.60
SPT – 3	1.60
SPT – 4	1.65
SPT – 5	1.65
SPT - 6	1.60

Fuente: Elaboración propia

4.3.3. Clasificación de Suelos

Con la Clasificación de Suelos realizada mediante el sistema SUCS, y con la información obtenida durante la exploración de campo, se han elaborado los Perfiles Estratigráficos para cada uno de los sondeos realizados los cuales se muestran en el anexo 1.

4.3.4. Ensayo de Penetración dinámica con Cono (ASTMD 6951 – 03)

Este método de ensayo se usa para evaluar la resistencia in-situ de suelos inalterados y/o materiales compactados. La penetración del PDC de 8 kilogramos puede ser utilizada para estimar el CBR in-situ; para identificar los espesores de las capas; así como para estimar la resistencia al corte de las capas y otras características de los materiales que las constituyen.

El número de golpes entre lecturas puede variar, dependiendo de la resistencia del material. Normalmente, se toman lecturas luego de un número fijo de golpes, por ejemplo, un golpe para suelos blandos, 5 golpes para materiales “normales” y 10 golpes para materiales muy resistentes.

Para el cálculo se empleó las siguientes ecuaciones:

- Para todo tipo de suelos:

$$CBR = \frac{292}{PDC^{1.12}}$$

V. ANÁLISIS DE AGRESIÓN DEL MEDIO

La agresión que ocasiona el suelo bajo el cual se cimienta la estructura, está en función de la presencia de elementos químicos que actúan sobre el concreto y el acero de refuerzo, causándole efectos nocivos y hasta destructivos sobre las estructuras (sulfatos y cloruros principalmente). Sin embargo, la acción química del suelo sobre el concreto sólo ocurre a través del agua subterránea que reacciona con el concreto: de ese modo el deterioro del concreto ocurre bajo el nivel freático, zona de ascensión capilar o presencia de agua infiltrada por otra razón (rotura de tuberías, lluvias extraordinarias, inundaciones, etc.) Los principales elementos químicos a evaluar son los sulfatos y cloruros por su acción química sobre el concreto y acero del cimiento, respectivamente, y las sales solubles totales por su acción mecánica sobre el cimiento, al ocasionarle asentamientos bruscos por lixiviación (lavado de sales en contacto con el agua). Las concentraciones de estos elementos en proporciones nocivas.

Tabla N°5: Rango de exposición a sulfatos

Exposición a Sulfatos	Sulfato soluble en agua presente en el suelo (%en peso)	Sulfato en el agua (ppm)	Tipo de Cemento
Insignificante	0.00 - 0.10	0 - 150	I
Moderada	0.10 - 0.20	150 - 1500	II, IP(MS), IS(MS), P(MS),I(PM)(MS), I(SM)(MS)
Severa	0.20 - 2.00	1500 - 10000	V
Muy Severa	más de 2.00	más de 10000	Tipo V más puzolana

Fuente: *Norma de Concreto Armado – Perú*, E-060, 2006 [16].

En resumen, se concluye que el estrato de suelo que forma parte del contorno donde se encuentra desplantada la cimentación según los resultados realizados de los ensayos químicos del anexo 2 contiene concentraciones moderadas de sulfatos y bajas concentraciones de cloruros por lo que deberá emplearse CEMENTO TIPO MS ANTISALITRE.

VI. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

En esta sección se realiza el análisis de la cimentación para el área estudiada y se proponen la capacidad de carga admisible.

6.1. Profundidad de Cimentación

De acuerdo al análisis de cimentación, trabajo de campo, ensayos de laboratorio, descripción de los perfiles estratigráficos y características del proyecto (Pórticos de concreto armado de hasta 02 pisos) se ha considerado un tipo de cimentación de zapatas aisladas y/o conectadas desplantados a una profundidad de 1.20 m en material de arcilla de baja a media plasticidad (CL).

6.2. Tipo de Cimentación

Dada la naturaleza del terreno se recomienda utilizar una cimentación superficial, tal como cimentación en base a zapatas aisladas y/o conectadas.

6.3. Cálculo de la capacidad portante admisible

Se ha calculado la capacidad admisible de carga para el área estudiada en base a las características del subsuelo en base a las correlaciones del método de ensayo SPT.

Para tal efecto se han utilizado fórmulas para determinar la capacidad portante en suelos arcillosos propuestas por:

- Según Terzaghi $q_{adm}(Kg / cm^2)=0.125N$
- Según Hara $q_{adm}(KN / m^2) =29N^{0.72}$
- Según Crespo $q_{adm}(Tn / m^2) =1.33N$
- Según Bowles $q_{adm}(Kg / cm^2) =0.162N$
- Según Peck $q_{adm}(Kg / cm^2) =N/5$; Valido para N entre 5-25
- Según Stroud $q_{adm}(KN / m^2)=KN$; K entre 3.5 y 6.5.

Para determinar la capacidad portante en suelos arenosos, se han utilizado las fórmulas propuestas especificadas en la metodología del proyecto.

Tabla N°6: Propiedades de los puntos explorados

EXPLORACIÓN	Df (m)	N60	ϕ	K30	q adm (kg/cm ²)
SPT – 01	1.20	8	30.3	1.2	0.88
SPT – 02	1.20	8	30.6	1.2	0.88
SPT – 03	1.20	7	29.5	1.1	0.88
SPT – 04	1.20	8	30.6	1.2	0.88

SPT – 05	1.20	8	30.2	1.2	0.88
SPT - 06	1.20	7	29.6	1.1	0.88

Fuente: Propia

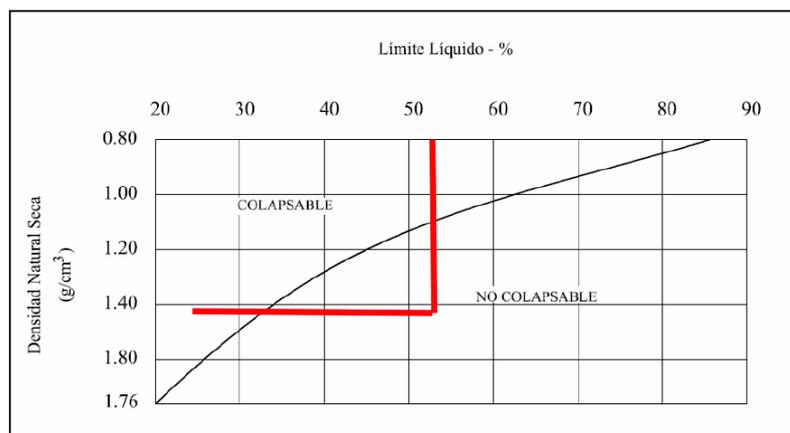
6.4. Problemas Especiales de Cimentación

6.4.1. Suelos Colapsables

Los suelos colapsables son suelos que cambian violentamente de volumen por la acción combinada o individual de un incremento de carga o al humedecerse o saturarse.

En lugares donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de hundimientos debido a la existencia de suelos colapsables en [15] recomienda realizar un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo [23], del ensayo para determinar el peso volumétrico [35] y del ensayo de humedad [21], con la finalidad de evaluar el potencial de colapso del suelo en función del Limite Líquido (LL) y del peso volumétrico seco. Dicha relación para el suelo de fundación se puede observar a continuación:

Tabla N°7: Determinación de suelos colapsables



Fuente: *Norma de Cimentaciones – Perú, E-050, 2006* [15].

Como la relación entre el límite líquido y la densidad natural seca está por debajo de la curva podemos afirmar que el suelo donde se va a Cimentar **NO ES COLAPSABLE**.

6.4.2. Evaluación del Potencial de Expansión

Se le denomina suelos expansivos a los suelos cohesivos con bajo grado de saturación que aumentan de volumen al humedecerse o saturarse.

En las zonas en las que se encuentren suelos cohesivos con bajo grado de saturación y plasticidad alta ($LL < 50$), en [15] recomienda que se deberá realizar un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo NTP 339.129 (ASTM D4318) y ensayos de granulometría por sedimentación NTP 339.128 (ASTM D 422) con la finalidad de

evaluar el potencial de expansión del suelo cohesivo en función del porcentaje de partículas menores a 2 μ m, el índice de plasticidad (IP) y de la actividad (A) de la arcilla.

Debido que las muestras de suelo de la zona de estudio tienen un límite líquido menor a 50, se puede afirmar que **NO ES UN SUELO EXPANSIVO**.

VII. ASPECTO SÍSMICO

De acuerdo a las Normas Peruanas de Diseño Sismo Resistente, la Fuerza sísmica horizontal (V) que debe utilizarse para el diseño de una estructura debe calcularse con la siguiente expresión:

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

Donde:

Z= Factor de Zona.

U=Factor de Uso.

S=Factor de Suelo

C = Coeficiente de reducción

R = Coeficiente de Reducción

P = Peso de edificación

El factor de zona depende de la zona sísmica donde se encuentra ubicada la edificación. Dentro del territorio peruano se han establecido diversas zonas, las cuales presentan diversas características de acuerdo a la mayor o menor presencia de sismos, según los mapas de zonificación sísmica y mapas de máximas intensidades sísmicas del Perú y de acuerdo a las normas sismorresistentes del Reglamento Nacional de Edificaciones.

El distrito de José Leonardo Ortiz, se encuentra comprendida en la zona con un factor de zona Z=0.45; así mismo correspondiéndole un valor de U= 1.30. Por ser una edificación de tipo importante.

El factor de suelo depende de las características de los suelos que conforman el perfil estratigráfico. Teniendo en cuenta el terreno estudiado, clasificaremos a los suelos como tipo S2, suelos INTERMEDIOS un valor de S = 1.05

El coeficiente sísmico se debe calcular en función del periodo de vibración fundamental de la estructura (T), y del período predominante de vibración del perfil del suelo (Tp), recomendándose para este último un valor de Tp = 1 segundos.

Factor de Ampliación Sísmica “C”, se calculará en base a la siguiente expresión:

$$C = 2.50 * \left[\frac{T_p}{T} \right] \quad : C < 2.50$$

El coeficiente de reducción se estima en R = 8

VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Tipo de cimentación: Dada la naturaleza del terreno a cimentar se recomienda utilizar una cimentación superficial, tal como cimentación en base a zapatas aisladas y/o conectadas para que no se produzcan asentamientos diferenciales.
- Capacidad portante del terreno:
 - ✓ Zapatas: La capacidad de carga última de las zapatas es de
0.88 Kg/cm²
 - ✓ Asentamientos: Para los niveles de carga admisible propuestos ocurrirán asentamientos tolerables inferiores a 1”.
 - ✓ No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial y estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad, antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente compactados.
 - ✓ El análisis químico de suelo y agua del nivel freático, indica que el medio presenta un tipo de agresión moderada, recomendando utilizar una resistencia a la compresión f'c = 280kg/cm² para la cimentación.
 - ✓ El nivel freático se encuentra a una profundidad de 1.60m
 - ✓ Es convenientes que todos los elementos estructurales se apoyen a la misma profundidad y calculados de acuerdo a las normas de Diseño Sismorresistente.

- ✓ Se recomienda, que en el caso poco probable que durante la construcción se observan suelos con características diferentes a las indicadas en este informe, se notifique de inmediato al Proyectista para efectuar los ajustes necesarios.
- ✓ El CBR de la subrasante tiene un valor de 12.

IX. ANEXOS

- 9.1. Registro de exploración de ensayo de penetración estándar
- 9.2. Correcciones del N de campo
- 9.3. Informe de ensayo químico del suelo

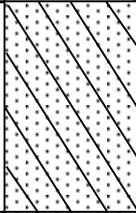
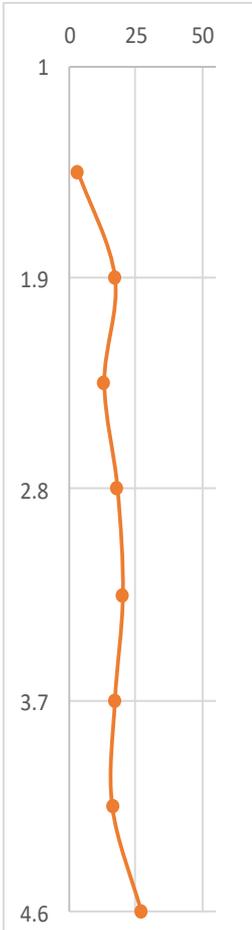
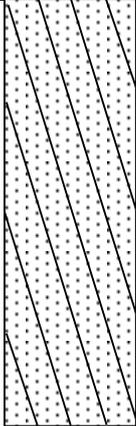
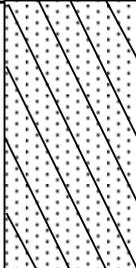
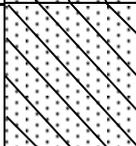
ANEXO 9.1: REGISTRO DE EXPLORACIÓN DE ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR



FACULTAD DE INGENIERÍA		
DISEÑO ESTRUCTURAL DE COMPLEJO DEPORTIVO "NUEVO SAN LORENZO", UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, DISTRITO DE JOSE LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO 2017.		
ALUMNA:	ELIZABETH MARIE ARRÚE VINCES	

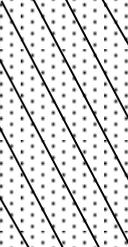
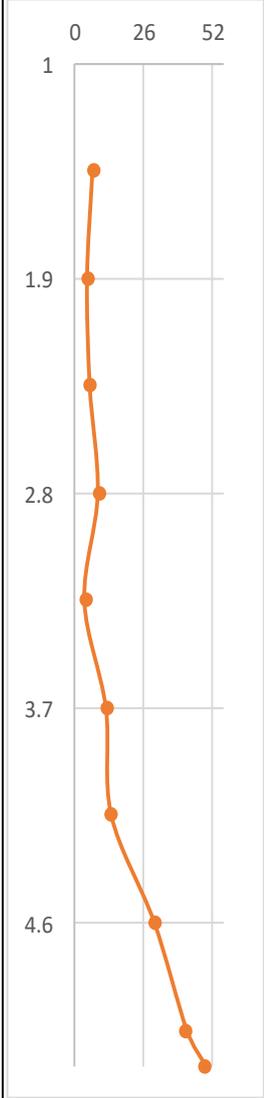
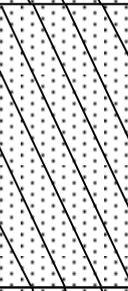
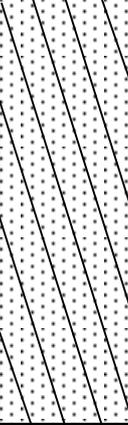
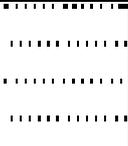
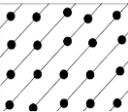
REGISTRO DE EXPLORACIÓN						
UBICACIÓN		IV SECTOR-SAN LORENZO			SPT	2
COTAS	CLASIFICACIÓN		CONT. DE HUMEDAD(%)	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT-02)		OBSERVACIONES
	SIMB	GRAFICO		NUMERO DE GOLPES (N)		
0.00	CL		19.37%	-		MI- Arcilla de baja plasticidad ,color marrón oscuro, con indice de plasticidad de 19.39%
0.60				-		
0.75				-		
0.90				-		
1.00				-		
1.15				3		
1.30	5					
1.45	5					
1.60	CL		29.42%	7		M2- Arcilla de alta plasticidad, color marron, con un índice de plasticidad de 21.09%
1.60				N.F		
1.75				1.60m		
1.90				6		
2.05				9		
2.20				11		
2.35				11		
2.50				13		
2.65				14		
2.80				17		
2.95	18					
3.10	18					
3.25	18					
3.40	18					
3.55	15					
3.70	14					
3.85	17					
4.00	20					
4.15	20					
4.30	20					
4.45	16					
4.60	26					
4.75	38					
4.90	39					
5.05	47					
	52					
			16.04%			M3- Arcilla de baja plasticidad, color marron, con índ de plasticidad de 24.65%
	S		16.04%			M4- Arena color marron claro, no tiene índice de plasticidad.
4.30						
4.45						
4.60						
4.75						

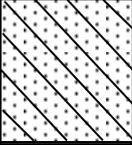
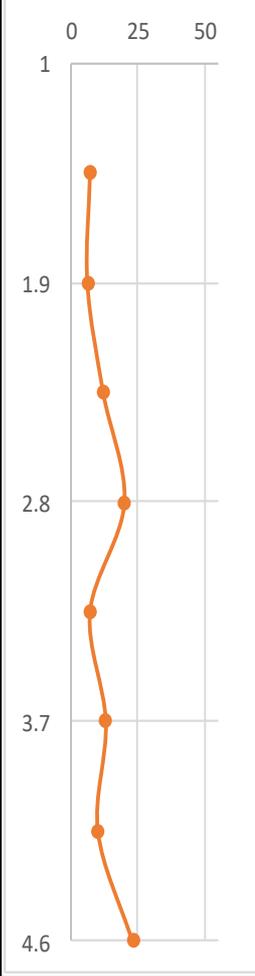
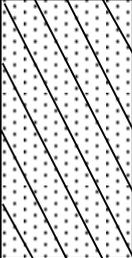
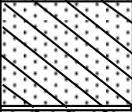
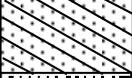
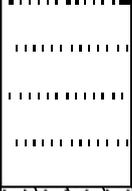
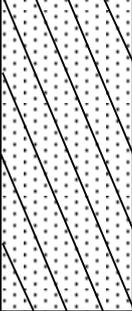
REGISTRO DE EXPLORACIÓN

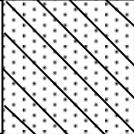
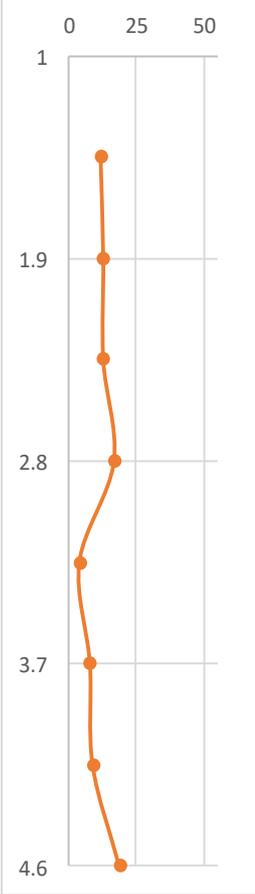
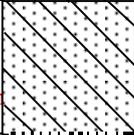
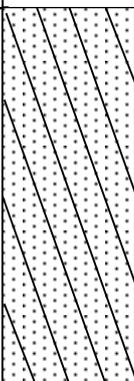
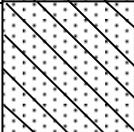
UBICACIÓN		IV SECTOR-SAN LORENZO			SPT	3
COTAS	CLASIFICACIÓN		CONT. DE HUMEDAD(%)	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT-03)		OBSERVACIONES
	SIMB	GRAFICO		NUMERO DE GOLPES (N)		
0.00	CL		22.09%	-		M1- Arcilla de alta plasticidad ,color marrón oscuro con índice de plasticidad de 21.31%
0.60						
0.75						
0.90						
1.00						
1.15	N.F 1.60m CL		27.35%	7		
1.30				4		
1.45				6		
1.60				20		
1.75				16		
1.90				17		
2.05				12		
2.20				12		
2.35				13		
2.50				14		
2.65	17					
2.80	18					
2.95	18					
3.10	CL		31.32%	18	M3- Arcilla de baja plasticidad, color marron, con índice de plasticidad de 22.86%	
3.25				20		
3.40				18		
3.55				18		
3.70				17		
3.85				19		
4.00				15		
4.15				CL		
4.30	21					
4.45	23					
4.60	27					

REGISTRO DE EXPLORACIÓN

UBICACIÓN IV SECTOR-SAN LORENZO **SPT** 4

COTAS	CLASIFICACIÓN		CONT. DE HUMEDAD(%)	ENSAYO DE PENTRACIÓN ESTANDAR (SPT-04)		OBSERVACIONES
	SIMB	GRAFICO		NUMERO DE GOLPES (N)		
0.00	CL		26.88%	-		M1- Arcilla de alta plasticidad ,color marrón oscuro con índice de plasticidad de 23.15%
0.60						
0.75						
0.90						
1.00						
1.15	CL		30.80%	4		
1.30				4		
1.45				7		
1.60				6		
1.75				5		
1.90				5		
2.05				2		
2.20				5		
2.35				6		
2.50				8		
2.65	CL		30.36%	9		
2.80				9		
2.95				4		
3.10				5		
3.25				6		
3.40				6		
3.55				7		
3.70				12		
3.85	13					
4.00	15					
4.15	14					
4.30	S		19.06%	17		
4.45				25		
4.60				30		
4.75	SC		12.63%	15		
4.90				19		
5.05				24		
5.20				28		

REGISTRO DE EXPLORACIÓN						
UBICACIÓN		IV SECTOR-SAN LORENZO			SPT	5
COTAS	CLASIFICACIÓN		CONT. DE HUMEDAD(%)	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT-05)		OBSERVACIONES
	SIMB	GRAFICO		NUMERO DE GOLPES (N)		
0.00	CL		24.59%	-		M1- Arcilla de alta plasticidad, color marrón, con índice de plasticidad de 23.02%
0.60				-		
0.75				-		
0.90				-		
1.00	CL		27.17%	-		
1.15				4		
1.30				4		
1.45				6		
1.60				8		
1.75				7		
1.90	5					
2.05	CL		29.92%	4		
2.20				6		
2.35				9		
2.50	CL		24.29%	10		
2.65				11		
2.80	S		22.64%	13		
2.95				10		
3.10				13		
3.25				7		
3.40				8		
3.55	CL		24.83%	11		
3.70				15		
3.85				9		
4.00				12		
4.15				10		
4.30				16		
4.45				20		
4.60				23		

REGISTRO DE EXPLORACIÓN						
UBICACIÓN		IV SECTOR-SAN LORENZO			SPT	6
COTAS	CLASIFICACIÓN		CONT. DE HUMEDAD(%)	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT-06)		OBSERVACIONES
	SIMB	GRAFICO		NUMERO DE GOLPES (N)		
0.00	CL		25.20%	-		M1- Arcilla de alta plasticidad, índice de plasticidad de 23.85%
0.60				-		
0.75				-		
0.90				-		
1.00	CL		23.18%	-		M2- Arcilla de baja plasticidad, índice de plasticidad de 24.54%
1.15				3		
1.30	N.F 1.50r			6		
1.45				5		
1.60				15		
1.75	S		23.99%	16	M3- Arena color marrón, sin índice de plasticidad.	
1.90				13		
2.05				5		
2.20				9		
2.35				13		
2.50	15					
2.65	CL		27.91%	18	M4- Arcilla de baja plasticidad, color marrón con índice de plasticidad de 13.78%	
2.80				17		
2.95				8		
3.10				7		
3.25				4		
3.40				5		
3.55				6		
3.70				8		
3.85	6					
4.00	9					
4.15	CL		25.83%	9	M5- Arcilla de baja plasticidad, color marrón, con índice de plasticidad de 24.59%	
4.30				14		
4.45				19		
4.60				19		

**ANEXO 9.2: CORRECCIONES DEL N DE
CAMPO**

N CORREGIDO SPT 1											
N60= Ncampo × CN × ER/E60 × NF × Nb × nR × nS											
Profundidad (m)		N campo	Gs (tn/m3)	σv(kg/cm2)	CN	ER/E60	NF	Nb	Nr	nS	N60
1.00	1.45	10	2.7714	0.28	1.00	1	1	1	0.85	1	8
1.45	1.90	12	2.7714	0.40	1.00	1	1.00	1	0.85	1	10
1.90	2.35	19	2.7714	0.53	1.00	1	0.89	1	0.85	1	14
2.35	2.80	18	2.7714	0.65	1.00	1	0.92	1	0.85	1	14
2.80	3.25	12	2.7714	0.78	1.00	1	1.00	1	0.85	1	10
3.25	3.70	24	2.7714	0.90	1.00	1	0.81	1	0.85	1	16
3.70	4.15	21	2.7714	1.03	1.00	1	0.86	1	0.85	1	15
4.15	4.60	46	2.7714	1.15	0.93	1	0.66	1	0.85	1	24
4.60	5.05	28	2.7714	1.27	0.89	1	0.77	1	0.85	1	17
5.05	5.50	45	2.7714	1.40	0.85	1	0.67	1	0.85	1	22
5.50	5.95	46	2.7714	1.52	0.81	1	0.66	1	0.85	1	21
5.95	6.40	80	2.7714	1.65	0.78	1	0.59	1	0.85	1	31

CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS ARCILLOSOS										
Muestra	Profundidad (m)		N60	Terzaghi	Hara	Crespo	Bowles	Stroud	Peck	qadm
M2	0.75	1.45	8	1.00	0.92	0.98	1.30	0.61	1.60	0.88
M3	1.45	2.05	10	1.25	1.07	1.22	1.62	0.66	2.00	1.05
M4	2.05	3.10	10	1.25	1.07	1.22	1.62	0.66	2.00	1.05
M5	3.10	4.00	10	1.25	1.07	1.22	1.62	0.66	2.00	1.05

CAPACIDAD PORTANTE- SUELOS ARENA ARCILLOSA										
Muestra	Profundidad (m)		N60	Meyerhof(kg/cm2)	Bowls	Peck	Terzaghi	q asent	qadm	
M6	4.00	5.05	15	1.65	1.62	2.92	1.64	3.23	1.69	1.64
M7	5.05	5.65	22	2.42	2.38	4.28	2.41	4.73	2.94	2.40
M8	5.65	5.95	21	2.31	2.27	4.08	2.30	4.52	2.75	2.30
M9	5.95	6.40	31	3.42	3.35	6.03	3.39	6.67	4.81	3.39
Datos requeridos										
B(m):	2.00	Df(m):	1.20							
Fd:	1.20m	S(m):	0.03							

CUADRO RESUMEN - SPT 1							
Muestra	Profundidad (m)		N60	qadm	Φ	E	CONSISTENCIA
M2	0.75	1.45	8	0.88	4 °	67.5	Mediana
M3	1.45	2.05	10	1.05	4 °	67.5	Mediana
M4	2.05	3.10	10	1.05	4 °	67.5	Mediana
M5	3.10	4.00	10	1.05	4 °	67.5	Mediana
M6	4.00	5.05	15	1.64	6 °	67.5	Compacta
M7	5.05	5.65	22	2.40	10 °	67.5	Muy compacta
M8	5.65	5.95	21	2.30	10 °	67.5	Muy compacta
M9	5.95	6.40	31	3.39	10 °	67.5	Muy compacta

N CORREGIDO SPT 2

$$N60 = N_{\text{campo}} \times CN \times ER/E60 \times NF \times Nb \times nR \times nS$$

Profundidad (m)		N campo	Gs (tn/m3)	σ_v (kg/cm2)	CN	ER/E60	NF	Nb	Nr	nS	N60
1.00	1.45	10	2.7714	0.28	1.00	1	1.00	1	0.85	1	8
1.45	1.90	15	2.7714	0.40	1.00	1	1.00	1	0.85	1	12
1.90	2.35	24	2.7714	0.53	1.00	1	0.81	1	0.85	1	16
2.35	2.80	35	2.7714	0.65	1.00	1	0.71	1	0.85	1	21
2.80	3.25	38	2.7714	0.78	1.00	1	0.70	1	0.85	1	22
3.25	3.70	29	2.7714	0.90	1.00	1	0.76	1	0.85	1	18
3.70	4.15	40	2.7714	1.03	1.00	1	0.69	1	0.85	1	23
4.15	4.60	64	2.7714	1.15	0.93	1	0.62	1	0.85	1	31
4.60	5.05	99	2.7714	1.27	0.89	1	0.59	1	0.85	1	44

CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS ARCILLOSOS

Muestra	Profundidad (m)		N60	Terzaghi	Hara	Crespo	Bowles	Stroud	Peck	qadm
M1	0.00	1.45	8	1.00	0.92	0.98	1.30	0.61	1.60	0.88
M2	1.45	2.95	12	1.50	1.22	1.46	1.94	0.92	2.40	1.28
M3	2.95	4.15	18	2.25	1.62	2.19	2.92	1.38	3.60	1.86

CAPACIDAD PORTANTE- SUELOS ARENA ARCILLOSA

Muestra	Profundidad (m)		N60	Meyerhof(kg/cm2)		Bowls	Peck	Terzaghi	q asent	qadm
M4	4.15	5.05	31	3.42	3.35	6.03	3.39	6.67	4.81	3.39
Datos requeridos										
B(m):	2.00	Df(m):	1.20							
Fd:	1.20m	S(m):	0.03							

CUADRO RESUMEN

Muestra	Profundidad (m)		N60	qadm	Φ	E	CONSISTENCIA
M1	0.00	1.45	8	0.88	4°	67.5	Mediana
M2	1.45	2.95	12	1.28	6	67.5	Compacta
M3	2.95	4.15	18	1.86	10	67.5	Muy compacta
M4	4.15	5.05	31	3.39	10	67.5	Muy compacta

N CORREGIDO SPT 3											
N60= Ncampo × CN × ER/E60 × NF × Nb × nR × nS											
Profundidad (m)		N campo	Gs (tn/m3)	σv(kg/cm2)	CN	ER/E60	NF	Nb	Nr	nS	N60
1.00	1.45	10	2.7714	0.28	1.00	1	1.00	1	0.85	1	8
1.45	1.90	33	2.7714	0.40	1.00	1	0.73	1	0.85	1	20
1.90	2.35	25	2.7714	0.53	1.00	1	0.80	1	0.85	1	17
2.35	2.80	35	2.7714	0.65	1.00	1	0.71	1	0.85	1	21
2.80	3.25	38	2.7714	0.78	1.00	1	0.70	1	0.85	1	22
3.25	3.70	35	2.7714	0.90	1.00	1	0.71	1	0.85	1	21
3.70	4.15	31	2.7714	1.03	1.00	1	0.74	1	0.85	1	19
4.15	4.60	50	2.7714	1.15	1.00	1	0.65	1	0.85	1	27

CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS ARCILLOSOS										
Muestra	Profundidad (m)		N60	Terzaghi	Hara	Crespo	Bowles	Stroud	Peck	qadm
M1	0.00	1.15	8	1.00	0.92	0.98	1.30	0.61	1.60	0.88
M2	1.15	2.95	8	1.00	0.92	0.98	1.30	0.61	1.60	0.88
M3	2.95	4.00	19	2.38	1.68	2.32	3.08	1.45	3.80	1.96
M4	4.00	5.05	19	2.38	1.68	2.32	3.08	1.45	3.80	1.96

COEFICIENTE DE BALASTRO K30								
Profundidad		N60	Terzaghi		Meyerhof - Bowls kg/cm2	Peck kg/cm2	K	
0.00 m	1.15 m	8.0	1	1	2	1	0.34	1.25 kg/cm2
1.15 m	2.95 m	8.0	1	1	2	1	0.34	1.2 kg/cm2
2.95 m	4.00 m	19.0	2	2	4	2	0.82	3.1 kg/cm2
4.00 m	5.05 m	19.0	2	2	4	2	0.82	3.1 kg/cm2

CUADRO RESUMEN							
Muestra	Profundidad (m)		N60	qadm	Φ	E	CONSISTENCIA
M1	0.00	1.15	8	0.88	4°	67.5	Mediana
M2	1.15	2.95	8	0.88	6	67.5	Compacta
M3	2.95	4.00	19	1.96	10	67.5	Muy compacta
M4	4.00	5.05	19	1.96	10	67.5	Muy compacta

N CORREGIDO SPT 4

$$N_{60} = N_{\text{campo}} \times CN \times ER/E_{60} \times NF \times Nb \times nR \times nS$$

Profundidad (m)	N campo	Gs (tn/m3)	σ_v (kg/cm2)	CN	ER/E60	NF	Nb	Nr	nS	N60	
1.00	1.45	11	2.7714	0.28	1.00	1	1.00	1	0.85	1	9
1.45	1.90	10	2.7714	0.40	1.00	1	1.00	1	0.85	1	8
1.90	2.35	11	2.7714	0.53	1.00	1	1.00	1	0.85	1	9
2.35	2.80	18	2.7714	0.65	1.00	1	0.92	1	0.85	1	14
2.80	3.25	11	2.7714	0.78	1.00	1	1.00	1	0.85	1	9
3.25	3.70	19	2.7714	0.90	1.00	1	0.89	1	0.85	1	14
3.70	4.15	29	2.7714	1.03	1.00	1	0.76	1	0.85	1	18
4.15	4.60	55	2.7714	1.15	0.93	1	0.64	1	0.85	1	27
4.60	5.05	43	3.7714	1.73	0.76	1	0.67	1	0.85	1	18
5.05	5.20	52	4.7714	2.41	0.64	1	0.64	1	0.85	1	18

CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS ARCILLOSOS

Muestra	Profundidad (m)	N60	Terzaghi	Hara	Crespo	Bowles	Stroud	Peck	qadm	
M1	0.00	1.30	9	1.13	1.00	1.10	1.46	0.69	1.80	0.98
M2	1.30	2.50	8	1.00	0.92	0.98	1.30	0.61	1.60	0.88
M3	2.50	4.15	9	1.13	1.00	1.10	1.46	0.69	1.80	0.98
M4	4.15	4.75	18	2.25	1.62	2.19	2.92	1.38	3.60	1.86
M5	4.75	5.20	18	2.25	1.62	2.19	2.92	1.38	3.60	1.86

CAPACIDAD PORTANTE- SUELOS ARENA ARCILLOSA

Muestra	Profundidad (m)	N60	Meyerhof(kg/cm2)	Bowls	Peck	Terzaghi	q asent	qadm		
M4	4.15	4.75	18	1.98	1.95	3.50	1.97	3.87	2.20	1.97
M5	4.75	5.20	18	1.98	1.95	3.50	1.97	3.87	2.20	1.97

Datos requeridos

B(m):	2.00	Df(m):	1.50
Fd:	1.25m	S(m):	0.03

CUADRO RESUMEN

Muestra	Profundidad (m)	N60	qadm	Φ	E	CONSISTENCIA	
M1	0.00	1.30	9	0.98	4°	67.5	Mediana
M2	1.30	2.50	8	0.88	4	67.5	Mediana
M3	2.50	4.15	9	0.98	4	67.5	Mediana
M4	4.15	4.75	18	1.91	10	67.5	Muy compacta
M5	4.75	5.20	18	1.91	10	67.5	Muy compacta

N CORREGIDO SPT 5

$$N_{60} = N_{\text{campo}} \times CN \times ER/E_{60} \times NF \times N_b \times nR \times nS$$

Profundidad (m)		N campo	Gs (tn/m3)	σ_v (kg/cm2)	CN	ER/E60	NF	Nb	Nr	nS	N60
1.00	1.45	10	2.7714	0.28	1.00	1	1.00	1	0.85	1	8
1.45	1.90	12	2.7714	0.40	1.00	1	1.00	1	0.85	1	10
1.90	2.35	15	2.7714	0.53	1.00	1	1.00	1	0.85	1	12
2.35	2.80	24	2.7714	0.65	1.00	1	0.81	1	0.85	1	16
2.80	3.25	20	2.7714	0.78	1.14	1	0.88	1	0.85	1	17
3.25	3.70	26	2.7714	0.90	1.05	1	0.79	1	0.85	1	19
3.70	4.15	22	2.7714	1.03	1.00	1	0.84	1	0.85	1	15
4.15	4.60	43	2.7714	1.15	1.00	1	0.67	1	0.85	1	24

CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS ARCILLOSOS

Muestra	Profundidad (m)		N60	Terzaghi	Hara	Crespo	Bowles	Stroud	Peck	qadm
M2	0.90	1.90	8	1.00	0.92	0.98	1.30	0.61	1.60	0.88
M3	1.90	2.35	12	1.50	1.22	1.46	1.94	0.92	2.40	1.28
M4	2.35	2.65	16	2.00	1.49	1.95	2.59	1.22	3.20	1.67
M5	2.65	3.40	16	2.00	1.49	1.95	2.59	1.22	3.20	1.67
M6	3.40	4.60	15	1.88	1.43	1.83	2.43	1.15	3.00	1.57

CAPACIDAD PORTANTE- SUELOS ARENA ARCILLOSA

Muestra	Profundidad (m)		N60	Meyerhof(kg/cm2)	Bowls	Peck	Terzaghi	q asent	qadm	
M5	2.65	3.40	16	1.76	1.73	3.11	1.75	3.44	1.86	1.75
Datos requeridos										
B(m):	2.00	Df(m):	1.50							
Fd:	1.25m	S(m):	0.03							

CUADRO RESUMEN

Muestra	Profundidad (m)		N60	qadm	Φ	E	CONSISTENCIA
M2	0.90	1.90	8	0.88	4 °	67.5	Mediana
M3	1.90	2.35	12	1.28	6	67.5	Compacta
M4	2.35	2.65	16	1.67	10	67.5	Muy compacta
M5	2.65	3.40	16	1.75	10	67.5	Muy compacta
M6	3.40	4.60	15	1.57	6	67.5	Compacta

N CORREGIDO SPT 6

$$N_{60} = N_{\text{campo}} \times CN \times ER/E_{60} \times NF \times N_b \times nR \times nS$$

Profundidad (m)		N campo	Gs (tn/m3)	σ_v (kg/cm2)	CN	ER/E60	NF	Nb	Nr	nS	N60
1.00	1.45	11	2.7714	0.28	1.00	1	1.00	1	0.85	1	9
1.45	1.90	29	2.7714	0.40	1.00	1	0.76	1	0.85	1	18
1.90	2.35	22	2.7714	0.53	1.38	1	0.84	1	0.85	1	21
2.35	2.80	35	2.7714	0.65	1.00	1	0.71	1	0.85	1	21
2.80	3.25	11	2.7714	0.78	1.00	1	1.00	1	0.85	1	9
3.25	3.70	14	2.7714	0.90	1.00	1	1.00	1	0.85	1	11
3.70	4.15	18	2.7714	1.03	1.00	1	0.92	1	0.85	1	14
4.15	4.60	38	2.7714	1.15	1.00	1	0.70	1	0.85	1	22

CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS ARCILLOSOS

Muestra	Profundidad (m)		N60	Terzaghi	Hara	Crespo	Bowles	Stroud	Peck	qadm
M2	0.90	1.45	9	1.13	1.00	1.10	1.46	0.69	1.80	0.98
M4	2.50	4.00	9	1.13	1.00	1.10	1.46	0.69	1.80	0.94
M5	4.00	4.60	14	1.75	1.36	1.71	2.27	1.07	2.80	1.39

CAPACIDAD PORTANTE- SUELOS ARENA ARCILLOSA

Muestra	Profundidad (m)		N60	Meyerhof(kg/cm2)	Bowls	Peck	Terzaghi	q asent	qadm	
M3	1.45	2.50	18	1.98	1.95	3.50	1.97	3.87	2.20	1.97
Datos requeridos										
B:	2.00	Df:	1.50							
Fd:	1.25m	S(m):	0.03							

CUADRO RESUMEN

Muestra	Profundidad (m)		N60	qadm	Φ	E	CONSISTENCIA
M2	0.90	1.45	9	0.98	4 °	67.5	Mediana
M3	1.45	2.50	18	1.97	5 °	67.5	Muy compacta
M4	2.50	4.00	9	0.94	6 °	67.5	Mediana
M5	4.00	4.60	14	1.39	7 °	67.5	Compacta

**ANEXO 9.3: INFORME DE ENSAYO QUÍMICO
DEL SUELO**

Imagen N°4.1: Certificado de ensayo químico de suelo



Email: servicios@soilseirl.com

SOLICITUD DE ENSAYO: CS1232-EQ

CERTIFICADO DE ENSAYO QUÍMICO EN SUELO

SOLICITADO POR: ELIZABETH MARIE ARRUE VINCES
PROYECTO/OBRA: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COMPLEJO DEPORTIVO NUEVO SAN LORENZO UTILIZANDO ESTRUCTURA ESPECIALES, DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
UBICACIÓN: Dist. José Leonardo Ortiz, Prov. Chiclayo, Dpto. Lambayeque.
FECHA DE ENSAYO: 15/02/2018
EQUIPO UTILIZADO: Balanza con división de escala de 0.001 g., capacidad máxima 210 g. Marca Ohaus, clase III. Certificado y fecha de calibración CCB-133-2017, 2017-09-11.
Horno mufla con alcance de indicación de 1100°C, marca Thermo Scientific. Certificado y fecha de calibración CMI-015-2017, 2017-09-08.

SPT : 4
Muestra : M-2

Norma de Ensayo	Denominación	Resultado (%)
Norma Técnica Peruana 400.042	Método de ensayo para la determinación cuantitativa de Sulfatos Solubles	0.162

SPT : 4
Muestra : M-2

Norma de Ensayo	Denominación	Resultado (%)
Norma Técnica Peruana 400.042	Método de ensayo para la determinación cuantitativa de Cloruros Solubles	0.0106

Potencial de Hidrógeno (pH) Natural 8.15
Potencial de Hidrógeno (pH) Corregido 6.56

Chiclayo, 16.02.2018


LUIS MANUEL MANTALE BUSTAMANTE
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 193186

Imagen N°4.2: Certificado de ensayo químico del suelo.



Email: servicios@soilseirl.com

SOLICITUD DE ENSAYO: CS1232-EQ

CERTIFICADO DE ENSAYO QUÍMICO EN SUELO

SOLICITADO POR: ELIZABETH MARIE ARRUE VINCES
PROYECTO/OBRA: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL COMPLEJO DEPORTIVO NUEVO SAN LORENZO UTILIZANDO ESTRUCTURA ESPECIALES, DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ
UBICACIÓN: Dist. José Leonardo Ortiz, Prov. Chiclayo, Dpto. Lambayeque.
FECHA DE ENSAYO: 15/02/2018
EQUIPO UTILIZADO: Balanza con division de escala de 0.001 g., capacidad máxima 210 g. Marca Ohaus, clase III. Certificado y fecha de calibración CCB-133-2017, 2017-09-11.
Horno mufla con alcance de indicación de 1100°C, marca Thermo Scientific. Certificado y fecha de calibración CMI-015-2017, 2017-09-08.

SPT : 6
Muestra : M-4

Norma de Ensayo	Denominación	Resultado (%)
Norma Técnica Peruana 400.042	Método de ensayo para la determinación cuantitativa de Sulfatos Solubles	0.122

SPT : 6
Muestra : M-4

Norma de Ensayo	Denominación	Resultado (%)
Norma Técnica Peruana 400.042	Método de ensayo para la determinación cuantitativa de Cloruros Solubles	0.0079

Potencial de Hidrógeno (pH) Natural 8.02
Potencial de Hidrógeno (pH) Corregido 7.22

Chiclayo, 16.02.2018


LUIS MANUEL MANTALÁN BUSTAMANTE
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 193186

ANEXO N°05: PLANILLA DE METRADOS

(VER CARPETA METRADOS ADJUNTA)

**ANEXO N°06: DESAGREGADO DE GASTOS
GENERALES**

**ANEXO N°09.1: DESAGREGADO DE GASTOS GENERALES DEL
MODULO 1 Y 4**

SEGUROS

GASTOS GENERALES:			
GASTOS FINANCIEROS POR SEGUROS			
<u>A. Seguros de accidentes personales</u>	Tasa	1.80%	S/ 192.23
	Período (meses)	1	
	Cobertura	S/ 128,150.00	
<u>B. Seguro complementario de trabajo de riesgo</u>	Tasa	1.50%	S/ 874.55
	Período (meses)	1	
	Cobertura	S/ 699,642.91	
<u>C. Seguro contra todo riesgo</u>	Tasa básica	1.50%	S/ 315.16
	Tasa	2.40%	
	Período (meses)	1	
	Cobertura	S/ 2,173,495.94	
Sub-Total			S/ 1,381.94
Costo por emisión de Póliza (3%)			S/ 41.46
TOTAL DE GASTOS FINANCIEROS POR SEGUROS (MENSUAL)			S/ 1,423.40

SUPERVISIÓN:			
GASTOS FINANCIEROS POR SEGUROS			
<u>A. Seguros de accidentes personales</u>	Tasa	1.80%	S/ 22.13
	Período (meses)	1	
	Cobertura	S/ 14,750.00	
<u>B. Seguro complementario de trabajo de riesgo</u>	Tasa	1.50%	S/ 86.88
	Período (meses)	1	
	Cobertura	S/ 69,500.00	
<u>C. Seguro contra todo riesgo</u>	Tasa básica	1.50%	S/ 315.16
	Tasa	2.40%	
	Período (meses)	1	
	Cobertura	S/ 2,173,495.94	
Sub-Total			S/ 424.17
Costo por emisión de Póliza (3%)			S/ 12.73
TOTAL DE GASTOS FINANCIEROS POR SEGUROS (MENSUAL)			S/ 436.90

GASTOS DE SUPERVISIÓN

ENSAYOS - GASTOS GENERALES			
ITEM	DESCRIPCIÓN	PRECIO + IGV(18%)	PRECIO SIN IGV
1	Límite líquido (Malla N°40)	S/ 28.30	S/ 23.21
2	Límite líquido (Malla N°200)	S/ 29.20	S/ 23.94
3	Límite plástico (Malla N°40)	S/ 25.20	S/ 20.66
4	Límite plástico (Malla N°200)	S/ 31.20	S/ 25.58
5	álisis granulométrico de agregados (grueso, fino y glob)	S/ 64.20	S/ 52.64
6	Clasificación de suelos para el uso en edificaciones	S/ 18.25	S/ 14.97
7	Resistencia a la compresión (testigos)	S/ 8,160.00	S/ 6,691.20
8	Diseño de mezclas	S/ 1,120.00	S/ 918.40
TOTAL		S/ 9,476.35	S/ 7,770.61

ANÁLISIS DE GASTOS SUPERVISIÓN							
DATOS DE LA OBRA							
Costo directo:		S/ 2,173,495.94					
Monto del contrato de obra:		S/ 2,564,725.21 Incluye IGV (18%)					
Duración:		4 meses					
DESCRIPCIÓN EQUIPO TECNICO	UND	CANT.	COSTO MENSUAL	MES	PARTICIPACIÓN	PARCIAL	TOTAL
COSTOS DIRECTOS							S/84,250.00
<u>Honorario personal profesional</u>							
Ingeniero civil (Jefe supervisión)	per	1	S/ 7,000.00	4.5	1	S/ 31,500.00	
Ingeniero civil asistente de supervisión	per	2	S/ 3,500.00	4	1	S/ 28,000.00	
<u>Honorario personal profesional tecnico</u>							
Topografo	per	1	S/ 2,500.00	4	1	S/ 10,000.00	S/ 10,000.00
<u>Honorario personal administrativo y apoyo</u>							
Secetaria	per	1	S/ 1,500.00	4	1	S/ 6,000.00	
Chofer	per	1	S/ 1,500.00	4.5	1	S/ 6,750.00	
Contador	per	1	S/ 2,000.00	4	0.25	S/ 2,000.00	
GASTOS GENERALES FIJOS							S/ 9,000.00
<u>Equipos requeridos para los trabajos de supervisión</u>							
Equipos de comunicación	und	5	S/ 100.00	4	1	S/ 2,000.00	
Equipos de computo desktop	und	3	S/ 250.00	4	1	S/ 3,000.00	
Implementos de seguridad	und	10	S/ 100.00	4	1	S/ 4,000.00	
GASTOS GENERALES VARIABLES							S/ 15,050.00
<u>Equipos requeridos para los trabajos de supervisión</u>							
Camioneta pick up 4x4 c/combustible	mes	1	S/ 2,500.00	4.5	1	S/ 11,250.00	
Servicios de comunicación	mes	3	S/ 150.00	4	1	S/ 1,800.00	
Equipos de topografía alquiler	mes	1	S/ 1,000.00	4	0.5	S/ 2,000.00	
<u>Utiles de escritorio</u>							
Material de oficina (tinta para impresora, copias, fotografías, scaneos, ploteado de planos, papel, otros)	mes	1	S/ 900.00	4	1	S/ 3,600.00	
<u>Seguro de ley accidente en obra</u>							
Seguro complementario de trabajo de riesgo (personal, profesional, persona técnico), para salud y pensión	mes	1	S/ 436.90	4	1	S/ 1,747.58	
<u>Pruebas de laboratorio</u>							
Ensayos referentes a estructuras y otros	glb	1	S/ 7,770.61	1	1	S/ 7,770.61	

Costo directo	S/	84,250.00
Gastos generales fijos	S/	9,000.00
Gastos generales variables	S/	15,050.00
Parcial	S/	108,300.00
Utilidad 9%	S/	9,747.00
Total parcial	S/	118,047.00
IGV (18%)	S/	21,248.46
Presupuesto valor referencial	S/	139,295.46

Gastos administrativos						
Coordinador en monitoreo en inspección	mes	1	S/ 3,500.00	4	1	S/ 14,000.00
Software de cómputo	glb	1	S/ 2,500.00	1	1	S/ 2,500.00
Equipamiento de computadoras, útiles, muebles	glb	1	S/ 3,000.00	1	1	S/ 3,000.00
Cursos, capacitaciones, actualizaciones, revisiones, viáticos	mes	1	S/ 900.00	4	1	S/ 3,600.00
Total						S/ 23,100.00

Presupuesto valor referencial	S/ 162,395.46
Porcentaje	6.33%

GASTOS GENERALES

ENSAYOS - GASTOS GENERALES			
ITEM	DESCRIPCIÓN	PRECIO + IGV(18%)	PRECIO SIN IGV
1	Límite líquido (Malla N°40)	S/ 25.20	S/ 20.66
2	Límite líquido (Malla N°200)	S/ 26.80	S/ 21.98
3	Límite plástico (Malla N°40)	S/ 25.20	S/ 20.66
4	Límite plástico (Malla N°200)	S/ 21.20	S/ 17.38
5	Clasificación de suelos para el uso en edificaciones	S/ 17.32	S/ 14.20
6	Análisis granulométrico de agregados (grueso, fino y global)	S/ 65.50	S/ 53.71
7	Análisis de agregados extraídos de las mezclas (Granulometría)	S/ 65.30	S/ 53.55
8	Resistencia a la compresión (testigos)	S/ 7,480.00	S/ 6,133.60
9	Diseño de mezclas	S/ 1,000.00	S/ 820.00
TOTAL		S/ 8,726.52	S/ 7,155.75

ANÁLISIS DE GASTOS GENERALES							
DATOS DE LA OBRA							
Costo directo:		S/	2,173,495.94				
Monto del contrato de obra:		S/	2,564,725.21	Incluye IGV (18%)			
Duración:		4 meses					
ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	C.U	TIEMPO	PARCIAL	TOTAL
1	GASTOS GENERALES FIJOS						S/ 32,635.75
1.1	<u>Movilización y desmovilización</u>						S/ 4,000.00
	Mov. y Desmov. de personal	vez	2	S/ 2,000.00		S/ 4,000.00	
1.2	<u>Gastos administrativos en obra y oficina (materiales)</u>						S/ 14,380.00
1.2.1	Cámara fotográfica	und	1	S/ 650.00		S/ 650.00	
1.2.2	Computadora Desktop	und	3	S/ 2,500.00		S/ 7,500.00	
1.2.3	Impresora multifuncional con cartucho	und	2	S/ 1,000.00		S/ 2,000.00	
1.2.4	Impresiones de planos y fotocopias	glb	1	S/ 500.00		S/ 500.00	
1.2.5	Mueble para computadora	und	3	S/ 750.00		S/ 2,250.00	
1.2.6	Estante organizador	und	2	S/ 250.00		S/ 500.00	
1.2.7	Papel A4	mil	15	S/ 12.00		S/ 180.00	
1.2.8	Artículos de limpieza	glb	1	S/ -		S/ -	
1.2.9	Materiales de oficina(Lapiceros, tinta, archivadores,etc)	mes	1	S/ 200.00	4	S/ 800.00	
1.3	<u>Gastos de licitación y contratación</u>						S/ 7,100.00
1.3.1	Gastos de presentación de documentos		1	S/ 500.00		S/ 500.00	
1.3.2	Gastos notariales		1	S/ 1,500.00		S/ 1,500.00	
1.3.3	Gastos de elaboración de propuesta		1	S/ 1,500.00		S/ 1,500.00	
1.3.4	Gastos de estudio y programación		1	S/ 1,500.00		S/ 1,500.00	
1.3.5	Gastos de entrega de obra (replanteo, liquidación, etc)		1	S/ 1,500.00		S/ 1,500.00	
1.3.6	Gastos de visita a campo		1	S/ 600.00		S/ 600.00	
1.4	<u>Ensayos de calidad y control</u>						S/ 7,155.75
1.4.1	Ensayos de laboratorio	glb	1	S/ 7,155.75		S/ 7,155.75	

2	GASTOS GENERALES VARIABLES						S/198,426.78
2.1	Gastos administrativos en obra (dirección técnica y adm)						S/ 128,150.00
2.1.1	Ingeniero residente (+ 0.5mes por liquidación)	mes	1	S/ 6,000.00	4.5	S/ 27,000.00	
2.1.2	Ingeniero especialista en estructuras	mes	1	S/ 5,500.00	4	S/ 22,000.00	
2.1.3	Ingeniero asistente en obra	mes	1	S/ 3,500.00	4	S/ 14,000.00	
2.1.4	Maestro de obra	mes	1	S/ 3,000.00	4	S/ 12,000.00	
2.1.5	Administrador de obra	mes	1	S/ 2,000.00	4	S/ 8,000.00	
2.1.6	Auxiliar de administrador de obra	mes	1	S/ 2,000.00	4	S/ 8,000.00	
2.1.7	Contador	mes	1	S/ 1,800.00	4	S/ 7,200.00	
2.1.8	Secretaría en obra	mes	1	S/ 1,300.00	4	S/ 5,200.00	
2.1.9	Chofér	mes	1	S/ 1,500.00	4.5	S/ 6,750.00	
2.1.10	Auxiliar en almacén	mes	1	S/ 2,000.00	4	S/ 8,000.00	
2.1.11	Guardián	mes	1	S/ 1,500.00	4	S/ 6,000.00	
2.1.12	Mantenimiento y limpieza	mes	1	S/ 1,000.00	4	S/ 4,000.00	
2.2	Gastos administrativos en obra y oficina (pago mensual)						S/ 17,150.00
2.2.1	Alquiler de camioneta pick up	mes	1	S/ 3,500.00	4.5	S/ 15,750.00	
2.2.2	Pago de servicios (agua, luz, internet)	mes	1	S/ 350.00	4	S/ 1,400.00	
2.3	IMPLEMENTOS DE SEGURIDAD						S/ 8,330.00
2.3.1	Zapatos de seguridad	und	1	S/ 40.00	45	S/ 1,800.00	
2.3.2	Cascos de seguridad	und	1	S/ 15.00	45	S/ 675.00	
2.3.3	Guantes y lentes de seguridad	und	1	S/ 35.00	45	S/ 1,575.00	
2.3.4	Ropa de seguridad	und	2	S/ 42.00	45	S/ 3,780.00	
2.3.5	Arnes de seguridad	und	1	S/ 25.00	20	S/ 500.00	
2.4	Gastos financieros (i= 4.5%)						S/ 39,103.19
2.4.1	Para fiel cumplimiento	%	0.37%	S/ 217,349.59	4	S/ 3,216.77	
2.4.2	Para adelanto en efectivo	%	0.37%	S/ 652,049	4	S/ 9,650.32	
2.4.3	Para pago al servicio nacional de capacitación para la industria de la construcción (SENCICO)	%	0.20%	S/ 2,173,496	4	S/ 17,387.97	
2.4.4	Impuesto a las transacciones financieras	%	0.00005	S/ 2,173,496	1	S/ 108.67	
2.4.5	Para exámenes médicos	und	45	S/ 194.21	1	S/ 8,739.45	
2.5	Seguro de ley accidente en obra						S/ 5,693.59
2.5.1	Seguro complementario de trabajo de riesgo	mes	1	S/ 1,423.40	4	S/ 5,693.59	
TOTAL DE GASTOS GENERALES (costo no incluye IGV)							S/ 231,062.53
TOTAL DE GASTOS GENERALES							10.63%

ANEXO N°09.2: DESAGREGADO DE GASTOS GENERALES DEL MODULO 2 Y 3

ANÁLISIS DE GASTOS GENERALES							
DATOS DE LA OBRA							
Costo directo:		S/ 2,173,495.94					
Monto del contrato de obra:		S/ 2,564,725.21 <i>Incluye IGV (18%)</i>					
Duración:		4 meses					
ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	C.U	TIEMPO	PARCIAL	TOTAL
1	GASTOS GENERALES FIJOS						S/ 32,715.75
1.1	<u>Movilización y desmovilización</u>						S/ 4,000.00
	Mov. y Desmov. de personal	vez	2	S/ 2,000.00		S/ 4,000.00	
1.2	<u>Gastos administrativos en obra y oficina (materiales)</u>						S/ 14,460.00
1.2.1	Cámara fotográfica	und	1	S/ 650.00		S/ 650.00	
1.2.2	Computadora Desktop	und	3	S/ 2,500.00		S/ 7,500.00	
1.2.3	Impresora multifuncional con cartucho	und	2	S/ 1,000.00		S/ 2,000.00	
1.2.4	Impresiones de planos y fotocopias	glb	1	S/ 500.00		S/ 500.00	
1.2.5	Mueble para computadora	und	3	S/ 750.00		S/ 2,250.00	
1.2.6	Estante organizador	und	2	S/ 250.00		S/ 500.00	
1.2.7	Papel A4	mil	15	S/ 12.00		S/ 180.00	
1.2.8	Artículos de limpieza	glb	1	S/ 80.00		S/ 80.00	
1.2.9	s de oficina (Lapiceros, tinta, archivadores, etc)	mes	1	S/ 200.00	4	S/ 800.00	
1.3	<u>Gastos de licitación y contratación</u>						S/ 7,100.00
1.3.1	Gastos de presentación de documentos		1	S/ 500.00		S/ 500.00	
1.3.2	Gastos notariales		1	S/ 1,500.00		S/ 1,500.00	
1.3.3	Gastos de elaboración de propuesta		1	S/ 1,500.00		S/ 1,500.00	
1.3.4	Gastos de estudio y programación		1	S/ 1,500.00		S/ 1,500.00	
1.3.5	e entrega de obra (replanteo, liquidación, etc)		1	S/ 1,500.00		S/ 1,500.00	
1.3.6	Gastos de visita a campo		1	S/ 600.00		S/ 600.00	
1.4	<u>Ensayos de calidad y control</u>						S/ 7,155.75
1.4.1	Ensayos de laboratorio	glb	1	S/ 7,155.75		S/ 7,155.75	
2	GASTOS GENERALES VARIABLES						S/ 213,237.33
2.1	<u>Gastos administrativos en obra (dirección técnica y</u>						S/ 142,700.00
2.1.1	Ingeniero residente (+ 0.5mes por liquidación)	mes	1	S/ 6,000.00	4.5	S/ 27,000.00	
2.1.2	Ingeniero especialista en estructuras	mes	1	S/ 5,500.00	4	S/ 22,000.00	
2.1.3	Ingeniero mecánico	mes	1	S/ 5,500.00	2.5	S/ 13,750.00	
2.1.4	Ingeniero asistente en obra	mes	1	S/ 3,500.00	4	S/ 14,000.00	
2.1.5	Maestro de obra	mes	1	S/ 3,000.00	4	S/ 12,000.00	
2.1.6	Administrador de obra	mes	1	S/ 2,000.00	4	S/ 8,000.00	
2.1.7	Auxiliar de administrador de obra	mes	1	S/ 2,000.00	4	S/ 8,000.00	
2.1.8	Contador	mes	1	S/ 1,800.00	4	S/ 7,200.00	
2.1.9	Secretaría en obra	mes	1	S/ 1,500.00	4	S/ 6,000.00	
2.1.10	Chofer	mes	1	S/ 1,500.00	4.5	S/ 6,750.00	
2.1.11	Auxiliar en almacén	mes	1	S/ 2,000.00	4	S/ 8,000.00	
2.1.12	Guardián	mes	1	S/ 1,500.00	4	S/ 6,000.00	
2.1.13	Mantenimiento y limpieza	mes	1	S/ 1,000.00	4	S/ 4,000.00	
2.2	<u>Gastos administrativos en obra y oficina (pago mensual)</u>						S/ 17,150.00
2.2.1	Alquiler de camioneta pick up	mes	1	S/ 3,500.00	4.5	S/ 15,750.00	
2.2.2	Pago de servicios (agua, luz, internet)	mes	1	S/ 350.00	4	S/ 1,400.00	
2.3	<u>IMPLEMENTOS DE SEGURIDAD</u>						S/ 8,330.00
2.3.1	Zapatos de seguridad	und	1	S/ 40.00	45	S/ 1,800.00	
2.3.2	Cascos de seguridad	und	1	S/ 15.00	45	S/ 675.00	
2.3.3	Guantes y lentes de seguridad	und	1	S/ 35.00	45	S/ 1,575.00	
2.3.4	Ropa de seguridad	und	2	S/ 42.00	45	S/ 3,780.00	
2.3.5	Arnes de seguridad	und	1	S/ 25.00	20	S/ 500.00	

2.4	<u>Gastos financieros (i= 4.5%)</u>						S/ 39,363.74
2.4.1	Para fiel cumplimiento	%	0.37%	S/ 217,349.59	4	S/ 3,216.77	
2.4.2	Para adelanto en efectivo	%	0.37%	S/ 652,049	4	S/ 9,650.32	
2.4.3	Para pago al servicio nacional de capacitación para la industria de la construcción (SENCICO)	%	0.20%	S/ 2,173,496	4	S/ 17,387.97	
2.4.4	Impuesto a las transacciones financieras	%	0.00005	S/ 2,173,496	1	S/ 108.67	
2.4.5	Para exámenes médicos	und	45	S/ 200.00	1	S/ 9,000.00	
2.5	<u>Seguro de ley accidente en obra</u>						S/ 5,693.59
2.5.1	Seguro complementario de trabajo de riesgo	mes	1	S/ 1,423.40	4	S/ 5,693.59	
TO TAL DE GASTOS GENERALES (costo no incluye IGV)							S/ 245,953.08
TO TAL DE GASTOS GENERALES							11.32%

**ANEXO N°07: ANÁLISIS DE COSTOS
UNITARIOS**

**(VER CARPETA ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS
ADJUNTA)**

ANEXO N°08: PRESUPUESTO

(VER CARPETA PRESUPUESTO ADJUNTA)

ANEXO N°09: FORMULA POLINÓMICA

(VER CARPETA FORMULA POLINÓMICA ADJUNTA)

ANEXO N°10: INSUMOS Y RECURSOS

(VER CARPETA INSUMOS Y RECURSOS ADJUNTA)

ANEXO N°11: CRONOGRAMA DE OBRA

(VER CARPETA CRONOGRAMA DE OBRA ADJUNTA)

ANEXO N°11.1: RELACIÓN DE EQUIPO MÍNIMO PARA OBRA

ITEM	EQUIPO	Und	Cantidad
1	NIVEL TOPOGRAFICO	und	1
2	TEODOLITO	und	1
3	EQUIPO PARA SOLDAR	und	2
4	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA	und	2
5	EQUIPO DE PINTURA	und	2
6	MARTILLO NEUMATICO DE 24 Kg	und	1
7	COMPRESORA NEUMATICA 125-175 PCM, 76HP	und	1
8	CARGADOR FRONTAL	und	1
9	RETROEXCAVADORA SOBRE ORUGAS 80 -110 HP	und	1
10	GRUA	und	1
11	CAMION VOLQUETE DE 15 m3	und	2
12	MINI CARGADOR BOB CAT 236D	und	2
13	VIBRADOR DE CONCRETO 7HP	und	4
14	MEZCLADORA DE TROMPO 9 P3	und	4
15	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO	und	2

**ANEXO N°12: ESTUDIO DE IMPACTO
AMBIENTAL**

EVALUACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

1. INTRODUCCIÓN

La evaluación del impacto ambiental es considerada como un instrumento preventivo para la preservación de los recursos naturales y defensa del medio ambiente cuyo objetivo principal es poder mitigar y restaurar los daños que puedan generar la ejecución de distintas obras de construcción; motivo por el cual tanto empresas públicas como privadas han aumentado su nivel de exigencia ante la elaboración de Estudios de Impacto Ambiental (EIAs) como requisito previo para la ejecución de proyectos para determinar el grado de afectación que tendrán y poder establecer medidas de mitigación correspondientes.

De acuerdo a lo mencionado, para el estudio de impacto ambiental de este proyecto se identificaron los impactos positivos y negativos que provoquen las actividades de la construcción del Proyecto **“Diseño Estructural del Complejo Deportivo Nuevo San Lorenzo, utilizando estructuras especiales, distrito de José Leonardo Ortiz, provincia de Chiclayo”**

2. BASE LEGAL

- Congreso constituyente, *Constitución Política del Perú*, 1993.
- *Ley del Sistema Nacional de Evaluación del Impacto Ambiental*, Ley N°27446, 2001.
- *Ley del sistema portuario nacional*, Ley N°27943, 2003.
- *Ley general del ambiente*, Ley N°28611, 2005.
- Decreto legislativo 1013, *Ley de creación, organización y funciones del Ministerio del Ambiente*, 2008.
- *Ley del Sistema Nacional de Evaluación y Fiscalización Ambiental*, Ley N°29325, 2009.
- *Ley de organización y funciones del Ministerio de Transportes y Comunicaciones*, Ley N°29370, 2009.
- Decreto supremo 038-2001-AG, *Reglamento de la ley de áreas naturales protegidas*, 2001.
- Decreto supremo 003-2004-MTC, *Aprueban reglamento de la ley del sistema portuario nacional*, 2004.

- Decreto supremo 044-2006-PCM, *Reglamento general del Organismo Supervisor de la Inversión en Infraestructura de Transporte de Uso Público*, 2006.
- Decreto supremo 021-2007-MTC, *Reglamento de organización y funciones del Ministerio de Transportes y Comunicaciones*, 2007.
- Decreto supremo 007-2008-MINAM, *Reglamento de Organización y Funciones del Ministerio del Ambiente*, 2008.
- Decreto supremo 004-2010-MINAM, *Decreto supremo que precisa la obligación de solicitar opinión técnica previa vinculante en defensa del patrimonio natural de las áreas naturales protegidas*, 2010.
- Resolución directoral 012-2007-MTC-16, *Lineamientos para elaborar estudios de impacto ambiental en proyectos portuarios a nivel de estudio definitivo*, 2007.
- Resolución directoral 013-2007-MTC-16, *Lineamientos para elaborar un programa de adecuación y manejo ambiental en proyectos portuarios*, 2007.
- Resolución directoral 063-2007-MTC-16, *Reglamento para la inscripción en el registro de entidades autorizadas para la elaboración de estudios de impacto ambiental en el subsector transportes*, 2007.

3. ESTUDIO DE LINEA BASE

3.1. ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

La determinación del área de influencia del proyecto implica definir aquellas zonas que de una u otra forma se vean influenciadas y susceptibles a recibir los impactos por las acciones de la ejecución del proyecto, los cuales pueden ser positivos o negativos. La determinación del ámbito espacial considera tres aspectos: físicos, bióticos y socioeconómicos.

El área de influencia puede ser directa o indirecta. El área de influencia directa comprende el área donde los impactos ambientales y sociales se darán de forma directa o inmediata durante la fase de construcción del complejo deportivo “Nuevo San Lorenzo”; la cual comprenderá el IV sector del pueblo joven Nuevo San Lorenzo.

El área de influencia indirecta del proyecto abarca las siguientes zonas: Departamento de Lambayeque, con sus provincias de Lambayeque, Chiclayo y Ferreñafe, así mismo los distritos de José Leonardo Ortiz, Chiclayo y La Victoria.

3.2. CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO FÍSICO

3.2.1. MAPA BASE

Ilustración 53 Área del complejo deportivo Nuevo San Lorenzo



Fuente: Google Earth

3.2.2. SUELOS

La zona donde se desarrolla el proyecto constituye un área urbana del distrito de José Leonardo Ortiz, provincia de Chiclayo, por lo que la topografía de la zona es llana.

Asimismo, las características del suelo son:

- Tipo de suelo: Arcilla de baja a media plasticidad.
- Expansión del suelo: Suelo superficial de expansión baja a media.
- Capacidad portante: 0.88 kg/cm².

3.2.3. HIDROGRAFÍA

Chiclayo cuenta con dos fuentes de agua para las diversas actividades de la población y su entorno, una fuente superficial (cuenca Chancay-Lambayeque y sub cuencas Chotano y Conchano) y la otra subterránea. La cuenca Chancay-Lambayeque, tiene un área de 2 380,5 Km² y su principal río es el Chancay-Lambayeque, con una longitud de 13.6 Km., con una masa media anual de 886,7 m³.

El área de ubicación directa del proyecto no presenta cursos de agua superficial.

El nivel freático encontrado en esta zona fue de 1.60m.

3.2.4. CLIMA

El clima de José Leonardo Ortiz es variable, entre cálido y templado, cuya temperatura máxima en verano alcanza los 28°C, y la temperatura mínima en invierno es de 15°C.

La precipitación pluvial promedio anual varía desde 0,5 hasta 24 mm.. Los meses de menor humedad son los de verano, incrementándose esta en los meses de invierno y durante la presencia del Fenómeno del NIÑO.

Presenta una humedad relativa, con promedio anual de 75%, mínima de 65% y máxima de 85% (SENAMHI, 2010)

3.2.5. SISMISIDAD

La actividad sísmica presente en el Perú tiene su origen en el proceso de convergencia de la placa de Nazca bajo la Sudamericana generando frecuentemente terremotos de magnitud elevada.

De acuerdo con el Mapa de Zonificación sísmica definido en la Norma E0.30 del Reglamento Nacional de Edificaciones, el distrito de José Leonardo Ortiz está ubicada dentro de una zona sísmica intermedia.

3.3. CARACTERIZACION DEL MEDIO BIOLOGICO

3.3.1. FLORA

Ilustración 54 Vista de la zona del proyecto



Fuente: Propia

Dentro del área de emplazamiento directa del proyecto no se existe vegetación ornamental ni vegetación silvestre.

3.3.2. FAUNA

Dentro del área de emplazamiento directa del proyecto no se existe presencia de fauna.

3.4. CARACTERIZACION DEL MEDIO SOCIOECONOMICO

3.4.1. ASPECTO SOCIAL

El distrito de José Leonardo Ortiz cuenta con una población de 181,782 habitantes según el rango poblacional proporcionado por el INEI en el censo realizado en el año 2007 y una densidad poblacional de 2,579.5625 hab por cada km² de superficie; estimándose para el año 2015 una población de 193, 232 hab.

Además de sus urbanizaciones y pueblos jóvenes José Leonardo Ortiz tiene como centros poblados rurales los caseríos de Culpón (370 hab.) y Chilape (104 hab.).

3.4.2. ASPECTO ECONÓMICO

El desarrollo urbano va acorde al crecimiento económico del distrito. Las principales actividades que sustentan la economía del distrito de José Leonardo Ortiz son: comercio 27%, agricultura 2.8% y pesca 0.3%.

En este distrito se encuentra el Complejo Comercial de Moshoqueque, en donde se venden productos agrícolas, ganaderos, etc.; motivo por el cual el comercio es una de las principales actividades que se desarrollan.

Tabla 105: Actividad económica

CATEGORIA	NRO.	%
Agrícola	1455	2.8
Pecuaria	126	0.2
Forestal	37	0.1
Pesquera	147	0.3
Minera	90	0.2
Artesanal	476	0.9
Comercial	14226	27
Servicios	26145	49.7
Otros	6175	11.7
Estado (gobierno)	3741	7.1

Fuente: Empadronamiento Distrital de Población y Vivienda 2012-2013 (SISFHO)

Población económica activa (PEA)

Según los resultados de la Encuesta Nacional de Hogares, Condiciones de Vida y Pobreza 2009; el sector que mayor empleo absorbe es la Agricultura, Ganadería, Silvicultura y Pesca.

El 31.6% de la PEA encontró ocupación en el sector Pesca, el 18.7% en el sector Comercio, 21.6% en Servicios y finalmente el 10.7% en el sector Industria.

4. IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS ASPECTOS DE IMPACTO AMBIENTAL

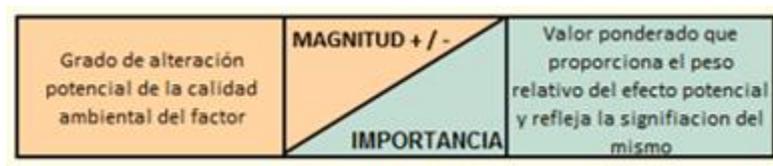
Para el presente estudio se identificaron y evaluaron los impactos ambientales, pues son la base para la elaboración del Plan de Manejo Ambiental, en el cual se plantearon las medidas necesarias para prevenir, mitigar o corregir los impactos negativos y potenciar los impactos positivos, para la conservación y protección del medio ambiente.

Para la identificación y evaluación de los impactos ambientales, se ha creído conveniente hacer uso de la Matriz de Leopold, que consiste en colocar en sus columnas el listado relacionado con los factores del ambiente que pueden ser afectados por el proyecto, y en sus filas el listado de las acciones o actividades involucradas durante el desarrollo del proyecto; en cada una de las celdas de interacción se analizan los impactos en función del tipo ya sea positivo o negativo y del grado de incidencia o intensidad de la alteración que producen.

Para la tipología de impactos se colocará el signo positivo si es beneficioso y negativo si es perjudicial. El impacto será evaluado mediante la asignación de un valor numérico el cual puede estar valorizada en un rango de 1 a 10 y si la acción no genera impacto, se deja la celda en blanco.

Una vez terminado de analizar y colocar los valores correspondientes se procede a realizar la sumatoria de impactos por cada factor o actividad y así poder determinar el factor ambiental más afectado y la acción que genera mayor impacto. Los impactos considerados significativos serán la base para poder establecer las medidas que formaran parte del Plan de Manejo Ambiental.

Leyenda:



5. ANÁLISIS DE LA MATRIZ DE IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

5.1. DESCRIPCIÓN DE LOS PRIMEROS IMPACTOS

5.1.1. EN LA CALIDAD DEL AIRE

Durante el proceso de construcción del complejo deportivo “Nuevo San Lorenzo”, se producirán emisiones de material debido a la maquinaria que se utilizará durante los movimientos de tierra, transporte de materiales, acarreo del material excedente, etc.

Esta emisión de partículas genera una incidencia directa en los trabajadores de la obra y así mismo generan una disminución de la calidad del aire. Así mismo el uso de maquinaria pesada generan emisiones de ruidos. Estos impactos son altamente significativos, pero temporales.

5.1.2. EN LA CALIDAD DEL AGUA

De forma general, los recursos hídricos serán muy poco alterados por las actividades del proyecto, ya que, como se ha indicado anteriormente, el área es urbana consolidada y no existen flujos naturales de agua superficial cercanas.

5.1.3. EN LA CALIDAD DEL SUELO

Debido a las obras a ejecutarse se producirá alteración de la calidad del suelo por los desechos generados por los trabajos de la construcción, grasa y combustible.

5.1.4. EN LA CALIDAD DE LA FLORA

En la zona del proyecto no existe flora, motivo por el cual el factor flora no se verá afectada en la etapa de construcción del proyecto.

5.1.5. EN LA CALIDAD DE LA FAUNA

La fauna en la etapa de construcción del proyecto es casi nula, debido a la escasez de insectos presentes en la zona del proyecto, sin embargo, durante el proceso de vaciado de concreto los afectados son los insectos.

5.1.6. EN LA CALIDAD DEL TRÁFICO

Este factor no se verá afectado debido que en la zona de trabajo no existe una gran confluencia de vehículos automotrices.

5.1.7. EN LA CALIDAD VISUAL

Durante la etapa de construcción del complejo deportivo se dará una alteración paisajista, pero cuando el proyecto esté terminado se aportará en la calidad visual para el distrito de José Leonardo Ortiz al tener una infraestructura moderna.

5.1.8. EN EL FACTOR SOCIOECONÓMICO

Impactos negativos

Se generará molestias a los vecinos cercanos a la zona de trabajo, las causas están relacionadas a los impactos descritos anteriormente.

Otro impacto negativo serían las posibles afecciones a la salud del personal de obra debido a la proliferación de partículas de residuos sólidos generados durante la construcción.

Impactos positivos

La generación directa de empleo, que en esta etapa es de carácter temporal, es un impacto positivo del proyecto, debido que se necesitará mano de obra calificada y no calificada.

Otro de los impactos positivos es la generación de ingresos económicos a la población cercana ya que originara un aumento al comercio vecinal, restaurantes, pensiones, etc.

6. MITIGACION DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES

En este acápite se identificarán todas las medidas necesarias para evitar daños innecesarios los cuales pueden ser generados por una mala planificación de las distintas operaciones del proyecto.

6.1. PLAN DE ACCION PREVENTIVO – CORRECTIVO

6.1.1. AIRE

Con la finalidad de evitar el polvo generado por las actividades de tránsito de maquinaria pesada, excavaciones, rellenos, se hará constantemente el riego de la zona del área de trabajo.

Se programarán los horarios para el acarreo del material excedente de 2:00pm a 5:00pm debido que en ese horario disminuye el tránsito peatonal por la zona.

Se trabajará con maquinaria moderna y de óptima calidad para disminuir el ruido que produce la maquinaria pesada.

Se armarán los arcos y las bridas paralelas en el taller para no contaminar, ya que éstos lugares están autorizados para la elaboración de este tipo de trabajos.

6.1.2. SUELO

Se colocarán contenedores de residuos sólidos para que luego se proceda a su disposición final al botadero autorizado para evitar y disminuir la contaminación.

6.1.3. CALIDAD VISUAL

La calidad visual solo se ve afectada en un pequeño porcentaje de tiempo durante el proceso constructivo, para mejorar la calidad visual se colocará un cerco perimétrico provisional en todo el perímetro del proyecto.

6.1.4. FACTOR SOCIECONÓMICO

Todo el personal de obra tendrá que utilizar sus implementos de seguridad para disminuir el riesgo a cualquier tipo de accidentes. Así mismo se darán charlas diarias antes de empezar las actividades del trabajo.

6.2. PLAN DE CONTIGENCIAS

El Plan de Contingencias tiene como finalidad establecer las acciones necesarias para prevenir y controlar eventualidades naturales y accidentes laborales que pudieran ocurrir en el área de emplazamiento del Proyecto. De esta manera, este Plan permitirá contrarrestar los efectos que puede generar la ocurrencia de emergencias, producidas por

alguna falla de las instalaciones de seguridad o errores involuntarios en la operación y mantenimiento de los equipos.

- Para la aplicación del Programa de Contingencias será necesario establecer el compromiso de participación de la organización conformada por la Gerencia de la empresa contratista, las Brigadas contra Emergencias, las Unidades de Apoyo, y la coordinación con entidades como el Instituto Nacional de Defensa Civil (**INDECI**), el Ministerio de Salud, entre otras:
- Todo personal que trabaje e la obra deberá ser y estar capacitado para afrontar cualquier caso de riesgo identificado.
- Se identificarán áreas de seguridad para protección de equipos y operadores de las obras del proyecto, frente a posibles eventos de desastres naturales.
- Se deberá comunicar previamente al Centro de Salud más cercano el inicio de las obras de construcción, para que éstos estén preparados frente a cualquier accidente que pudiera ocurrir.
- En caso de incendios, durante la etapa de construcción, así como la etapa de operación, se debe contar con extintores de polvo químico y para la construcción se debe contar también con cajas o bolsas de arena.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los impactos negativos de mayor grado de incidencia son aquellos que están relacionados con la disminución de la calidad de aire debido a la emisión de gases de combustión por parte de la maquinaria pesada necesaria para el proceso de construcción del proyecto, así como la emisión de ruidos que estos producen.

El impacto positivo con mayor importancia es la generación de empleo directo e indirecto recalcando que el periodo de los empleos es temporal para el caso del personal de construcción civil, pero una vez realizado el proyecto generará nuevos ingresos económicos y una mayor valoración a la zona del pueblo joven Nuevo San Lorenzo de manera directa y también para el distrito de José Leonardo Ortiz.

En general, el grado de afectación de los componentes ambientales son poco significativos y altamente mitigables, con excepción de los impactos sobre la calidad del aire y el incremento en el nivel de ruidos. Esta situación se presenta debido a que la zona de estudio es urbana.

El proyecto no afectará la vegetación y fauna en su proceso de construcción y funcionamiento.

Las obras de construcción a ejecutarse se hará en el área de propiedad de la Municipalidad, situación que no afectará a terrenos destinados para otros usos.

ANEXO N°13: MATRIZ DE LEOPOLD

(VER CARPETA MATRIZ DE LEOPOLD ADJUNTA)

ANEXO N°14: MEMORIAS DE CÁLCULO

ANEXO N°14.1: HOJAS DE CALCULO DE DISEÑO DE VIGAS.

DISEÑO POR FLEXIÓN

EJE	1	TRAMO	1-2
-----	---	-------	-----

NUDO (SUPERIOR) NEGATIVO

DATOS:

Mu=	1.52	Tn.m	φ=	0.9
b=	25	cm	fy=	4200 kg/cm ²
h=	40	cm	f'c=	210 kg/cm ²
d=	33.78	cm	B1=	0.85
a=	6.76	cm		

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

$$As = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})} \qquad a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

As=	1.32 cm ²	a=	1.24 cm	< >	6.76 cm
As=	1.21 cm ²	a=	1.14 cm	< >	1.24 cm
As=	1.21 cm ²	a=	1.14 cm	< >	1.14 cm

As=	1.21 cm ²
-----	----------------------

a=	1.14 cm
----	---------

Usar:	2	Ø	N°	1/2	+	0	Ø	N°	1/2
-------	---	---	----	-----	---	---	---	----	-----

As=	2.53 cm ²
-----	----------------------

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

$$\rho = \frac{As}{b * d} \qquad \rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy} \qquad \rho b = 0.85 * 0.85 * \frac{f'c}{fy} * \left(\frac{6300}{6300 + fy} \right) \qquad \rho_{max} = 0.75 * \rho b$$

ρ =	0.0030
ρ mín=	0.0024
ρ b =	0.0217
ρ max =	0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0024	0.0030	0.016
CORRECTO		

VERIFICACIÓN DE ANCHO MÍNIMO

recubrim.	4 cm
Ø aceros	2.54 cm

bmin=	14.94	<	b =	25
CORRECTO				

REFUERZO MÍNIMO

As mín=	2.04 cm ²
---------	----------------------

Usar:	2	Ø	N°	1/2
As=	2.53			

DISEÑO POR FLEXIÓN

EJE	1	TRAMO	1-2
------------	---	--------------	-----

CLARO (SUPERIOR) NEGATIVO

DATOS:

Mu=	0	Th.m	φ=	0.9	
b=	25	cm	fy=	4200	kg/cm ²
h=	40	cm	fc=	210	kg/cm ²
d=	33.78	cm	B1=	0.85	
a=	6.76	cm			

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

$$As = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})} \qquad a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

As=	0.00 cm ²	a=	0.00 cm	< >	6.76 cm
As=	0.00 cm ²	a=	0.00 cm	< >	0.00 cm
As=	0.00 cm ²	a=	0.00 cm	< >	0.00 cm

As=	0.00 cm ²
-----	----------------------

a=	0.00 cm
----	---------

Usar:	2	Ø	Nº	1/2	+	0	Ø	Nº	1/2
-------	----------	---	----	------------	---	----------	---	----	------------

As=	2.53 cm²
-----	----------------------------

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

$\rho = \frac{As}{b * d}$	$\rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$	$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{f'c}{fy} * (\frac{6300}{6300 + fy})$	$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$
---------------------------	---	--	------------------------------

ρ =	0.0030
ρ mín=	0.0024
ρ b =	0.0217
ρ max =	0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0024	0.0030	0.016
CORRECTO		

VERIFICACIÓN DE ANCHO MÍNIMO

recubrim.	4 cm	bmin=	14.94	<	b =	25
Ø aceros	2.54 cm	CORRECTO				

REFUERZO MÍNIMO

As mín= 2.04 cm²

Usar:	2	Ø	Nº	1/2
As=	2.53			

DISEÑO POR FLEXIÓN

EJE	1	TRAMO	1-2
------------	---	--------------	-----

NUDO (SUPERIOR) NEGATIVO

DATOS:

Mu=	1.66	Th.m	φ=	0.9	
b=	25	cm	fy=	4200	kg/cm ²
h=	40	cm	fc=	210	kg/cm ²
d=	33.78	cm	B1=	0.85	
a=	6.76	cm			

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

$$As = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})} \qquad a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

As=	1.44 cm ²	a=	1.36 cm	< >	6.76 cm
As=	1.33 cm ²	a=	1.25 cm	< >	1.36 cm
As=	1.32 cm ²	a=	1.25 cm	< >	1.25 cm

As=	1.32 cm ²
-----	----------------------

a=	1.25 cm
----	---------

Usar:	2	Ø	Nº	1/2	+	0	Ø	Nº	1/2
-------	---	---	----	-----	---	---	---	----	-----

As=	2.53 cm ²
-----	----------------------

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

$\rho = \frac{As}{b * d}$	$\rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$	$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{f'c}{fy} * (\frac{6300}{6300 + fy})$	$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$
---------------------------	---	--	------------------------------

ρ =	0.0030
ρ mín=	0.0024
ρ b =	0.0217
ρ max =	0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0024	0.0030	0.016
CORRECTO		

VERIFICACIÓN DE ANCHO MÍNIMO

recubrim.	4 cm	bmin=	14.94	<	b =	25
Ø aceros	2.54 cm		CORRECTO			

REFUERZO MÍNIMO

As mín=	2.04 cm ²
---------	----------------------

Usar:	2	Ø	Nº	1/2
As=	2.53			

DISEÑO POR FLEXIÓN

EJE	B	TRAMO	2-3
------------	---	--------------	-----

NUDO (SUPERIOR) NEGATIVO

DATOS:

Mu=	0.71	Th.m	φ=	0.9	
b=	25	cm	fy=	4200	kg/cm ²
h=	40	cm	fc=	210	kg/cm ²
d=	33.78	cm	B1=	0.85	
a=	6.76	cm			

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

$$As = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})} \qquad a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

As=	0.62 cm ²	a=	0.58 cm	< >	6.76 cm
As=	0.56 cm ²	a=	0.53 cm	< >	0.58 cm
As=	0.56 cm ²	a=	0.53 cm	< >	0.53 cm

As=	0.56 cm ²
-----	----------------------

a=	0.53 cm
----	---------

Usar:	2	Ø	Nº	1/2	+	0	Ø	Nº	1/2
-------	---	---	----	-----	---	---	---	----	-----

As=	2.53 cm ²
-----	----------------------

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

$\rho = \frac{As}{b * d}$	$\rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$	$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{f'c}{fy} * (\frac{6300}{6300 + fy})$	$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$
---------------------------	---	--	------------------------------

ρ =	0.0030
ρ mín=	0.0024
ρ b =	0.0217
ρ max =	0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0024	0.0030	0.016
CORRECTO		

VERIFICACIÓN DE ANCHO MÍNIMO

recubrim.	4 cm	bmin=	14.94	<	b =	25
Ø aceros	2.54 cm	CORRECTO				

REFUERZO MÍNIMO

As mín= 2.04 cm²

Usar:	2	Ø	Nº	1/2
As=	2.53			

DISEÑO POR FLEXIÓN

EJE	B	TRAMO	2-3
------------	---	--------------	-----

CLARO (SUPERIOR) NEGATIVO

DATOS:

Mu=	0	Th.m	φ=	0.9	
b=	25	cm	fy=	4200	kg/cm ²
h=	40	cm	fc=	210	kg/cm ²
d=	33.78	cm	B1=	0.85	
a=	6.76	cm			

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

$$As = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})} \qquad a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

As=	0.00 cm ²	a=	0.00 cm	< >	6.76 cm
As=	0.00 cm ²	a=	0.00 cm	< >	0.00 cm
As=	0.00 cm ²	a=	0.00 cm	< >	0.00 cm

As=	0.00 cm ²
-----	----------------------

a=	0.00 cm
----	---------

Usar:	2	Ø	Nº	1/2	+	0	Ø	Nº	5/8
-------	----------	---	----	------------	---	----------	---	----	------------

As=	2.53 cm²
-----	----------------------------

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

$\rho = \frac{As}{b * d}$	$\rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$	$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{f'c}{fy} * (\frac{6300}{6300 + fy})$	$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$
---------------------------	---	--	------------------------------

ρ =	0.0030
ρ mín=	0.0024
ρ b =	0.0217
ρ max =	0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0024	0.0030	0.016
CORRECTO		

VERIFICACIÓN DE ANCHO MÍNIMO

recubrim.	4 cm	bmin=	14.94	<	b =	25
Ø aceros	2.54 cm	CORRECTO				

REFUERZO MÍNIMO

As mín= 2.04 cm²

Usar:	2	Ø	Nº	1/2
As=	2.53			

DISEÑO POR FLEXIÓN

EJE	B	TRAMO	2-3
------------	---	--------------	-----

NUDO (SUPERIOR) NEGATIVO

DATOS:

Mu=	1.33	Th.m	φ=	0.9	
b=	25	cm	fy=	4200	kg/cm ²
h=	40	cm	fc=	210	kg/cm ²
d=	33.78	cm	B1=	0.85	
a=	6.76	cm			

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

$$As = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})} \qquad a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

As=	1.16 cm ²	a=	1.09 cm	< >	6.76 cm
As=	1.06 cm ²	a=	1.00 cm	< >	1.09 cm
As=	1.06 cm ²	a=	1.00 cm	< >	1.00 cm

As=	1.06 cm ²
-----	----------------------

a=	0.99 cm
----	---------

Usar:	2	Ø	Nº	1/2	+	0	Ø	Nº	5/8
-------	---	---	----	-----	---	---	---	----	-----

As=	2.53 cm ²
-----	----------------------

0

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

$\rho = \frac{As}{b * d}$	$\rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$	$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{f'c}{fy} * (\frac{6300}{6300 + fy})$	$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$
---------------------------	---	--	------------------------------

ρ =	0.0030
ρ mín=	0.0024
ρ b =	0.0217
ρ max =	0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0024	0.0030	0.016
CORRECTO		

VERIFICACIÓN DE ANCHO MÍNIMO

recubrim.	4 cm	bmin=	14.94	<	b =	25
Ø aceros	2.54 cm		CORRECTO			

REFUERZO MÍNIMO

As mín=	2.04 cm ²
---------	----------------------

Usar:	2	Ø	Nº	1/2
As=	2.53			

DISEÑO POR CORTANTE

DATOS:

b =	25	cm	d =	33.78	cm
h =	40	cm	Ø =	0.85	
f _c =	210	Kg/cm ²	L =	2.7	m
f _y =	4200	Kg/cm ²	C _m =	0.24	Tn/m
Nº estribo =	3		C _v =	0.00	Tn/m
W _u =	0.30	Tn/m			

ACEROS LONGITUDINALES:

APOYO	A
-------	---

Superior

2	Ø	Nº	1/2	+	0	Ø	Nº	1/2
As =	2.53 cm ²		a =	2.38 cm		M _{ps} =	3.68 Tn/m	

Inferior

2	Ø	Nº	1/2	+	0	Ø	Nº	1/2
As =	2.53 cm ²		a =	2.38 cm		M _{pi} =	3.68 Tn/m	

APOYO	B
-------	---

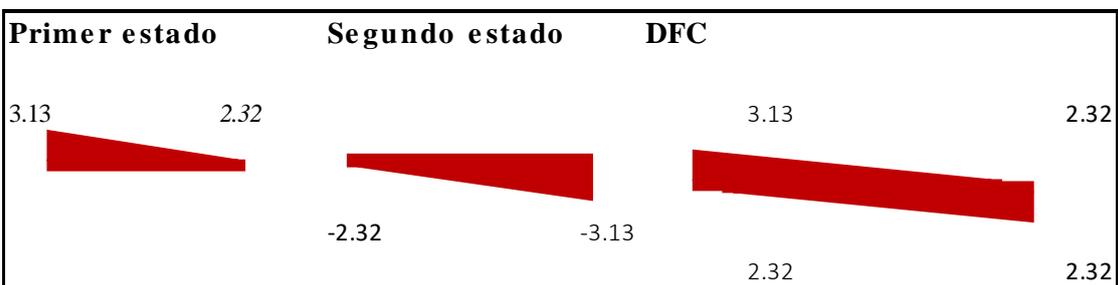
Superior

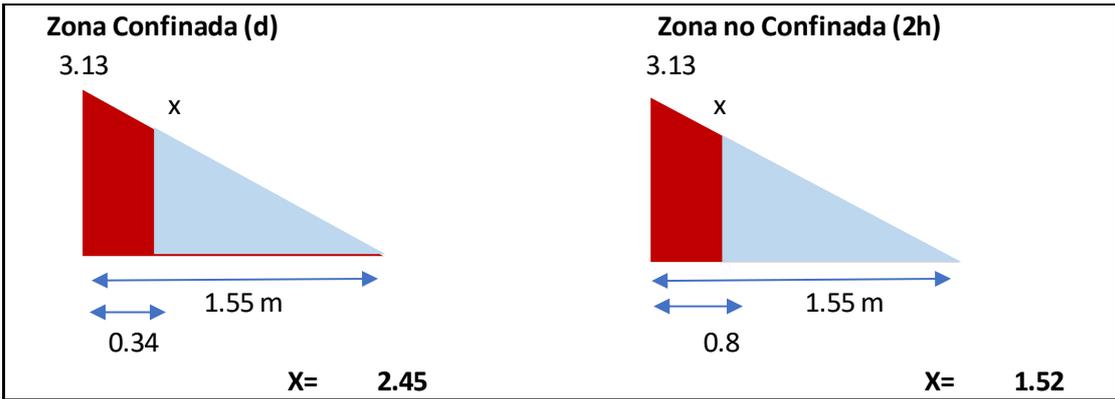
2	Ø	Nº	1/2	+	0	Ø	Nº	1/2
As =	2.53 cm ²		a =	2.38 cm		M _{ps} =	3.68 Tn/m	

Inferior

2	Ø	Nº	1/2	+	0	Ø	Nº	1/2
As =	2.53 cm ²		a =	2.38 cm		M _{pi} =	3.68 Tn/m	

DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE





ESTRIBOS EN ZONA DE CONFINAMIENTO

$V_s = V_n - V_c$ E.060 (11-2)

$V_n = 2.88 \text{ tn}$ $S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$

$V_c = 0.00 \text{ tn}$ E0.60 (11-5)

$V_s = 2.88 \text{ tn}$ $S = 69.74 \text{ cm}$

N° estribo:	3
1	@ 0.05
10	@ 0.1

$L_{\text{conf.}} = 0.80 \text{ m}$

$L = 1.05 \text{ m}$

CORRECTO

Límites de espaciamiento	
CAP 11-11.5.5.1	
$S \leq d/2$	16.89 cm
$S \leq 60\text{cm}$	60 cm
CAP 21-21.5.3.2	
$S \leq d/4$	8.45 cm
$S \leq 8db$	10.16 cm
$S \leq 24de$	22.80 cm
$S \leq 30\text{cm}$	30 cm

ESTRIBOS EN ZONA DE NO CONFINAMIENTO

$V_s = V_n - V_c$ E.060 (11-2)

$V_n = 1.78 \text{ tn}$ $S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$

$V_c = 0.00 \text{ tn}$ E0.60 (11-5)

$V_s = 1.78 \text{ tn}$ $S = 112.71 \text{ cm}$

N° estribo:	3
0.25	1.13
R	@ 0.15

Límites de espaciamiento	
CAP 21-21.5.3.4	
$S \leq d/2$	16.89 cm

N° estribo:	3
1	@ 0.05
10	@ 0.10
R	@ 0.15

DISEÑO POR FLEXIÓN

EJE	A	TRAMO	1-2
------------	---	--------------	-----

NUDO (SUPERIOR) NEGATIVO

DATOS:

Mu=	4.27	Th.m	φ=	0.9	
b=	25	cm	fy=	4200	kg/cm ²
h=	40	cm	fc=	210	kg/cm ²
d=	33.78	cm	B1=	0.85	
a=	6.76	cm			

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

$$As = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})} \qquad a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

As=	3.72 cm ²	a=	3.50 cm	< >	6.76 cm
As=	3.53 cm ²	a=	3.32 cm	< >	3.50 cm
As=	3.52 cm ²	a=	3.31 cm	< >	3.32 cm

As=	3.52 cm ²
-----	----------------------

a=	3.31 cm
----	---------

Usar:	2	Ø	Nº	5/8	+	0	Ø	Nº	1/2
-------	---	---	----	-----	---	---	---	----	-----

As=	3.97 cm ²
-----	----------------------

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

$\rho = \frac{As}{b * d}$	$\rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$	$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{f'c}{fy} * (\frac{6300}{6300 + fy})$	$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$
---------------------------	---	--	------------------------------

ρ =	0.0047
ρ mín=	0.0024
ρ b =	0.0217
ρ max =	0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0024	0.0047	0.016
CORRECTO		

VERIFICACIÓN DE ANCHO MÍNIMO

recubrim.	4 cm
Ø aceros	3.18 cm

bmin=	15.58	<	b =	25
CORRECTO				

REFUERZO MÍNIMO

As mín=	2.04 cm ²
---------	----------------------

Usar:	2	Ø	Nº	1/2
As=	2.53			

CLARO (INFERIOR) POSITIVO

DATOS:

Mu=	2.93	Th.m	φ=	0.9	
b=	25	cm	fy=	4200	kg/cm ²
h=	40	cm	f'c=	210	kg/cm ²
d=	33.78	cm	B1=	0.85	
a=	6.76	cm			

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

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

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

As=	2.55 cm ²	a=	2.40 cm	< >	6.76 cm
As=	2.38 cm ²	a=	2.24 cm	< >	2.40 cm
As=	2.37 cm ²	a=	2.23 cm	< >	2.24 cm

As=	2.37 cm ²
-----	----------------------

a=	2.23 cm
----	---------

Usar:	2	Ø	Nº	5/8	+	0	Ø	Nº	1/2
-------	----------	---	----	------------	---	----------	---	----	------------

As=	3.97 cm²
------------	----------------------------

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

$\rho = \frac{As}{b * d}$	$\rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$	$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{f'c}{fy} * (\frac{6300}{6300 + fy})$	$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$
---------------------------	---	--	------------------------------

ρ =	0.0047
ρ mín=	0.0024
ρ b =	0.0217
ρ max =	0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0024	0.005	0.016
CORRECTO		

VERIFICACIÓN DE ANCHO MÍNIMO

recubrim.	4 cm	bmin=	15.58	<	b =	25
Ø aceros	3.18 cm	CORRECTO				

REFUERZO MÍNIMO

As mín=	2.04 cm ²
---------	----------------------

Usar:	2	Ø	Nº	1/2
As=	2.53			

DISEÑO POR FLEXIÓN

EJE	A	TRAMO	1-2
------------	---	--------------	-----

NUDO (SUPERIOR) NEGATIVO

DATOS:

Mu=	4.27	Th.m	φ=	0.9	
b=	25	cm	fy=	4200	kg/cm ²
h=	40	cm	fc=	210	kg/cm ²
d=	33.78	cm	B1=	0.85	
a=	6.76	cm			

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

$$As = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})} \qquad a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

As=	3.72 cm ²	a=	3.50 cm	< >	6.76 cm
As=	3.53 cm ²	a=	3.32 cm	< >	3.50 cm
As=	3.52 cm ²	a=	3.31 cm	< >	3.32 cm

As=	3.52 cm ²
-----	----------------------

a=	3.31 cm
----	---------

Usar:	2	Ø	Nº	5/8	+	0	Ø	Nº	1/2
-------	---	---	----	-----	---	---	---	----	-----

As=	3.97 cm ²
-----	----------------------

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

$\rho = \frac{As}{b * d}$	$\rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$	$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{f'c}{fy} * (\frac{6300}{6300 + fy})$	$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$
---------------------------	---	--	------------------------------

ρ =	0.0047
ρ mín=	0.0024
ρ b =	0.0217
ρ max =	0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0024	0.0047	0.016
CORRECTO		

VERIFICACIÓN DE ANCHO MÍNIMO

recubrim.	4 cm	bmin=	15.58	<	b =	25
Ø aceros	3.18 cm		CORRECTO			

REFUERZO MÍNIMO

As mín=	2.04 cm ²
---------	----------------------

Usar:	2	Ø	Nº	1/2
As=	2.53			

DISEÑO POR CORTANTE

DATOS:

b =	25	cm	d =	33.78	cm
h =	40	cm	Ø =	0.85	
f _c =	210	Kg/cm ²	L =	2.7	m
f _y =	4200	Kg/cm ²	C _m =	0.24	Tn/m
N° estribo =	3		C _v =	0.00	Tn/m
W _u =	0.30	Tn/m			

ACEROS LONGITUDINALES:

APOYO	1
-------	---

Superior

2	Ø	N°	5/8	+ 0	Ø	N°	1/2
As =	3.97 cm ²		a =	3.74 cm		M _{ps} =	5.66 Tn/m

Inferior

2	Ø	N°	5/8	+ 0	Ø	N°	1/2
As =	3.97 cm ²		a =	3.74 cm		M _{pi} =	5.66 Tn/m

APOYO	2
-------	---

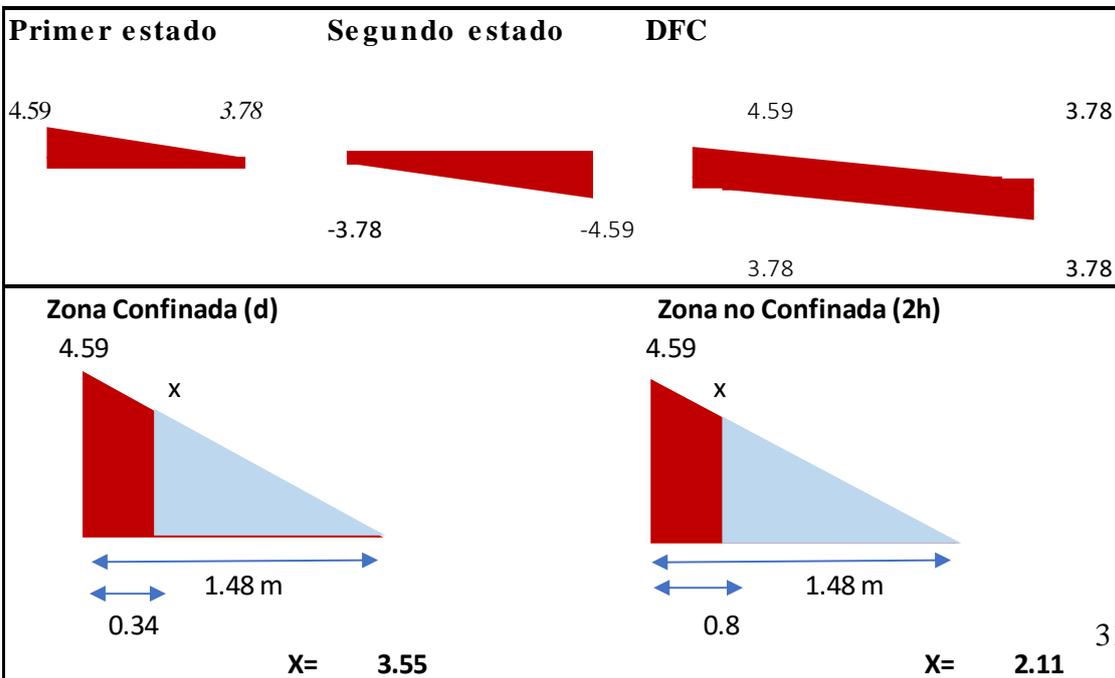
Superior

2	Ø	N°	5/8	+ 0	Ø	N°	1/2
As =	3.97 cm ²		a =	3.74 cm		M _{ps} =	5.66 Tn/m

Inferior

2	Ø	N°	5/8	+ 0	Ø	N°	5/8
As =	3.97 cm ²		a =	3.74 cm		M _{pi} =	5.66 Tn/m

DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE



ESTRIBOS EN ZONA DE CONFINAMIENTO

$V_s = V_n - V_c \quad E.060 (11-2)$

$V_n = 4.17 \text{ tn} \quad S = Av.fy.d / V_s$

$V_c = 0.00 \text{ tn} \quad E0.60 (11-5)$

$V_s = 4.17 \text{ tn} \quad S = 48.22 \text{ cm}$

N° estribo:	3
1 @ 0.05	
10 @ 0.125	

$L_{conf.} = 0.80 \text{ m}$

$L = 1.30 \text{ m}$

CORRECTO**Límites de espaciamiento****CAP 11-11.5.5.1**

$S \leq d/2 \quad 16.89 \text{ cm}$

$S \leq 60 \text{ cm} \quad 60 \text{ cm}$

CAP 21-21.5.3.2

$S \leq d/4 \quad 8.45 \text{ cm}$

$S \leq 8db \quad 12.72 \text{ cm}$

$S \leq 24de \quad 22.80 \text{ cm}$

$S \leq 30 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm}$

ESTRIBOS EN ZONA DE NO CONFINAMIENTO

$V_s = V_n - V_c \quad E.060 (11-2)$

$V_n = 2.48 \text{ tn} \quad S = Av.fy.d / V_s$

$V_c = 0.00 \text{ tn} \quad E0.60 (11-5)$

$V_s = 2.48 \text{ tn} \quad S = 80.96 \text{ cm}$

N° estribo:	3
0.25 @ 0.81	
R @ 0.15	

Límites de espaciamiento**CAP 21-21.5.3.4**

$S \leq d/2 \quad 16.89 \text{ cm}$

N° estribo:	3
1 @ 0.05	
10 @ 0.125	
R @ 0.15	

ANEXO N°14.2 : HOJAS DE CÁLCULO DE DISEÑO DE COLUMNAS

Módulo Administración

VERIFICACIÓN DE DISEÑO POR FLEXIÓN O FLEJO COMPRESIÓN			
f _c	2100	tn/m ²	DIMENSIÓN COL
Ag	0.16	m ²	b 0.4
			h 0.4
Pu < 0.1*f_c*Ag			33.60 Tn
COL	COMBO	PU (tonf)	VERIFICACIÓN
1	1.4D+ 1.7L	7.4659	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sx	7.6059	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sx	7.6059	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sy	7.7217	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sy	7.7217	FLEXIÓN
	0.9D+ Sx	5.3372	FLEXIÓN
	0.9D-Sx	5.3372	FLEXIÓN
	0.9D+ Sy	5.4531	FLEXIÓN
	0.9D-Sy	5.4531	FLEXIÓN
3	1.4D+ 1.7L	13.845	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sx	12.858	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sx	12.858	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sy	13.5726	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sy	13.5726	FLEXIÓN
	0.9D+ Sx	8.3617	FLEXIÓN
	0.9D-Sx	8.3617	FLEXIÓN
	0.9D+ Sy	9.0763	FLEXIÓN
	0.9D-Sy	9.0763	FLEXIÓN
5	1.4D+ 1.7L	7.0238	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sx	7.3163	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sx	7.3163	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sy	7.3187	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sy	7.3187	FLEXIÓN
	0.9D+ Sx	5.2017	FLEXIÓN
	0.9D-Sx	5.2017	FLEXIÓN
	0.9D+ Sy	5.2041	FLEXIÓN
	0.9D-Sy	5.2041	FLEXIÓN
7	1.4D+ 1.7L	7.0238	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sx	7.3163	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sx	7.3163	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sy	7.3187	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sy	7.3187	FLEXIÓN
	0.9D+ Sx	5.2017	FLEXIÓN
	0.9D-Sx	5.2017	FLEXIÓN
	0.9D+ Sy	5.2041	FLEXIÓN
	0.9D-Sy	5.2041	FLEXIÓN

9	1.4D+ 1.7L	13.845	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sx	12.858	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sx	12.858	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sy	13.5726	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sy	13.5726	FLEXIÓN
	0.9D+ Sx	8.3617	FLEXIÓN
	0.9D-Sx	8.3617	FLEXIÓN
	0.9D+ Sy	9.0763	FLEXIÓN
	0.9D-Sy	9.0763	FLEXIÓN
11	1.4D+ 1.7L	7.4659	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sx	7.6059	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sx	7.6059	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-Sy	7.7217	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ Sy	7.7217	FLEXIÓN
	0.9D+ Sx	5.3372	FLEXIÓN
	0.9D-Sx	5.3372	FLEXIÓN
	0.9D+ Sy	5.4531	FLEXIÓN
	0.9D-Sy	5.4531	FLEXIÓN

Fuente: Elaboración propia

Diseño por flexión de las columnas del módulo de administración

COL	EJE	NUDO	SIG	Mu tn/m	b cm	h cm	d cm	a cm	As mín (cm2)	As req (cm2)	# varillas				As cm2	a cm	Mu rest tn/m	pmin	p	pmax	pb	VERFIF
											1/2	5/8	3/4	1								
1		NUDO	M22(-)	4.85	40	40	34	2.30	3.28	3.91		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
			M22(+)	2.55	40	40	34	1.19	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
		NUDO	M22(-)	0.72	40	40	34	0.33	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
			M22(+)	5.37	40	40	34	2.55	3.28	4.34	1	2		5.24	3.08	6.43	0.0024	0.0039	0.0163	0.0217	OK	
		NUDO	M33(-)	3.43	40	40	34	1.61	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
			M33(+)	2.52	40	40	34	1.17	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
3		NUDO	M22(-)	6.19	40	40	34	2.96	3.28	5.04	1	2		5.24	3.08	6.43	0.0024	0.0039	0.0163	0.0217	OK	
			M22(+)	1.89	40	40	34	0.88	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
		NUDO	M22(-)	0	40	40	34	0.00	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
			M22(+)	6.19	40	40	34	2.96	3.28	5.04	1	2		5.24	3.08	6.43	0.0024	0.0039	0.0163	0.0217	OK	
		NUDO	M33(-)	3.29	40	40	34	1.54	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
			M33(+)	3.48	40	40	34	1.63	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
5		NUDO	M33(-)	3.16	40	40	34	1.48	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
			M33(+)	2.85	40	40	34	1.33	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
		NUDO	M22(-)	2.47	40	40	34	1.15	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
			M22(+)	4.61	40	40	34	2.18	3.28	3.71		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
		NUDO	M22(-)	0.73	40	40	34	0.34	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
			M22(+)	5.07	40	40	34	2.41	3.28	4.09	1	2		5.24	3.08	6.43	0.0024	0.0039	0.0163	0.0217	OK	
7		NUDO	M33(-)	2.61	40	40	34	1.22	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
			M33(+)	3.41	40	40	34	1.60	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
		NUDO	M33(-)	3	40	40	34	1.40	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
			M33(+)	1.46	40	40	34	0.67	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
		NUDO	M22(-)	2.47	40	40	34	1.15	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
			M22(+)	4.61	40	40	34	2.18	3.28	3.71		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
9		NUDO	M22(-)	5.07	40	40	34	2.41	3.28	4.09	1	2		5.24	3.08	6.43	0.0024	0.0039	0.0163	0.0217	OK	
			M22(+)	0.73	40	40	34	0.34	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
		NUDO	M33(-)	2.61	40	40	34	1.22	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
			M33(+)	3.41	40	40	34	1.60	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
		NUDO	M33(-)	3	40	40	34	1.40	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
			M33(+)	1.47	40	40	34	0.68	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
11		NUDO	M22(-)	1.89	40	40	34	0.88	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
			M22(+)	6.19	40	40	34	2.96	3.28	5.04	1	2		5.24	3.08	6.43	0.0024	0.0039	0.0163	0.0217	OK	
		NUDO	M22(-)	6.19	40	40	34	2.96	3.28	5.04	1	2		5.24	3.08	6.43	0.0024	0.0039	0.0163	0.0217	OK	
			M22(+)	0.55	40	40	34	0.25	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
		NUDO	M33(-)	3.29	40	40	34	1.54	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	
			M33(+)	3.48	40	40	34	1.63	3.28	3.28		2		3.97	2.34	4.93	0.0024	0.0029	0.0163	0.0217	OK	

Fuente: Elaboración propia

Diseño por cortante de las columnas del módulo de administración

COL	L (m)	b cm	h cm	d cm	# estribo	Av (cm2)	Mpr izq-sup	Mpr izq-inf	Mpr der-sup	Mpr der-inf	Vu	Vn	Vc	Espaciamiento								
														Zona - Confinamiento				No Conf.				
1	4.5	40	40	34	3	1.42	6.16	6.16	6.16	8.03	3.15	3.71	10.45	1	@	0.05	8	@	0.1	R	@	0.2
3	4.5	40	40	34	3	1.42	8.03	6.16	6.16	8.03	3.57	4.20	10.45	2	@	1.05	8	@	0.1	R	@	0.2
5	4.5	40	40	34	3	1.42	6.16	6.16	6.16	8.03	3.15	3.71	10.45	3	@	2.05	8	@	0.1	R	@	0.2
7	4.5	40	40	34	3	1.42	6.16	6.16	8.03	6.16	2.74	3.22	10.45	4	@	3.05	8	@	0.1	R	@	0.2
9	4.5	40	40	34	3	1.42	6.16	4.73	8.03	6.16	2.74	3.22	10.45	5	@	4.05	8	@	0.1	R	@	0.2
11	4.5	40	40	34	3	1.42	6.16	3.62	8.03	6.16	2.74	3.22	10.45	6	@	5.05	8	@	0.1	R	@	0.2

Fuente: Elaboración propia

Módulo Baños de Auditorio

Diseño por flexión de las columnas del Baño del auditorio

EJE	NUDO	SIG	Mu tn/m	b cm	h cm	d cm	a cm	As mín (cm2)	As req (cm2)	# varillas				As cm2	a cm	Mu rest tn/m	pmin	p	pmax	pb	VERFIF
										1/2	5/8	3/4	1								
	NUDO	M22(-)	1.78	40	40	34	0.82	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	1.48	40	40	34	0.68	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	0.98	40	40	34	0.45	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	1.57	40	40	34	0.73	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	2.91	40	40	34	1.36	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	1.89	40	40	34	0.88	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	1.02	40	40	34	0.47	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	3.07	40	40	34	1.44	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.32	25	40	34	0.98	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	1.09	25	40	34	0.81	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	0.93	25	40	34	0.69	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	1.4	25	40	34	1.04	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	1.31	25	40	34	0.97	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	0.34	25	40	34	0.25	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	0.01	25	40	34	0.01	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	1.96	25	40	34	1.47	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.09	25	40	34	0.81	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	1.32	25	40	34	0.98	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.41	25	40	34	1.05	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	0.93	25	40	34	0.69	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	1.32	25	40	34	0.98	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	0.34	25	40	34	0.25	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	0.01	25	40	34	0.01	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	1.96	25	40	34	1.47	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.49	40	40	34	0.69	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	1.78	40	40	34	0.82	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.57	40	40	34	0.73	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	0.98	40	40	34	0.45	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	2.91	40	40	34	1.36	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	1.89	40	40	34	0.88	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	1.01	40	40	34	0.47	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	3.07	40	40	34	1.44	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.77	40	40	34	0.82	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	1.49	40	40	34	0.69	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.56	40	40	34	0.72	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	0.98	40	40	34	0.45	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	1.89	40	40	34	0.88	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	2.9	40	40	34	1.35	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	3.07	40	40	34	1.44	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	1.01	40	40	34	0.47	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.32	25	40	34	0.98	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	1.09	25	40	34	0.81	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	0.93	25	40	34	0.69	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	1.4	25	40	34	1.04	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	0.34	25	40	34	0.25	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	1.32	25	40	34	0.98	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	1.96	25	40	34	1.47	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	0.01	25	40	34	0.01	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.09	25	40	34	0.81	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	1.32	25	40	34	0.98	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.4	25	40	34	1.04	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	0.93	25	40	34	0.69	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	0.34	25	40	34	0.25	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	1.32	25	40	34	0.98	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	1.96	25	40	34	1.47	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	0.01	25	40	34	0.01	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.48	40	40	34	0.68	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	1.77	40	40	34	0.82	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.56	40	40	34	0.72	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	0.98	40	40	34	0.45	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	1.89	40	40	34	0.88	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	2.91	40	40	34	1.36	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	3.07	40	40	34	1.44	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	1.01	40	40	34	0.47	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK

Fuente: Elaboración propia

: Diseño por cortante de las columnas del Baño del auditorio

COL	EJE	L (m)	b cm	h cm	d cm	# estribo	Av (cm ²)	Mpr izq-sup	Mpr izq-inf	Mpr der-sup	Mpr der-inf	Vu	Vn	Vc	Espaciamiento								
															Zona - Confinamiento				No Conf.				
9	1	4.1	40	40	34	3	1.42	8.75	8.75	8.75	8.75	4.27	5.02	10.45	1	@	0.05	8	@	0.1	R	@	0.2
10	1	4.1	25	40	34	3	1.42	8.48	8.48	8.48	8.48	4.13	4.86	6.53	1	@	0.05	8	@	0.1	R	@	0.2
11	1	4.1	25	40	34	3	1.42	8.48	8.48	8.48	8.48	4.13	4.86	6.53	1	@	0.05	8	@	0.1	R	@	0.2
12	1	4.1	40	40	34	3	1.42	8.75	8.75	8.75	8.75	4.27	5.02	10.45	1	@	0.05	8	@	0.1	R	@	0.2
13	2	4.1	40	40	34	3	1.42	8.75	5.15	8.75	8.75	4.27	5.02	10.45	1	@	0.05	8	@	0.1	R	@	0.2
14	2	4.1	25	40	34	3	1.42	8.48	7.98	8.48	8.48	4.13	4.86	6.53	1	@	0.05	8	@	0.1	R	@	0.2
15	2	4.1	25	40	34	4	1.42	8.48	7.98	8.48	8.48	4.13	4.86	6.53	1	@	0.05	8	@	0.1	R	@	0.2
16	2	4.1	40	40	34	5	1.42	8.75	5.15	8.75	8.75	4.27	5.02	10.45	1	@	0.05	8	@	0.1	R	@	0.2

Fuente: Elaboración propia

Módulo Stands de venta

Verificación del comportamiento de las columnas de los stands de venta

Pu < 0.1*f'c*Ag			33.60 Tn
COL	COMBO	PU (tonf)	VERIFICACIÓN
7	1.4D+ 1.7L	7.0362	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	6.7275	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	7.0884	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	4.716	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	4.3551	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	4.3551	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	4.716	FLEXIÓN
8	1.4D+ 1.7L	7.0362	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	6.7275	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	7.0884	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	4.716	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	4.3551	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	4.3551	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	4.716	FLEXIÓN
9	1.4D+ 1.7L	7.0362	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	6.7275	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	7.0884	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	4.716	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	4.3551	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	4.3551	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	4.716	FLEXIÓN

10	1.4D+ 1.7L	7.0362	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	6.7275	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	7.0884	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	7.0884	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	4.716	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	4.3551	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	4.3551	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	4.716	FLEXIÓN
11	1.4D+ 1.7L	12.2493	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	11.1503	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	10.8205	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	11.1503	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	11.1503	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	6.4898	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	6.16	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	6.16	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	6.4898	FLEXIÓN
12	1.4D+ 1.7L	12.2493	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SxD	11.1503	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L+ 1SyD	10.8205	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SxD	11.1503	FLEXIÓN
	1.25D+ 1.25L-1SyD	11.1503	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SxD	6.4898	FLEXIÓN
	0.9D+ 1SyD	6.16	FLEXIÓN
	0.9D-1SyD	6.16	FLEXIÓN
	0.9D-1SxD	6.4898	FLEXIÓN

Fuente: Elaboración propia

Diseño por flexión de las columnas de los stands de venta

C	NUDO	SIG	Mu tn/m	b cm	h cm	d cm	a cm	As mín (cm ²)	As req (cm ²)	# varillas				As cm ²	a cm	Mu rest tn/m	pmin	p	pmax	pb	VERFIF
										1/2	5/8	3/4	1								
7	NUDO	M22(-)	0.7	40	40	34	0.32	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	2.4	40	40	34	1.12	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	2.47	40	40	34	1.15	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	1.63	40	40	34	0.75	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	0.7	40	40	34	0.32	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	3.95	40	40	34	1.86	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
8	NUDO	M22(-)	0.7	40	40	34	0.32	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	2.4	40	40	34	1.12	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	2.47	40	40	34	1.15	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	1.63	40	40	34	0.75	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	3.95	40	40	34	1.86	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	0.71	40	40	34	0.33	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
9	NUDO	M33(-)	1.83	40	40	34	0.85	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	3.43	40	40	34	1.61	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	2.41	40	40	34	1.12	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	0.7	40	40	34	0.32	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.63	40	40	34	0.75	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	2.47	40	40	34	1.15	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
NUDO	M33(-)	0.71	40	40	34	0.33	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK	
	M33(+)	3.95	40	40	34	1.86	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK	
NUDO	M33(-)	3.43	40	40	34	1.61	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK	
	M33(+)	1.83	40	40	34	0.85	3.28	3.28		2			5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK	

10	NUDO	M22(-)	2.41	40	40	34	1.12	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	0.7	40	40	34	0.32	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.63	40	40	34	0.75	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	2.47	40	40	34	1.15	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	3.95	40	40	34	1.86	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	0.71	40	40	34	0.33	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
11	NUDO	M33(-)	1.83	40	40	34	0.85	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	3.43	40	40	34	1.61	3.28	3.28			2		5.73	3.37	7.00	0.0024	0.0042	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.48	25	40	34	1.10	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
M22(+)		1.48	25	40	34	1.10	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK	
12	NUDO	M22(-)	1.53	25	40	34	1.14	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	1.53	25	40	34	1.14	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	0.02	25	40	34	0.01	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
M33(+)		2.45	25	40	34	1.84	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK	
12	NUDO	M33(-)	1.58	25	40	34	1.18	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	0.25	25	40	34	0.18	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M22(-)	1.48	25	40	34	1.10	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
M22(+)		1.48	25	40	34	1.10	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK	
12	NUDO	M22(-)	1.53	25	40	34	1.14	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M22(+)	1.53	25	40	34	1.14	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
	NUDO	M33(-)	2.45	25	40	34	1.84	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
M33(+)		0.02	25	40	34	0.01	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK	
12	NUDO	M33(-)	0.26	25	40	34	0.19	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK
		M33(+)	1.58	25	40	34	1.18	2.05	2.05			2		5.73	5.39	6.78	0.0024	0.0067	0.0163	0.0217	OK

Fuente: Elaboración propia

Diseño por cortante de las columnas de los stands de venta

COL	EJE	L (m)	b cm	h cm	d cm	# estribo	Av (cm2)	Mpr izq-sup	Mpr izq-inf	Mpr der-sup	Mpr der-inf	Vu	Vn	Vc	Espaciamiento								
															Zona -Confinamiento				No Conf.				
7	1	4.1	40	40	34	3	1.42	8.75	8.75	8.75	8.75	4.27	5.02	10.45	1	@	0.05	8	@	0.1	R	@	0.2
8	1	4.1	40	40	34	3	1.42	8.75	8.75	8.75	8.75	4.27	5.02	10.45	1	@	0.05	8	@	0.1	R	@	0.2
9	1	4.1	40	40	34	3	1.42	8.75	8.75	8.75	8.75	4.27	5.02	10.45	1	@	0.05	8	@	0.1	R	@	0.2
10	1	4.1	40	40	34	3	1.42	8.75	8.75	8.75	8.75	4.27	5.02	10.45	1	@	0.05	8	@	0.1	R	@	0.2
11	2	4.1	25	40	34	3	1.42	8.48	7.98	8.48	8.48	4.13	4.86	6.53	1	@	0.05	8	@	0.1	R	@	0.2
12	2	4.1	25	40	34	3	1.42	8.48	7.98	8.48	8.48	4.13	4.86	6.53	1	@	0.05	8	@	0.1	R	@	0.2

Fuente: Elaboración propia

ANEXO N°14.3 : HOJAS DE CALCULO DE DISEÑO DE LOSAS

MÓDULO: ADMINISTRACIÓN

Descripción	Mu	F'c	Fy	ϕ	Base	Alt	d	a	As	a (real)	Tipo
Entre eje A-B	0.62	210	4200	0.9	40	20	17.4	5	1.1	0.65	Viga Rectangular
Entre eje B-C	0.62	210	4200	0.9	40	20	17.4	5	1.1	0.65	Viga Rectangular

APOYO A

NUDO (SUPERIOR) NEGATIVO

DATOS:

Mu =	0.20 tn.m	ϕ =	0.9
b =	40.00 cm	fy=	4200 kg/cm ²
h =	20.00 cm	f'c=	210 kg/cm ²
d =	17.37 cm	BI=	0.85
a =	3.47 cm		

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

As =	0.34 cm ²	a =	0.20 cm	< >	3.47 cm
As =	0.31 cm ²	a =	0.18 cm	< >	0.20 cm
As =	0.31 cm ²	a =	0.18 cm	< >	0.18 cm

As =	0.31 cm ²
------	----------------------

a =	0.18 cm
-----	---------

Usar:	1	\emptyset	N°	3/8	+	0	\emptyset	N°	1/2
-------	----------	-------------	----	------------	---	----------	-------------	----	------------

As =	0.71 cm ²
------	----------------------

REFUERZO MÍNIMO

As mín= 0.42 cm²

Usar:	1	\emptyset	N°	3/8
As	0.71 cm ²			

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

ρ =	0.0041
ρ mín=	0.0024
ρ b =	0.021675
ρ max =	0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0024	0.0041	0.0163
CORRECTO		

CLARO A-B

NUDO (SUPERIOR) POSITIVO

DATOS:

Mu = 0.47 tn.m	φ = 0.9
b = 40.00 cm	fy = 4200 kg/cm ²
h = 20.00 cm	fc = 210 kg/cm ²
d = 17.37 cm	Bl = 0.85
a = 3.47 cm	

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

As = 0.80 cm ²	a = 0.47 cm < > 3.47 cm
As = 0.73 cm ²	a = 0.43 cm < > 0.47 cm
As = 0.72 cm ²	a = 0.43 cm < > 0.43 cm

As = 0.72 cm ²

a = 0.43 cm

Usar:	1	∅	N°	3/8	+	0	∅	N°	1/2
-------	----------	---	----	------------	---	----------	---	----	------------

As = 0.71 cm ²

REFUERZO MÍNIMO

As mín = 0.42 cm²

Usar:	1	∅	N°	3/8
As	0.71 cm ²			

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

ρ =	0.0041
ρ mín =	0.0024
ρ b =	0.021675
ρ max =	0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0024	0.0041	0.0163
CORRECTO		

APOYO B

NUDO (SUPERIOR) NEGATIVO

DATOS:

Mu =	0.75 tn.m	φ =	0.9
b =	40.00 cm	fy =	4200 kg/cm ²
h =	20.00 cm	fc =	210 kg/cm ²
d =	17.37 cm	BI =	0.85
a =	3.47 cm		

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

As =	1.27 cm ²	a =	0.75 cm < > 3.47 cm
As =	1.17 cm ²	a =	0.69 cm < > 0.75 cm
As =	1.17 cm ²	a =	0.69 cm < > 0.69 cm

As = 1.17 cm ²

a = 0.69 cm

Usar:	1	∅	N°	1/2	+	0	∅	N°	3/8
-------	----------	---	----	------------	---	----------	---	----	------------

As = 1.27 cm ²

REFUERZO MÍNIMO

As mín = 0.42 cm²

Usar:	1	∅	N°	1/2
As	1.27 cm ²			

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

ρ =	0.0073
ρ mín =	0.0024
ρ b =	0.021675
ρ max =	0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0024	0.0073	0.0163
CORRECTO		

CLARO B-C

NUDO (SUPERIOR) POSITIVO

DATOS:

Mu =	0.39 tn.m	φ =	0.9
b =	40.00 cm	fy =	4200 kg/cm ²
h =	20.00 cm	fc =	210 kg/cm ²
d =	17.37 cm	Bl =	0.85
a =	3.47 cm		

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

As =	0.66 cm ²	a =	0.39 cm < > 3.47 cm
As =	0.60 cm ²	a =	0.35 cm < > 0.39 cm
As =	0.60 cm ²	a =	0.35 cm < > 0.35 cm

As = 0.60 cm²

a = 0.35 cm

Usar:	1	∅	N°	3/8	+	0	∅	N°	3/8
-------	----------	---	----	------------	---	----------	---	----	------------

As = 0.71 cm²

REFUERZO MÍNIMO

As mín = 0.42 cm²

Usar:	1	∅	N°	3/8
As	0.71 cm ²			

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

ρ =	0.0041
ρ mín =	0.0024
ρ b =	0.021675
ρ max =	0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0024	0.0041	0.0163
CORRECTO		

APOYO C

NUDO (SUPERIOR) NEGATIVO

DATOS:

Mu = 0.20 tn.m	φ = 0.9
b = 40.00 cm	fy = 4200 kg/cm ²
h = 20.00 cm	fc = 210 kg/cm ²
d = 17.37 cm	Bl = 0.85
a = 3.47 cm	

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

As = 0.34 cm ²	a = 0.20 cm	< >	3.47 cm
As = 0.31 cm ²	a = 0.18 cm	< >	0.20 cm
As = 0.31 cm ²	a = 0.18 cm	< >	0.18 cm

As = 0.31 cm ²

a = 0.18 cm

Usar:	1 ∅ N° 3/8	+	0 ∅ N° 3/8
-------	--------------------------	---	--------------------------

As =	0.71 cm ²
------	----------------------

REFUERZO MÍNIMO

As mín = 0.42 cm²

Usar:	1 ∅ N° 3/8
As	0.71 cm ²

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

ρ = 0.0041
 ρ mín = 0.0024
 ρ b = 0.021675
 ρ max = 0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0024	0.0041	0.0163
CORRECTO		

Refuerzo por contracción y temperatura (Ast)

$$Ast = \rho_t * b * h$$

ρt = 0.0018 As mín = 0.90 cm²
 b = 100 cm
 h = 5 cm

Usar:	3 ∅ N° 1/4 @ 25 cm
As	0.95 cm ²

Espaciamiento (S)

S máx	35 cm
S máx	25 cm

Comprobación por cortante

	REVISIÓN POR CORTANTE			
	Vu	Cortante de concreto		Comprobación
		Vn	ΦVn	
A-B	0.55 Tn	1.33	1.13	Conforme
B-C	0.84 Tn	1.33	1.13	Conforme

MÓDULO: STANDS DE VENTA

Descripción	Mu	F'c	Fy	ϕ	Base	Alt	d	a	As	a (real)	Tipo
Entre eje A-B	0.57	210	4200	0.9	40	20	17.4	5	1.01	0.60	Viga Rectangular
Entre eje B-C	0.57	210	4200	0.9	40	20	17.4	5	1.01	0.60	Viga Rectangular

Momentos obtenidos por SAP 2000

Espeor de losa aligerada: 20.00 cm

A B C

Momento (Tn.m)

- 0.39 0.57 0.32
+ 0.31 0.34

APOYO A

NUDO (SUPERIOR) NEGATIVO

DATOS:

Mu =	0.39 tn.m	φ =	0.9
b =	40.00 cm	fy =	4200 kg/cm ²
h =	20.00 cm	fc =	210 kg/cm ²
d =	17.37 cm	BI =	0.85
a =	3.47 cm		

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

As =	0.66 cm ²	a =	0.39 cm	< >	3.47 cm
As =	0.60 cm ²	a =	0.35 cm	< >	0.39 cm
As =	0.60 cm ²	a =	0.35 cm	< >	0.35 cm

As= 0.60 cm ²	a = 0.35 cm
--------------------------	-------------

Usar:	1	Ø	N°	3/8	+	0	Ø	N°	1/2
-------	----------	---	----	------------	---	----------	---	----	------------

As =	0.71 cm ²
------	----------------------

REFUERZO MÍNIMO

As mín= 0.31 cm²

Usar:	1	Ø	N°	3/8
As	0.71 cm ²			

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

ρ = 0.0041
 ρ mín= 0.0018
 ρ b = 0.021675
 ρ max= 0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0018	0.0041	0.0163
CORRECTO		

APOYO B

NUDO (SUPERIOR) NEGATIVO

DATOS:

Mu =	0.57 tn.m	φ =	0.9
b =	40.00 cm	fy =	4200 kg/cm ²
h =	20.00 cm	fc =	210 kg/cm ²
d =	17.37 cm	BI =	0.85
a =	3.47 cm		

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

As =	0.96 cm ²	a =	0.57 cm	< >	3.47 cm
As =	0.88 cm ²	a =	0.52 cm	< >	0.57 cm
As =	0.88 cm ²	a =	0.52 cm	< >	0.52 cm

As= 0.88 cm ²	a = 0.52 cm
--------------------------	-------------

Usar:	1	Ø	N°	1/2	+	0	Ø	N°	3/8
-------	----------	---	----	------------	---	----------	---	----	------------

As =	1.27 cm ²
------	----------------------

REFUERZO MÍNIMO

As mín= 0.31 cm²

Usar:	1	Ø	N°	3/8
As	0.71 cm ²			

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

ρ = 0.0073
 ρ mín= 0.0018
 ρ b = 0.021675
 ρ max= 0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0018	0.0073	0.0163
CORRECTO		

APOYO C

NUDO (SUPERIOR) NEGATIVO

DATOS:

Mu =	0.32 tn.m	φ =	0.9
b =	40.00 cm	fy =	4200 kg/cm ²
h =	20.00 cm	fc =	210 kg/cm ²
d =	17.37 cm	BI =	0.85
a =	3.47 cm		

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

As =	0.54 cm ²	a =	0.32 cm	< >	3.47 cm
As =	0.49 cm ²	a =	0.29 cm	< >	0.32 cm
As =	0.49 cm ²	a =	0.29 cm	< >	0.29 cm

As = 0.49 cm ²	a = 0.29 cm
---------------------------	-------------

Usar:	1	∅	N°	3/8	+	0	∅	N°	3/8
-------	----------	---	----	------------	---	----------	---	----	------------

As =	0.71 cm ²
------	----------------------

REFUERZO MÍNIMO

As mín = 0.31 cm²

Usar:	1	∅	N°	3/8
As	0.71 cm ²			

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

ρ = 0.0041
 ρ mín = 0.0018
 ρ b = 0.021675
 ρ max = 0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0018	0.0041	0.0163
CORRECTO		

CLARO A-B

NUDO (SUPERIOR) POSITIVO

DATOS:

Mu =	0.31 tn.m	φ =	0.9
b =	40.00 cm	fy =	4200 kg/cm ²
h =	20.00 cm	fc =	210 kg/cm ²
d =	17.37 cm	BI =	0.85
a =	3.47 cm		

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

As =	0.52 cm ²	a =	0.31 cm	< >	3.47 cm
As =	0.48 cm ²	a =	0.28 cm	< >	0.31 cm
As =	0.48 cm ²	a =	0.28 cm	< >	0.28 cm

As = 0.48 cm ²	a = 0.28 cm
---------------------------	-------------

Usar:	1	∅	N°	3/8	+	0	∅	N°	1/2
-------	----------	---	----	------------	---	----------	---	----	------------

As =	0.71 cm ²
------	----------------------

REFUERZO MÍNIMO

As mín = 0.31 cm²

Usar:	1	∅	N°	3/8
As	0.71 cm ²			

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

ρ = 0.0041
 ρ mín = 0.0018
 ρ b = 0.021675
 ρ max = 0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0018	0.0041	0.0163
CORRECTO		

CLARO B-C

NUDO (SUPERIOR) POSITIVO

DATOS:

Mu =	0.34 tn.m	φ =	0.9
b =	40.00 cm	fy =	4200 kg/cm ²
h =	20.00 cm	fc =	210 kg/cm ²
d =	17.37 cm	BI =	0.85
a =	3.47 cm		

CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO (As):

As =	0.58 cm ²	a =	0.34 cm	< >	3.47 cm
As =	0.52 cm ²	a =	0.31 cm	< >	0.34 cm
As =	0.52 cm ²	a =	0.31 cm	< >	0.31 cm

As =	0.52 cm ²
------	----------------------

a =	0.31 cm
-----	---------

Usar:	1	∅	N°	3/8	+	0	∅	N°	3/8
-------	----------	---	----	------------	---	----------	---	----	------------

As =	0.71 cm ²
------	----------------------

REFUERZO MÍNIMO

As mín = 0.31 cm²

Usar:	1	∅	N°	3/8
As	0.71 cm ²			

VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS

ρ =	0.0041
ρ mín =	0.0018
ρ b =	0.021675
ρ max =	0.0163

ρ mín	ρ	ρ max
0.0018	0.0041	0.0163
CORRECTO		

Refuerzo por contracción y temperatura (Ast)

Ast =	ρt * b * h
ρt =	0.0018
b =	100 cm
h =	5 cm

As mín = 0.90 cm²

Usar:	3	∅	N°	1/4	@	25 cm
As	0.95 cm ²					

Espaciamiento (S)

S máx	35 cm
S máx	25 cm

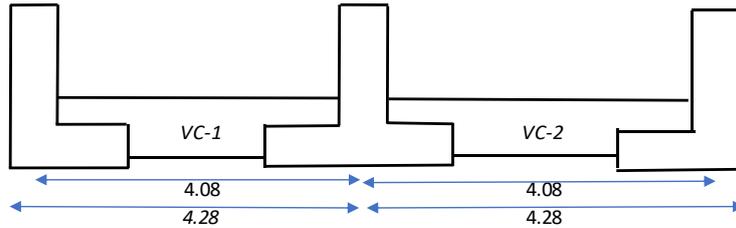
Comprobación por cortante

REVISIÓN POR CORTANTE				
	Vu	Cortante de concreto		Comprobación
		Vn	Φ Vn	
A-B	0.80 Tn	1.33	1.13	Conforme
B-C	0.68 Tn	1.33	1.13	Conforme

ANEXO N°14.4: HOJAS DE CALCULO DE DISEÑO DE CIMENTACIÓN

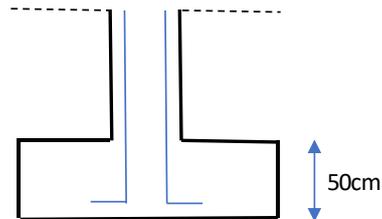
Cimentación del ambiente de administración, stands de venta y baños de auditorio

C1			C2			C3		
b =	40	cm	b =	40	cm	b =	40	cm



DATOS GENERALES

σadm=	0.88 kg/cm ²
f'y=	4200 kg/cm ²
f'c=	280 kg/cm ²
b col=	40 cm
h col=	40 cm
φ col=	5/8"
hzasumido=	50 cm



COMBOS	Cargas de Servicio					
	C1		C2		C3	
CM+CV	Ps =	4.8666 Ton	Ps =	8.3344 Ton	Ps =	4.8666 Ton
CM+CV+0.8SY	Ps =	5.382 Ton	Ps =	8.6564 Ton	Ps =	5.382 Ton
CM+CV-0.8SY	Ps =	5.382 Ton	Ps =	8.6564 Ton	Ps =	5.382 Ton
CM+CV	Ms =	-0.846 Ton-m	Ms =	-0.713 Ton-m	Ms =	-0.85 Ton-m
CM+CV+0.8SY	Ms =	-0.896 Ton-m	Ms =	-0.746 Ton-m	Ms =	-0.90 Ton-m
CM+CV-0.8SY	Ms =	-0.896 Ton-m	Ms =	-0.746 Ton-m	Ms =	-0.90 Ton-m

COMBOS	Cargas ultimas					
	C1		C2		C3	
1.4D+1.7L	Pu =	7.0362 Ton	Pu =	12.2493 Ton	Pu =	7.0362 Ton
1.25D+1.25L+1SxD	Pu =	76.4155 Ton	Pu =	11.1503 Ton	Pu =	7.0884 Ton
1.25D+1.25L+1SyD	Pu =	73.4954 Ton	Pu =	10.8205 Ton	Pu =	6.7275 Ton
0.9D+1SxD	Pu =	4.716 Ton	Pu =	6.4898 Ton	Pu =	4.716 Ton
0.9D+1SyD	Pu =	4.3551 Ton	Pu =	6.16 Ton	Pu =	4.3551 Ton
1.4D+1.7L	Mu =	-1.259 Ton-m	Mu =	-1.066 Ton-m	Mu =	-1.259 Ton-m
1.25D+1.25L+1SxD	Mu =	-3.426 Ton-m	Mu =	-1.585 Ton-m	Mu =	-3.426 Ton-m
1.25D+1.25L+1SyD	Mu =	-1.120 Ton-m	Mu =	-0.932 Ton-m	Mu =	-1.120 Ton-m
0.9D+1SxD	Mu =	-3.426 Ton-m	Mu =	-1.585 Ton-m	Mu =	-3.426 Ton-m
0.9D+1SyD	Mu =	-3.426 Ton-m	Mu =	-1.585 Ton-m	Mu =	-3.426 Ton-m

HALLAMOS σ_{neto}	
$\sigma_{adm} =$	8.9 tn/m ²
$\gamma_{concreto} =$	2.4 ton/m ³
$\gamma_{piso} =$	2.4 ton/m ³
$\gamma_{suelo} =$	1.82 ton/m ³
$\gamma_{relleno} =$	2 ton/m ³
σ_{neto}	
sin sismo	7.7 tn/m ²
con sismo	10.0 tn/m ²

Predimensionamiento de vigas de conexión y zapatas:

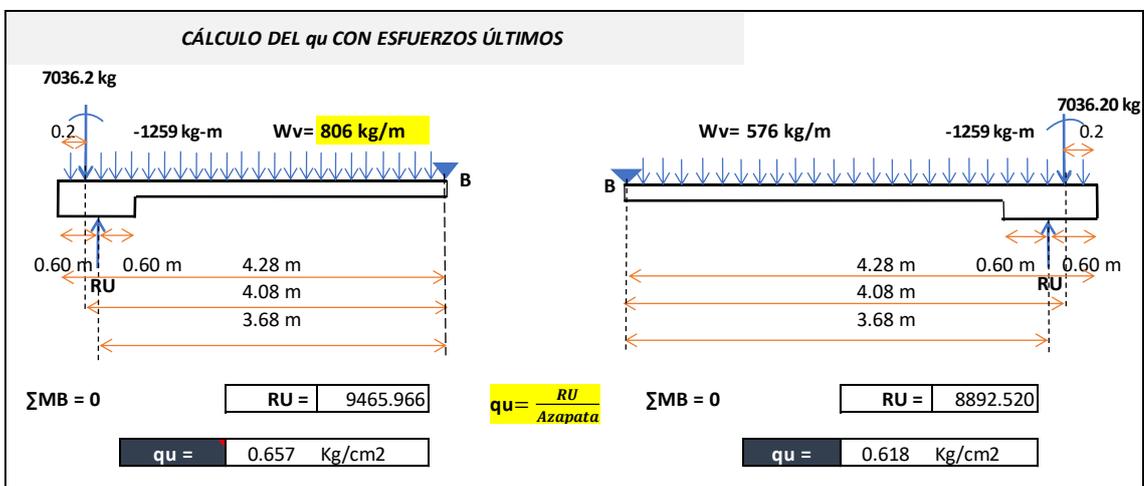
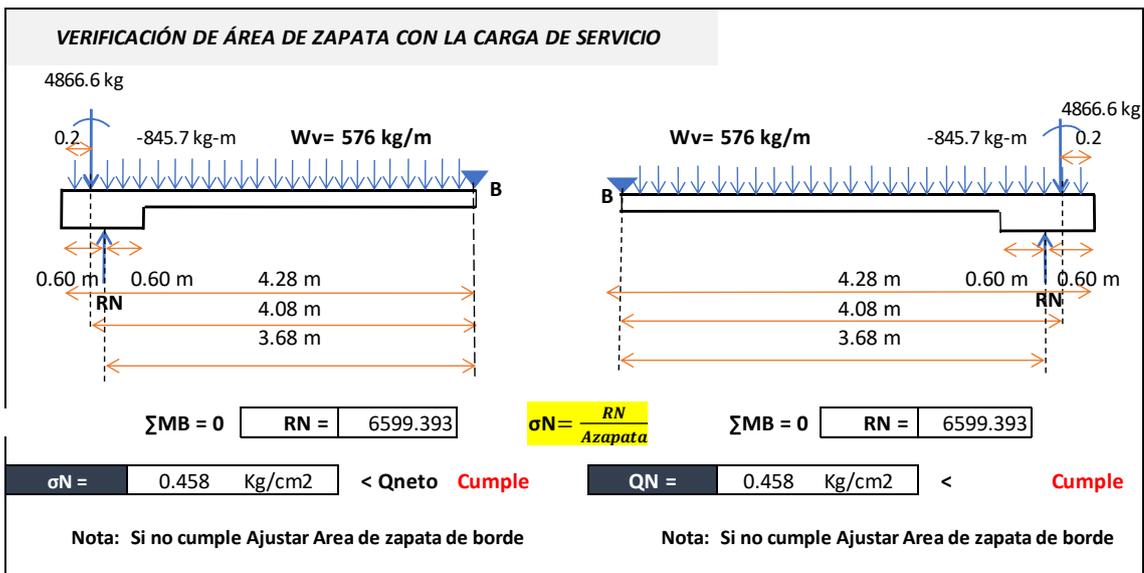
ZAPATA DE BORDE IZQUIERDA	ZAPATA DE BORDE DERECHO
Az= 7608.02501 cm ²	Az= 7608.025 cm ²
B= 61.70 cm	B= 61.70 cm
Asumimos	Asumimos
B= 120 cm	B= 120 cm
T= 120 cm	T= 120 cm
Área: 14400 Conforme	Área: 14400 Conforme

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA DE CONEXIÓN					
VC1			VC2		
hvc = Ln/7	0.58 m	0.60	hvc = Ln/7	0.58 m	0.60
b = hvc/2	0.29 m	0.40	b = hvc/2	0.29 m	0.40

Verificación de presiones en el SAP

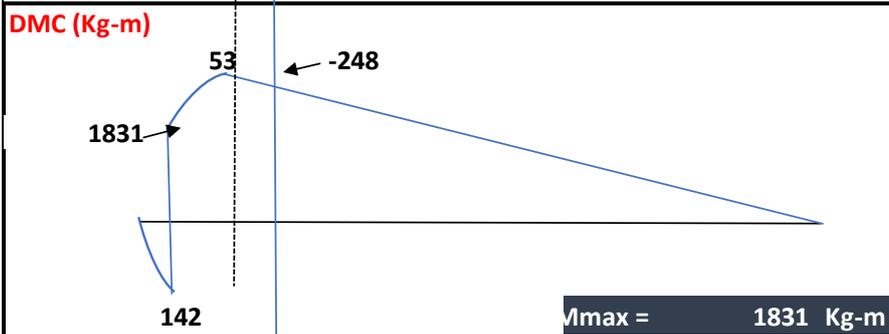
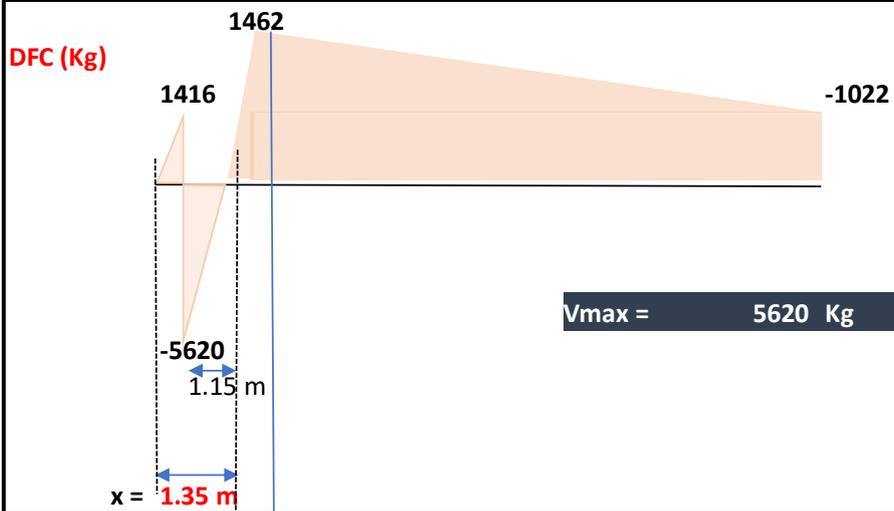
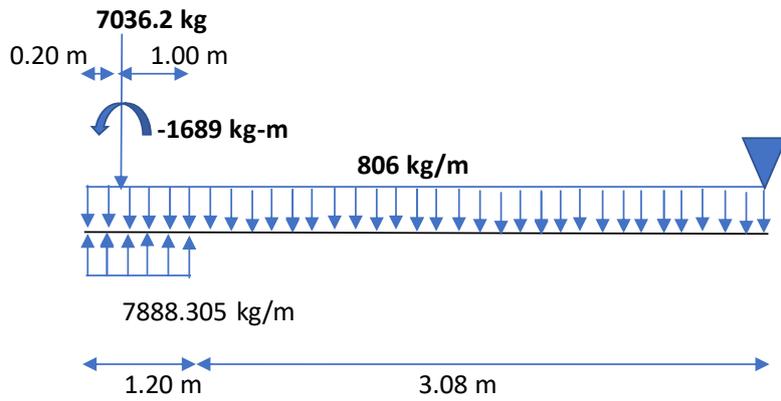
Joint	OutputCase	StepType	F3	A. TRIBUTARIA	PRESIÓN	Q NETO	VERIF
7	CM+CV		1.4154	0.36	3.93	7.6	OK
7	CM+CV+0.8SXD	Max	1.7171	0.36	4.77	9.9	OK
7	CM+CV-08SXD	Max	1.7171	0.36	4.77	9.9	OK
7	CM+CV+0.8SYD	Max	1.6545	0.36	4.60	9.9	OK
7	CM+CV-0.8SYD	Max	1.6545	0.36	4.60	9.9	OK
8	CM+CV		1.4154	0.36	3.93	7.6	OK
8	CM+CV+0.8SXD	Max	1.7171	0.36	4.77	9.9	OK
8	CM+CV-08SXD	Max	1.7171	0.36	4.77	9.9	OK
8	CM+CV+0.8SYD	Max	1.6545	0.36	4.60	9.9	OK
8	CM+CV-0.8SYD	Max	1.6545	0.36	4.60	9.9	OK
9	CM+CV		1.4154	0.36	3.93	7.6	OK
9	CM+CV+0.8SXD	Max	1.7171	0.36	4.77	9.9	OK
9	CM+CV-08SXD	Max	1.7171	0.36	4.77	9.9	OK
9	CM+CV+0.8SYD	Max	1.6545	0.36	4.60	9.9	OK
9	CM+CV-0.8SYD	Max	1.6545	0.36	4.60	9.9	OK
10	CM+CV		1.4154	0.36	3.93	7.6	OK
10	CM+CV+0.8SXD	Max	1.7171	0.36	4.77	9.9	OK
10	CM+CV-08SXD	Max	1.7171	0.36	4.77	9.9	OK
10	CM+CV+0.8SYD	Max	1.6545	0.36	4.60	9.9	OK
10	CM+CV-0.8SYD	Max	1.6545	0.36	4.60	9.9	OK
11	CM+CV		1.7923	0.36	4.98	7.6	OK
11	CM+CV+0.8SXD	Max	2.0129	0.36	5.59	9.9	OK

11	CM+CV+0.8SXD	Max	2.0129	0.36	5.59	9.9	OK
11	CM+CV-08SXD	Max	2.0129	0.36	5.59	9.9	OK
11	CM+CV+0.8SYD	Max	1.9232	0.36	5.34	9.9	OK
11	CM+CV-0.8SYD	Max	1.9232	0.36	5.34	9.9	OK
12	CM+CV		1.7923	0.36	4.98	7.6	OK
12	CM+CV+0.8SXD	Max	2.0129	0.36	5.59	9.9	OK
12	CM+CV-08SXD	Max	2.0129	0.36	5.59	9.9	OK
12	CM+CV+0.8SYD	Max	1.9232	0.36	5.34	9.9	OK
12	CM+CV-0.8SYD	Max	1.9232	0.36	5.34	9.9	OK
13	CM+CV		1.1508	0.18	6.39	7.6	OK
13	CM+CV+0.8SXD	Max	1.3546	0.18	7.53	9.9	OK
13	CM+CV-08SXD	Max	1.3546	0.18	7.53	9.9	OK
13	CM+CV+0.8SYD	Max	1.3462	0.18	7.48	9.9	OK
13	CM+CV-0.8SYD	Max	1.3462	0.18	7.48	9.9	OK
14	CM+CV		1.0799	0.18	6.00	7.6	OK
14	CM+CV+0.8SXD	Max	1.3445	0.18	7.47	9.9	OK
14	CM+CV-08SXD	Max	1.3445	0.18	7.47	9.9	OK
14	CM+CV+0.8SYD	Max	1.3374	0.18	7.43	9.9	OK
14	CM+CV-0.8SYD	Max	1.3374	0.18	7.43	9.9	OK
15	CM+CV		0.9515	0.18	5.29	7.6	OK
15	CM+CV+0.8SXD	Max	1.2637	0.18	7.02	9.9	OK
15	CM+CV-08SXD	Max	1.2637	0.18	7.02	9.9	OK

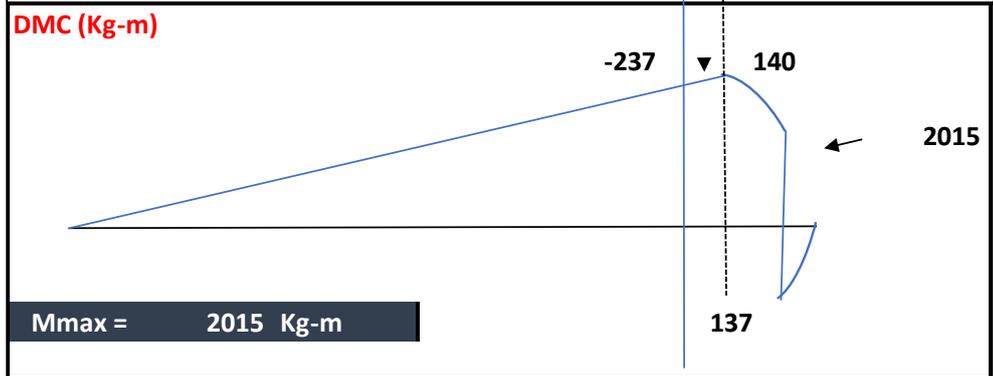
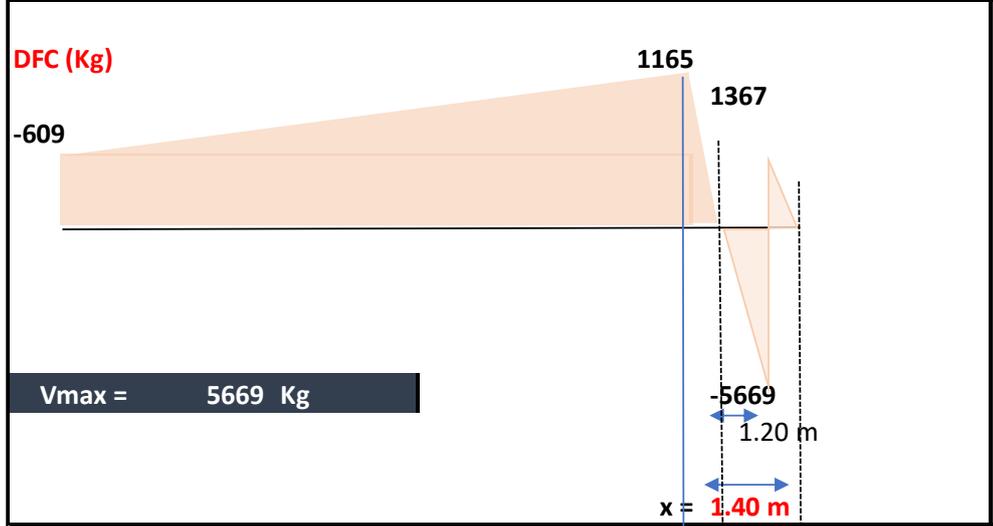
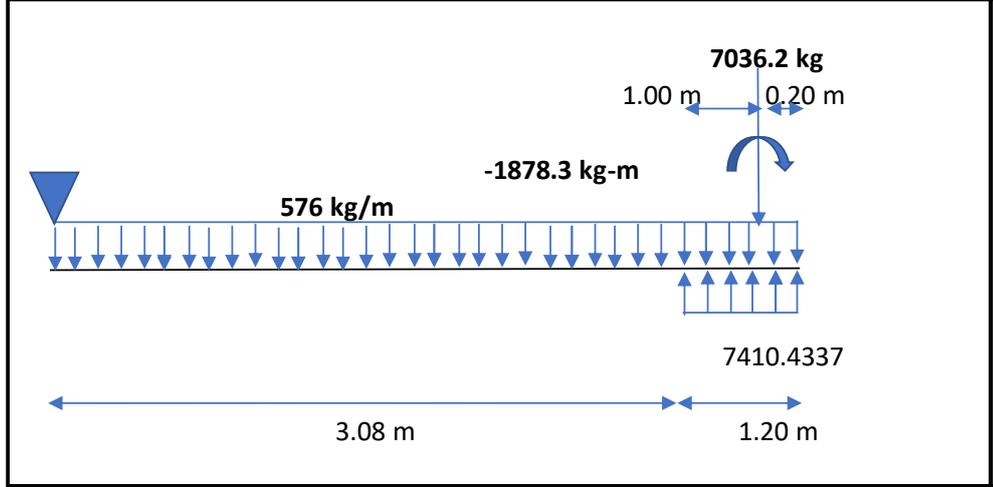


DIAGRAMAS DE VIGA DE CONEXIÓN DFC-DMF

VC1



VC2



DISEÑO DE LAS VIGAS DE CONEXIÓN

DISEÑO DE LA VIGA DE CONEXIÓN (VC-1)

Flexión			Diámetro	
b =	0.40	m	pulg	área
h =	0.60	m	3/8	0.71
d =	0.51	m	1/2	1.27
Mu =	1831	Kg-m	5/8	1.98
f'c =	280	kg/cm2	3/4	2.85
fy =	4200	kg/cm2	1	5.1

a =	0.447
-----	-------

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2Mu}{0.9 * 0.85 * f'c * b}}$$

Refuerzo Superior		Usar acero mínimo	
As =	0.95	cm2	
Asmin =	5.69	cm2	Usar : 5/8
			N° Varillas: 3

$$As = \frac{Mu}{0.9 * f'y * (d - \frac{a}{2})}$$

Refuerzo Inferior		Usar : 5/8	
Asmin =	5.69	cm2	N° Varillas: 3

Cortante

b =	0.40	m
h =	0.60	m
d =	0.51	m
f'c =	280	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
∅ Estribo =	3/8	pulg
Área varilla =	0.71	cm2

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

$$Vs = \frac{Vmax}{0.85} - Vc$$

$$S = \frac{Av * d * f'y}{Vs}$$

Vc =	15378.15	Kg
Vmax =	5619.82	Kg

No necesita calcular estribos, colocar mínimos

Av =	1.43	cm2
Vs =	-8766.59	Kg

$$S = \begin{cases} d/4 & 12.75 \\ 30 & 30.00 \end{cases} \text{ So (2d) } = \begin{cases} 0.25d & 12.75 \\ 8db & 12.72 \\ 30 & 30.00 \end{cases}$$

S =	-34.82	cm
Smax =	25.50	cm

So =	12.75
------	-------

So =	12.720
------	--------

1 @ 5cm, 10 @ 12.5, R@ 20

DISEÑO DE LA VIGA DE CONEXIÓN (VC-2)

Flexión			Diámetro	
b =	0.40	m	pulg	área
h =	0.60	m	3/8	0.71
d =	0.51	m	1/2	1.27
Mu =	2015.00	Kg-m	5/8	1.98
f'c =	280.00	kg/cm2	3/4	2.85
fy =	4200.00	kg/cm2	1	5.1

a =	0.492
------------	-------

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2Mu}{0.9 * 0.85 * f'c * b}}$$

Refuerzo Superior		Usar acero mínimo	
As =	2.02	cm2	
		Usar :	5/8
Asmin =	5.69	cm2	N° Varillas: 3

$$As = \frac{Mu}{0.9 * f'y * (d - \frac{a}{2})}$$

Refuerzo Inferior			
		Usar :	5/8
Asmin =	5.69	cm2	N° Varillas: 3

Cortante	
----------	--

b =	0.40	m
h =	0.60	m
d =	0.51	m
f'c =	280	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
∅ Estribo =	3/8	pulg
Área varilla =	0.71	cm2

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

$$Vs = \frac{Vmax}{0.85} - Vc$$

$$S = \frac{Av * d * f'y}{Vs}$$

Vc =	15378.15	Kg
Vmax =	5669.31	Kg

No necesita estribos, colocar mínimos

Av =	1.43	cm2
Vs =	-8708.37	Kg

$$S = \begin{cases} d/4 & 12.75 \\ 30 & 30.00 \\ s \text{ cal} & 35.05 \end{cases} \text{ So (2d) } = \begin{cases} 0.25d & 12.75 \\ 8db & 5.70 \\ 30 & 30.00 \\ s \text{ cal} & 35.05 \end{cases}$$

S =	-35.05	cm
Smax =	25.50	cm

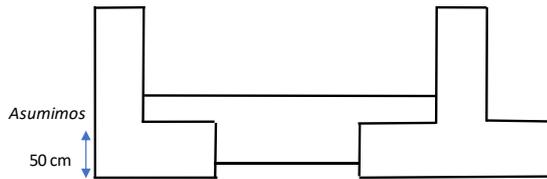
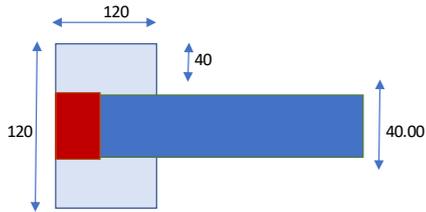
So =	12.75
-------------	-------

So =	30.000
-------------	--------

1 @ 5cm, 10 @ 12.5, R@ 20

DISEÑO DE LAS ZAPATAS DE BORDE

ZAPATA DE BORDE LADO IZQUIERDO



Se analiza para 1 m de ancho

Corte por Flexión	
qu =	0.66 Kg/cm ²
d =	42 cm
f'c =	280 kg/cm ²

Vu =	131 Kg
Vc =	31661 Kg

Cumple

Diseño por Flexión	
Lv =	40.0 cm
d =	42 cm
f'c =	280 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
b =	100 cm

$$Vu = qu * (Lv - d)$$

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

$$Mact = qu * \frac{lv^2}{2}$$

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2Mu}{0.9 * 0.85 * f'c * b}}$$

Mact =	52589 Kg-cm
--------	-------------

a =	0.058
-----	-------

En 100 cm

As =	0.331 cm ²
------	-----------------------

Asmin =	9.00 cm ²
---------	----------------------

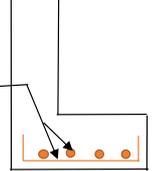
Usar acero mínimo

Diámetro	
pulg	área
1/2	1.27
5/8	1.98
3/4	2.85
1	5.1

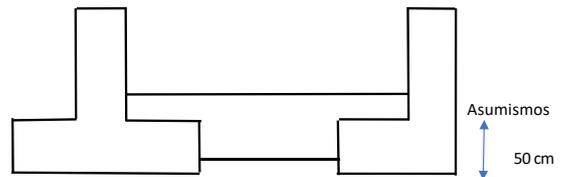
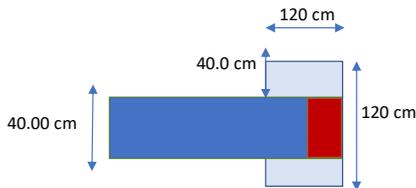
$$As = \frac{Mact}{0.9 * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

Varilla :	1/2
Cantidad :	ø 8
Separacion:	15.00 cm

Dirección X-X



ZAPATA DE BORDE LADO DERECHO



Se analiza para 1 m de ancho

Corte por Flexión	
qu =	0.62 Kg/cm ²
d =	42 cm
f'c =	280 kg/cm ²

Vu =	124 Kg
Vc =	31661 Kg

Cumple

Diseño por Flexión	
Lv =	40.0 cm
d =	42 cm
f'c =	280 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
b =	100 cm

$$Vu = qu * (Lv - d)$$

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

$$Mact = qu * \frac{lv^2}{2}$$

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2Mu}{0.9 * 0.85 * f'c * b}}$$

Mact =	49403 Kg-cm
--------	-------------

a =	0.055
-----	-------

En 100 cm

As =	0.311 cm ²
------	-----------------------

Asmin =	9.00 cm ²
---------	----------------------

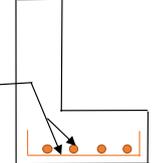
Usar acero mínimo

Diámetro	
pulg	área
1/2	1.27
5/8	1.98
3/4	2.85
1	5.1

$$As = \frac{Mact}{0.9 * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

Varilla :	1/2
Cantidad :	ø 8
Separacion:	15.00 cm

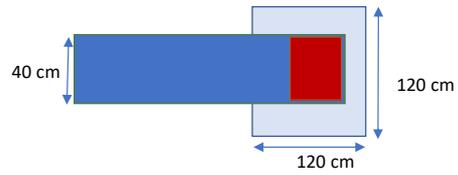
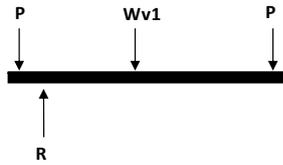
Dirección X-X



DISEÑO DE ZAPATA CENTRADA

LADO IZQUIERDO- DERECHO

Calculo de P2 (Servicio)



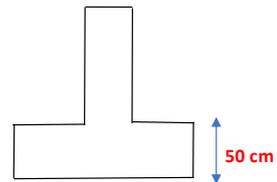
$P2 \text{ efectivo} = -P1 - P2 - WvL + RN$

P2 efectivo = -8952 kg

$\text{Area de Zapata Interior} = \frac{P2 \text{ efectivo}}{Q_{neto}}$

Area de Zapata Interior = 1166.192 cm²

Lv = 40.0 cm



Adoptamos	
B =	120 cm
T =	120 cm

Area = 14400.00 Conforme

Calculo de P2 (Cargas Ultimas)

$P2 \text{ Ultimo} = -P2u - P1u - WvuL + Ru - \text{Fuerza}$

P2 Ultimo = 1984 kg

qu2 = 0.138 kg/cm²



Se analiza para 1 m de ancho

Corte por Flexión	
qu2 =	0.14 Kg/cm ²
d =	42 cm
f'c =	280 kg/cm ²

$V_{act} = qu2 * (Lv - d)$

Vact = 28 Kg
Vc = 31661 Kg

Cumple

$V_c = 0.85 + 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$

$As = \frac{M_{act}}{0.9 * f'y * (d - \frac{a}{2})}$

Mact = 11024 Kg-cm

a = 0.012

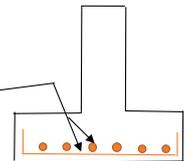
En 100 cm
As = 0.069 cm²

Asmin = 9.00 cm²

Usar acero mínimo

Diámetro	
pulg	área
1/2	1.27
5/8	1.98
3/4	2.85
1	5.1

Varilla :	1/2
Cantidad :	ø 8
Separacion :	15.00 cm



Diseño por Flexión	
Lv =	40.00 cm
d =	42 cm
f'c =	280 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
b =	100 cm

Si Existiera punzonamiento

b =	40.00 cm
h =	40.00 cm
m =	80 cm
n =	82 cm
Bc =	1.00 ≤ 2
F'c =	280 kg/cm ²
po =	242 cm
α =	40 Centrada

1) Vn = 275523.53 Kg
2) Vn = 180280.83 Kg
3) Vn = 410628.73 Kg

ØVn = 153239

qu = 0.138 kg/cm²
Vu = 1080

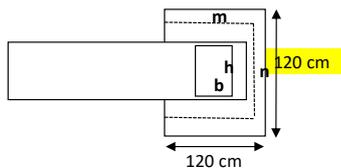
Cumple por Punzonamiento

$Vu = qu * b * h - (m * n)$

Valores de α	
Centrada	40
Borde	30
Esquina	20

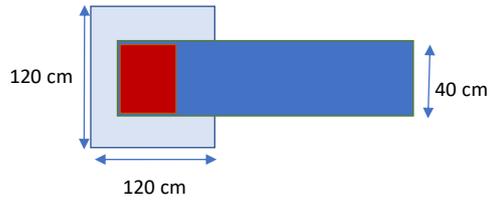
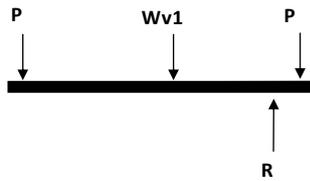
$V_{cp} \leq 0.27 * (2 + \frac{4}{Bc}) * \sqrt{f'c} * (P_0 * d)$
 $V_{cp} \leq 1.10 * \sqrt{f'c} * (P_0 * d)$
 $V_{cp} \leq 0.27 * (\frac{a+d}{P_0} + 2) * \sqrt{f'c} * (P_0 * d)$

$Bc = \frac{Long.mayor.col}{Long.menor.col}$
 $n = h + d$



LADO IZQUIERDO- DERECHO

Calculo de P2 (Servicio)



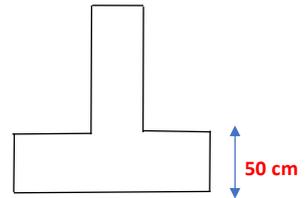
P2 efectivo = -P1 - P3 - WvL + RN

P2 efectivo = -8952 kg

Area de Zapata Interior = $\frac{P2 \text{ efectivo}}{Q_{neto}}$

Area de Zapata Interior = 1166.192 cm²

Lv = 40.0 cm



Adoptamos	
B =	120 cm
T =	120 cm

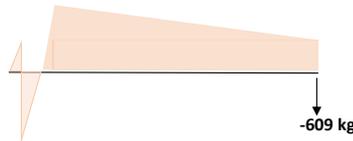
Area = 14400.00 Conforme

Calculo de P2 (Cargas Ultimas)

P2 Ultimo = -P2u - P3u - WvuL + Ru - Fuerza

P2 Ultimo = -21967 kg

qu2 = 1.525 kg/cm²



Se analiza para 1 m de ancho

Corte por Flexión	
qu2 =	1.53 Kg/cm ²
d =	42 cm
f'c =	280 kg/cm ²

Vact = qu2 * (Lv - d)

Vact = 305 Kg Cumple

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

As = $\frac{Mact}{0.9 * f'y * (d - \frac{a}{2})}$

Mact = 122037 Kg-cm

a = 0.136

En 100 cm

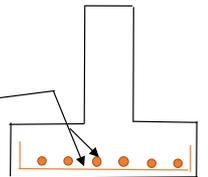
As = 0.770 cm²

Asmin = 9.00 cm²

Usar acero mínimo

Diámetro	
pulg	área
1/2	1.27
5/8	1.98
3/4	2.85
1	5.1

Varilla :	1/2
Cantidad :	ø 8
Separacion :	15.00 cm



Diseño por Flexión	
Lv =	40.00 cm
d =	42 cm
f'c =	280 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
b =	100 cm

Si Existiera punzonamiento	
b =	40.00 cm
h =	40.00 cm
m =	80 cm
n =	82 cm
Bc =	1.00 ≤ 2
f'c =	210 kg/cm ²
po =	242 cm
α =	40 Centrada

1) Vn = 238610.37 Kg
2) Vn = 156127.77 Kg
3) Vn = 355614.91 Kg

øVn = 302273

qu = 1.525 kg/cm²
Vu = 11960

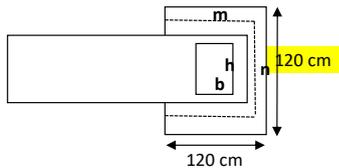
Cumple por Punzonamiento

Vu = qu * b * h * -(m * n)

Valores de α	
Centrada	40
Borde	30
Esquina	20

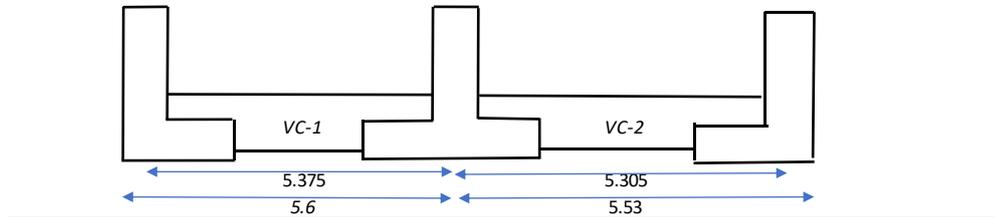
$V_{cp} \leq 0.27 * (2 + \frac{4}{\beta_c}) * \sqrt{f'c} * (P_0 * d)$
 $V_{cp} \leq 1.10 * \sqrt{f'c} * (P_0 * d)$
 $V_{cp} \leq 0.27 * (\frac{\alpha+d}{P_0} + 2) * \sqrt{f'c} * (P_0 * d)$

Bc = $\frac{Long.mayor.col}{Long.menor.col}$
n = h + d



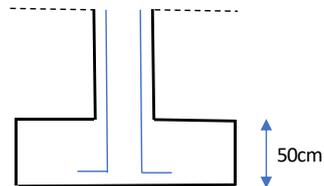
Diseño de zapatas conectadas del módulo de salas múltiples 1 y salas múltiples 2.

C1		C2		C3	
b =	45	cm	b =	45	cm



DATOS GENERALES

σ_{adm} =	0.88 kg/cm ²
$f'y$ =	4200 kg/cm ²
$f'c$ =	280 kg/cm ²
b col=	45 cm
h col=	50 cm
ϕ col=	5/8"
hzasumido=	50 cm



COMBOS	Cargas de Servicio					
	C1		C2		C3	
CM+CV	Ps =	30.281 Ton	Ps =	40.1841 Ton	Ps =	38.6065 Ton
CM+CV+0.8SY	Ps =	64.7786 Ton	Ps =	44.6866 Ton	Ps =	42.8242 Ton
CM+CV-0.8SY	Ps =	64.7786 Ton	Ps =	44.6866 Ton	Ps =	42.8242 Ton
CM+CV	Ms =	-1.416 Ton-m	Ms =	-0.137 Ton-m	Ms =	0.08 Ton-m
CM+CV+0.8SY	Ms =	-1.745 Ton-m	Ms =	-0.378 Ton-m	Ms =	-0.21 Ton-m
CM+CV-0.8SY	Ms =	-1.745 Ton-m	Ms =	-0.378 Ton-m	Ms =	-0.21 Ton-m

COMBOS	Cargas ultimas					
	C1		C2		C3	
1.4D+1.7L	Pu =	36.4653 Ton	Pu =	59.7435 Ton	Pu =	57.1898 Ton
1.25D+1.25L+1SxD	Pu =	76.4155 Ton	Pu =	53.2557 Ton	Pu =	51.4026 Ton
1.25D+1.25L+1SyD	Pu =	73.4954 Ton	Pu =	53.2557 Ton	Pu =	51.4026 Ton
0.9D+1SxD	Pu =	22.925 Ton	Pu =	28.734 Ton	Pu =	28.4684 Ton
0.9D+1SyD	Pu =	22.925 Ton	Pu =	28.734 Ton	Pu =	28.4684 Ton
1.4D+1.7L	Mu =	-2.152 Ton-m	Mu =	-0.204 Ton-m	Mu =	0.119 Ton-m
1.25D+1.25L+1SxD	Mu =	-8.880 Ton-m	Mu =	-6.116 Ton-m	Mu =	-5.913 Ton-m
1.25D+1.25L+1SyD	Mu =	-8.880 Ton-m	Mu =	-6.116 Ton-m	Mu =	-5.913 Ton-m
0.9D+1SxD	Mu =	-2.182 Ton-m	Mu =	-0.473 Ton-m	Mu =	-0.257 Ton-m
0.9D+1SyD	Mu =	-2.182 Ton-m	Mu =	-0.473 Ton-m	Mu =	-0.257 Ton-m

HALLAMOS *oneto*

σ_{adm} =	8.9 tn/m ²
$\gamma_{concreto}$ =	2.4 ton/m ³
γ_{piso} =	2.4 ton/m ³
γ_{suelo} =	1.82 ton/m ³
$\gamma_{relleno}$ =	2 ton/m ³

<i>oneto</i>	
sin sismo	7.6 tn/m ²
con sismo	9.9 tn/m ²

Predimensionamiento de zapatas y vigas de conexión

ZAPATA DE BORDE IZQUIERDA		ZAPATA DE BORDE DERECHO	
Az=	63415.2025 cm ²	Az=	60925.5655 cm ²
B=	178.10 cm	B=	174.50 cm
Asumimos		Asumimos	
B=	220 cm	B=	220 cm
T=	320 cm	T=	320 cm
Área: 70400 Conforme		Área: 70400 Conforme	

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA DE CONEXIÓN

VC1			VC2		
hvc = Ln/7	0.77 m	0.80	hvc = Ln/7	0.76 m	0.80
b = hvc/2	0.38 m	0.45	b = hvc/2	0.38 m	0.45

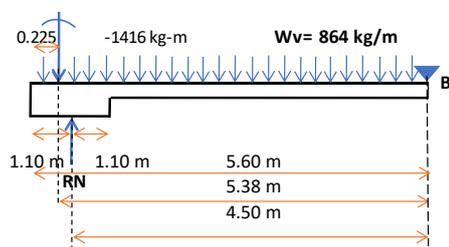
Verificación de presiones

Joint	OutputCase	StepType	F3	A. TRIBUTARIA	PRESIÓN	Q NETO	VERIF
33	CM+CV		9.9414	2.25	4.42	7.6	OK
33	CM+CV+0.8SXD	Max	10.6782	2.25	4.75	9.9	OK
33	CM+CV-0.8SXD	Max	8.2046	2.25	3.65	9.9	OK
33	CM+CV+0.8SYD	Max	13.1199	2.25	5.83	9.9	OK
33	CM+CV-0.8SYD	Max	6.7629	2.25	3.01	9.9	OK
34	CM+CV		9.9198	2.25	4.41	7.6	OK
34	CM+CV+0.8SXD	Max	11.0507	2.25	4.91	9.9	OK
34	CM+CV-0.8SXD	Max	8.4889	2.25	3.77	9.9	OK
34	CM+CV+0.8SYD	Max	7.1659	2.25	3.18	9.9	OK
34	CM+CV-0.8SYD	Max	7.6737	2.25	3.41	9.9	OK
35	CM+CV		9.9924	2.25	4.44	7.6	OK
35	CM+CV+0.8SXD	Max	11.4555	2.25	5.09	9.9	OK
35	CM+CV-0.8SXD	Max	8.5292	2.25	3.79	9.9	OK
35	CM+CV+0.8SYD	Max	12.0552	2.25	5.36	9.9	OK
35	CM+CV-0.8SYD	Max	7.9295	2.25	3.52	9.9	OK
158	CM+CV		6.4441	1.125	5.73	7.6	OK
158	CM+CV+0.8SXD	Max	7.3124	1.125	6.50	9.9	OK
158	CM+CV-0.8SXD	Max	5.5758	1.125	4.96	9.9	OK
158	CM+CV+0.8SYD	Max	7.9645	1.125	7.08	9.9	OK
158	CM+CV-0.8SYD	Max	4.9237	1.125	4.38	9.9	OK
159	CM+CV		6.769	1.69	4.01	7.6	OK
159	CM+CV+0.8SXD	Max	7.7232	1.69	4.57	9.9	OK
159	CM+CV-0.8SXD	Max	5.8147	1.69	3.44	9.9	OK
159	CM+CV+0.8SYD	Max	7.8529	1.69	4.65	9.9	OK
159	CM+CV-0.8SYD	Max	5.685	1.69	3.36	9.9	OK
160	CM+CV		4.9535	1.69	2.93	7.6	OK
160	CM+CV+0.8SXD	Max	5.5856	1.69	3.31	9.9	OK
160	CM+CV-0.8SXD	Max	4.3215	1.69	2.56	9.9	OK
160	CM+CV+0.8SYD	Max	5.7679	1.69	3.41	9.9	OK
160	CM+CV-0.8SYD	Max	4.1391	1.69	2.45	9.9	OK
161	CM+CV		6.7898	1.69	4.02	7.6	OK
161	CM+CV+0.8SXD	Max	7.8159	1.69	4.62	9.9	OK
161	CM+CV-0.8SXD	Max	5.7637	1.69	3.41	9.9	OK
161	CM+CV+0.8SYD	Max	8.2765	1.69	4.90	9.9	OK
161	CM+CV-0.8SYD	Max	5.3031	1.69	3.14	9.9	OK
162	CM+CV		5.2119	1.69	3.08	7.6	OK
162	CM+CV+0.8SXD	Max	6.0014	1.69	3.55	9.9	OK
162	CM+CV-0.8SXD	Max	4.4223	1.69	2.62	9.9	OK
162	CM+CV+0.8SYD	Max	6.016	1.69	3.56	9.9	OK
162	CM+CV-0.8SYD	Max	4.4078	1.69	2.61	9.9	OK

163	CM+CV+0.8SXD	Max	5.3787	1.69	3.18	9.9	OK
163	CM+CV-0.8SXD	Max	3.9609	1.69	2.34	9.9	OK
163	CM+CV+0.8SYD	Max	6.135	1.69	3.63	9.9	OK
163	CM+CV-0.8SYD	Max	3.2046	1.69	1.90	9.9	OK
164	CM+CV		6.3483	1.69	3.76	7.6	OK
164	CM+CV+0.8SXD	Max	7.3358	1.69	4.34	9.9	OK
164	CM+CV-0.8SXD	Max	5.3608	1.69	3.17	9.9	OK
164	CM+CV+0.8SYD	Max	8.2727	1.69	4.90	9.9	OK
164	CM+CV-0.8SYD	Max	4.4239	1.69	2.62	9.9	OK
165	CM+CV		4.9281	1.125	4.38	7.6	OK
165	CM+CV+0.8SXD	Max	5.722	1.125	5.09	9.9	OK
165	CM+CV-0.8SXD	Max	4.1343	1.125	3.67	9.9	OK
165	CM+CV+0.8SYD	Max	6.3668	1.125	5.66	9.9	OK
165	CM+CV-0.8SYD	Max	3.4895	1.125	3.10	9.9	OK
166	CM+CV		6.7708	1.125	6.02	7.6	OK
166	CM+CV+0.8SXD	Max	7.8191	1.125	6.95	9.9	OK
166	CM+CV-0.8SXD	Max	5.7224	1.125	5.09	9.9	OK
166	CM+CV+0.8SYD	Max	8.1907	1.125	7.28	9.9	OK
166	CM+CV-0.8SYD	Max	5.3508	1.125	4.76	9.9	OK
167	CM+CV		6.8386	1.125	6.08	7.6	OK
167	CM+CV+0.8SXD	Max	7.7428	1.125	6.88	9.9	OK
167	CM+CV-0.8SXD	Max	5.9344	1.125	5.28	9.9	OK
167	CM+CV+0.8SYD	Max	7.8364	1.125	6.97	9.9	OK
167	CM+CV-0.8SYD	Max	5.8407	1.125	5.19	9.9	OK
168	CM+CV		5.1989	1.125	4.62	7.6	OK
168	CM+CV+0.8SXD	Max	5.9461	1.125	5.29	9.9	OK
168	CM+CV-0.8SXD	Max	4.4516	1.125	3.96	9.9	OK
168	CM+CV+0.8SYD	Max	5.979	1.125	5.31	9.9	OK
168	CM+CV-0.8SYD	Max	4.4188	1.125	3.93	9.9	OK
169	CM+CV		6.6184	1.125	5.88	7.6	OK
169	CM+CV+0.8SXD	Max	7.5095	1.125	6.68	9.9	OK
169	CM+CV-0.8SXD	Max	5.7272	1.125	5.09	9.9	OK
169	CM+CV+0.8SYD	Max	7.943	1.125	7.06	9.9	OK
169	CM+CV-0.8SYD	Max	5.2937	1.125	4.71	9.9	OK
170	CM+CV		5.0898	1.125	4.52	7.6	OK
170	CM+CV+0.8SXD	Max	5.707	1.125	5.07	9.9	OK
170	CM+CV-0.8SXD	Max	4.4727	1.125	3.98	9.9	OK
170	CM+CV+0.8SYD	Max	5.7902	1.125	5.15	9.9	OK
170	CM+CV-0.8SYD	Max	4.3895	1.125	3.90	9.9	OK

VERIFICACIÓN DE ÁREA DE ZAPATA CON LA CARGA DE SERVICIO

30281.0 kg



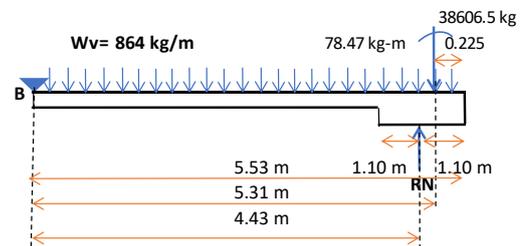
$$\sum M_B = 0 \quad R_N = 38864.863$$

$$\sigma_N = \frac{R_N}{A_{zapata}}$$

$$\sigma_N = 0.552 \text{ Kg/cm}^2$$

< **Cumple**

Nota: Si no cumple Ajustar Area de zapata de borde



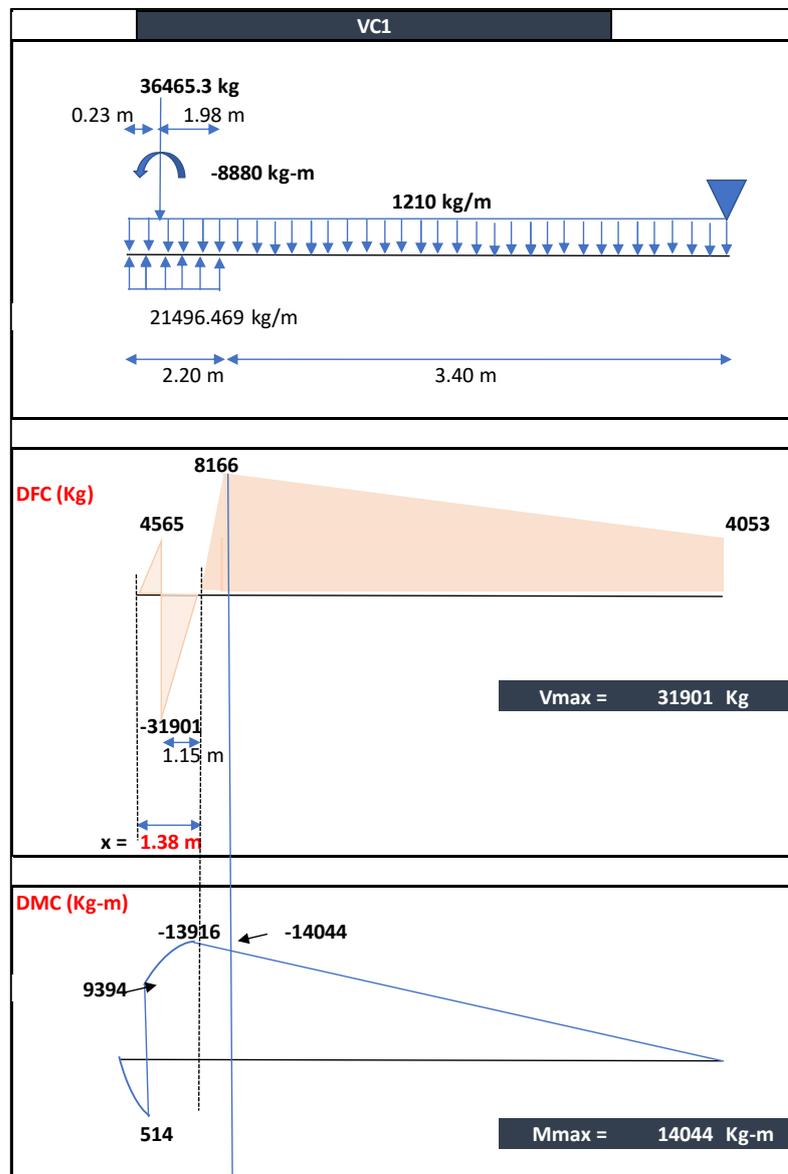
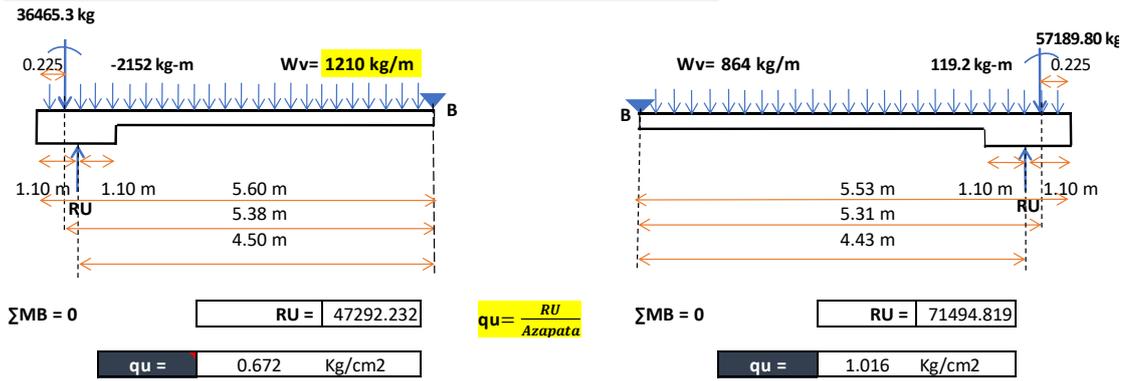
$$\sum M_B = 0 \quad R_N = 49231.806$$

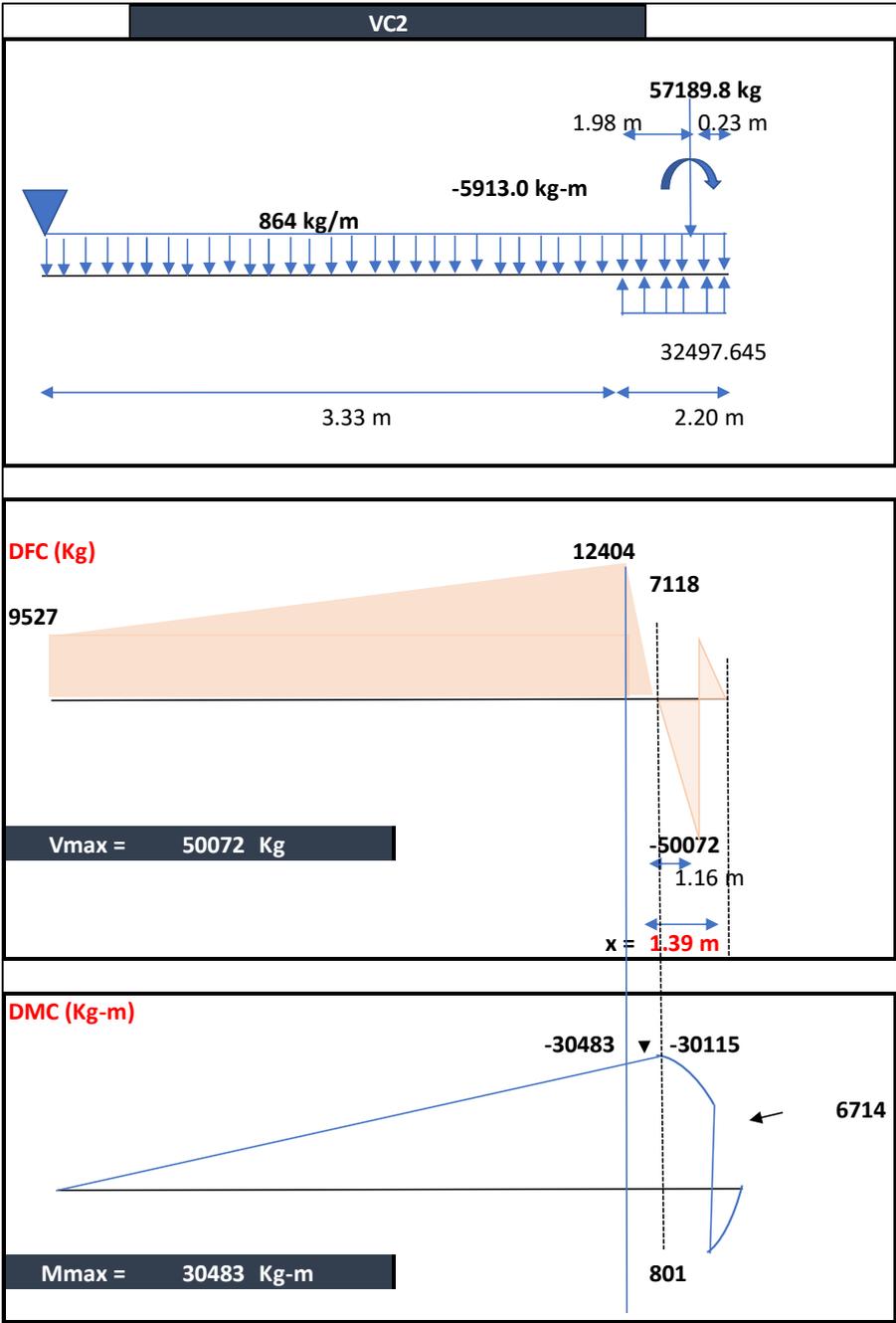
$$Q_N = 0.699 \text{ Kg/cm}^2$$

< **Cumple**

Nota: Si no cumple Ajustar Area de zapata de borde

CÁLCULO DEL q_u CON ESFUERZOS ÚLTIMOS





DISEÑO DE LAS VIGAS DE CONEXIÓN

DISEÑO DE LA VIGA DE CONEXIÓN (VC-1)

Flexión

b =	0.45	m
h =	0.80	m
d =	0.71	m
Mu =	14044	Kg-m
f'c =	280	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2

Diámetro	
pulg	área
3/8	0.71
1/2	1.27
5/8	1.98
3/4	2.85
1	5.1

a =	2.215
------------	-------

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2Mu}{0.9 * 0.85 * f'c * b}}$$

Refuerzo Superior

As =	5.32	cm2
-------------	------	-----

Usar acero mínimo

$$As = \frac{Mu}{0.9 * f'y * (d - \frac{a}{2})}$$

Usar :	5/8	
Asmin =	8.91	cm2
N° Varillas:	5	

Refuerzo Inferior

As =	1.77	cm2
-------------	------	-----

Usar :	5/8
---------------	-----

Asmin =	8.91	cm2
N° Varillas:	5	

Cortante

b =	0.45	m
h =	0.80	m
d =	0.71	m
f'c =	280	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
∅ Estribo =	3/8	pulg
Área varilla =	0.71	cm2

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

$$Vs = \frac{Vmax}{0.85} - Vc$$

$$S = \frac{Av * d * f'y}{Vs}$$

Colocar estribos

$$S = \begin{cases} d/4 & 17.75 \\ 30 & 30.00 \end{cases} \quad \text{So (2d)} = \begin{cases} 0.25d & 17.75 \\ 8db & 12.72 \\ 30 & 30.00 \end{cases}$$

So =	17.75
-------------	-------

So =	12.720
-------------	--------

1 @ 5cm, 13 @ 12.5, R@ 20

DISEÑO DE LA VIGA DE CONEXIÓN (VC-2)

Flexión	
b =	0.45 m
h =	0.80 m
d =	0.71 m
Mu =	30483.45 Kg-m
f'c =	280.00 kg/cm2
fy =	4200.00 kg/cm2

Diámetro	
pulg	área
3/8	0.71
1/2	1.27
5/8	1.98
3/4	2.85
1	5.1

a =	4.902
-----	-------

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2Mu}{0.9 * 0.85 * f'c * b}}$$

Refuerzo Superior	
As =	11.76 cm2
Asmin =	8.91 cm2

No Usar acero mínimo

Usar :	5/8
N° Varillas:	6

$$As = \frac{Mu}{0.9 * f'y * (d - \frac{a}{2})}$$

Refuerzo Inferior	
As =	3.92
Asmin =	8.91 cm2

Usar :	5/8
N° Varillas:	5

Cortante	
b =	0.45 m
h =	0.80 m
d =	0.71 m
f'c =	280 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
Ø Estribo =	3/8 pulg
Área varilla =	0.71 cm2

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

$$Vs = \frac{Vmax}{0.85} - Vc$$

$$S = \frac{Av * d * f'y}{Vs}$$

Colocar estribos

Vc =	24084.89 Kg
Vmax =	50072.23 Kg

Av =	1.43 cm2
Vs =	34823.62 Kg

$$S = \begin{cases} d/4 & 17.75 \\ 30 & 30.00 \\ s \text{ cal} & 12.20 \end{cases} \quad So (2d) = \begin{cases} 0.25d & 17.75 \\ 8db & 5.70 \\ 30 & 30.00 \\ s \text{ cal} & 12.20 \end{cases}$$

S =	12.20 cm
Smax =	35.50 cm

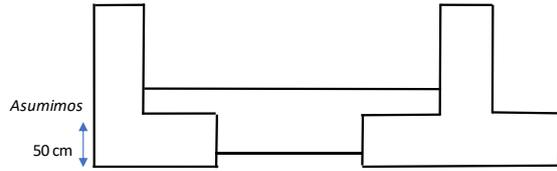
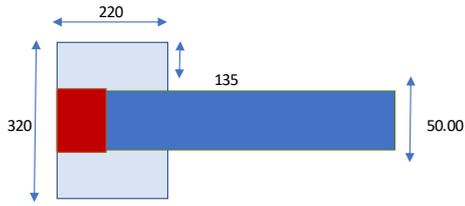
So =	12.20
------	-------

So =	30.000
------	--------

1 @ 5cm, 13 @ 12.5, R@ 20

DISEÑO DE LAS ZAPATAS DE BORDE

ZAPATA DE BORDE LADO IZQUIERDO



Se analiza para 1 m de ancho

Corte por Flexión		
qu =	0.67	Kg/cm2
d =	42	cm
f'c =	280	kg/cm2

Vu =	6247	Kg
Vc =	31661	Kg

Cumple

Diseño por Flexión		
Lv =	135.0	cm
d =	42	cm
f'c =	280	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	100	cm

$$Vu = qu * (Lv - d)$$

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

$$Mact = qu * \frac{lv^2}{2}$$

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2Mu}{0.9 * 0.85 * f'c * b}}$$

Mact =	612146	Kg-cm
--------	--------	-------

a =	0.686
-----	-------

En 100 cm

As =	3.888	cm2
Asmin =	9.00	cm2

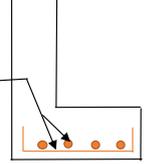
Diámetro	
pulg	área
1/2	1.27
5/8	1.98
3/4	2.85
1	5.1

$$As = \frac{Mact}{0.9 * f'y * (d - \frac{a}{2})}$$

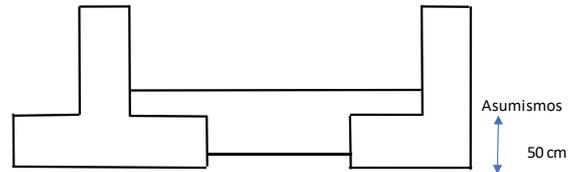
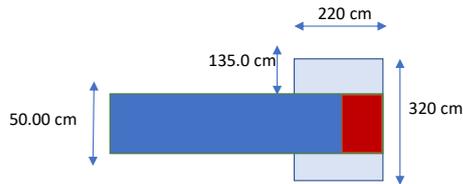
Varilla :	1/2
Cantidad :	ø 8
Separacion :	15.00 cm

Usar acero mínimo

Dirección X-X



ZAPATA DE BORDE LADO DERECHO



Se analiza para 1 m de ancho

Corte por Flexión		
qu =	1.02	Kg/cm2
d =	42	cm
f'c =	280	kg/cm2

Vu =	9445	Kg
Vc =	31661	Kg

Cumple

Diseño por Flexión		
Lv =	135.0	cm
d =	42	cm
f'c =	280	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	100	cm

$$Vu = qu * (Lv - d)$$

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

$$Mact = qu * \frac{lv^2}{2}$$

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2Mu}{0.9 * 0.85 * f'c * b}}$$

Mact =	925421	Kg-cm
--------	--------	-------

a =	1.042
-----	-------

En 100 cm

As =	5.902	cm2
Asmin =	9.00	cm2

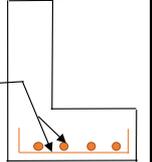
Diámetro	
pulg	área
1/2	1.27
5/8	1.98
3/4	2.85
1	5.1

$$As = \frac{Mact}{0.9 * f'y * (d - \frac{a}{2})}$$

Varilla :	1/2
Cantidad :	ø 8
Separacion :	15.00 cm

Usar acero mínimo

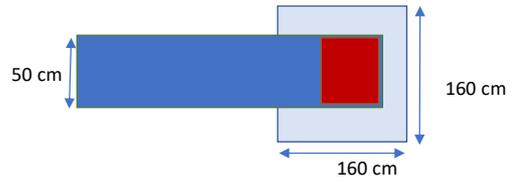
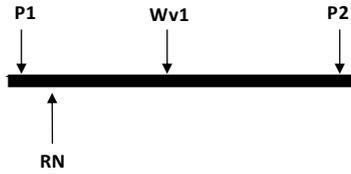
Dirección X-X



DISEÑO DE ZAPATA CENTRADA

LADO IZQUIERDO- DERECHO

Calculo de P2 (Servicio)



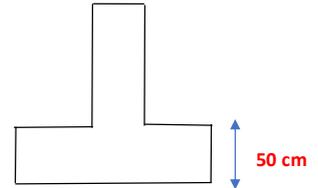
$$P2 \text{ efectivo} = -P1 - P2 - Wv1 + RN$$

P2 efectivo =	-36244 kg
---------------	-----------

$$\text{Area de Zapata Interior} = \frac{P2 \text{ efectivo}}{Q_{\text{neto}}}$$

Area de Zapata Interior =	4766.4698 cm ²
---------------------------	---------------------------

Lv =	55.0 cm
------	---------



Adoptamos	
B =	160 cm
T =	160 cm

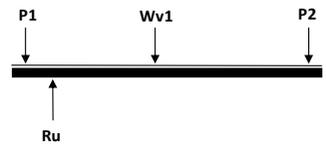
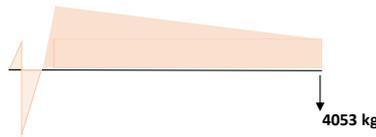
Area =	25600.00	Conforme
--------	----------	----------

Calculo de P2 (Cargas Ultimas)

$$P2 \text{ Ultimo} = -P2u - P1u - Wvu1 + Ru - \text{Fuerza diagrama}$$

P2 Ultimo =	13459 kg
-------------	----------

qu2 =	0.526 kg/cm ²
-------	--------------------------



Se analiza para 1 m de ancho

Corte por Flexión		
qu2 =	0.53	kg/cm ²
d =	42	cm
f'c =	280	kg/cm ²

$$V_{act} = qu2 * (Lv - d)$$

Vact =	683	Kg
Vc =	31661	Kg

Cumple

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

$$A_s = \frac{M_{act}}{0.9 * f'y * (d - \frac{a}{2})}$$

Mact =	79520	Kg-cm
--------	-------	-------

a =	0.088
-----	-------

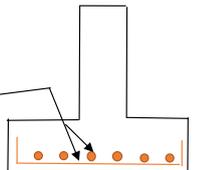
En 100 cm

As =	0.501	cm ²
Asmin =	9.00	cm ²

Usar acero mínimo

Diámetro	
pulg	área
1/2	1.27
5/8	1.98
3/4	2.85
1	5.1

Varilla :	1/2
Cantidad :	ø 8
Separacion :	15.00 cm



Diseño por Flexión		
Lv =	55.00	cm
d =	42	cm
f'c =	280	kg/cm ²
fy =	4200	kg/cm ²
b =	100	cm

Si Existiera punzonamiento		
b =	45.00	cm
h =	50.00	cm
m =	103	cm
n =	92	cm
Bc =	1.11	≤ 2
f'c =	280	kg/cm ²
po =	297	cm
α =	40	Centrada

1) Vn =	315599.67	Kg
2) Vn =	221253.74	Kg
3) Vn =	431501.72	Kg

qu =	0.526	kg/cm ²
Vu =	8501	kg/cm ²

Cumple por Punzonamiento

$$Vu = qu * b * h - (m * n)$$

Valores de α	
Centrada	40
Borde	30
Esquina	20

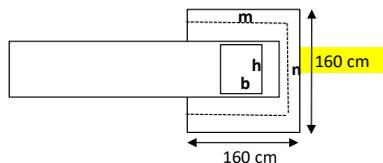
$$V_{cp} \leq 0.27 * (2 + \frac{1}{\beta_c}) * \sqrt{f'c} * (P_0 * d)$$

$$V_{cp} \leq 1.10 * \sqrt{f'c} * (P_0 * d)$$

$$V_{cp} \leq 0.27 * (\frac{\alpha d}{P_0} + 2) * \sqrt{f'c} * (P_0 * d)$$

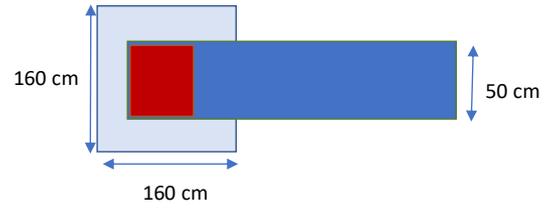
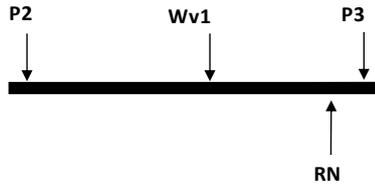
$$Bc = \frac{\text{Long.mayor.col}}{\text{Long.menor.col}}$$

$$n = h + d$$



LADO IZQUIERDO- DERECHO

Calculo de P2 (Servicio)



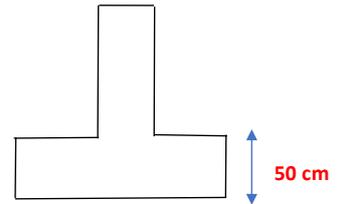
$P2 \text{ efectivo} = -P1 - P3 - WvL + RN$

$P2 \text{ efectivo} = -34142 \text{ kg}$

Area de Zapata Interior = $\frac{P2 \text{ efectivo}}{Q_{\text{neto}}}$

Area de Zapata Interior = 4490.0465 cm²

Lv = 55.0 cm



Adoptamos	
B =	160 cm
T =	160 cm

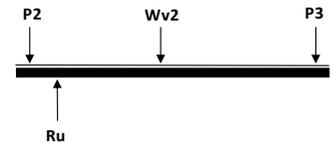
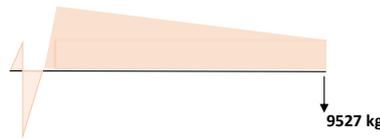
Area = 25600.00 Conforme

Calculo de P2 (Cargas Ultimas)

$P2 \text{ Ultimo} = -P2u - P3u - WvuL + Ru - \text{Fuerza diagrama}$

$P2 \text{ Ultimo} = -132877 \text{ kg}$

$qu2 = 5.191 \text{ kg/cm}^2$



Se analiza para 1 m de ancho

Corte por Flexión	
qu2 =	5.19 kg/cm ²
d =	42 cm
f'c =	280 kg/cm ²

$V_{act} = qu2 * (Lv - d)$

Vact =	6748 Kg
Vc =	31661 Kg

Cumple

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

$As = \frac{M_{act}}{0.9 * f'y * (d - \frac{a}{2})}$

Mact =	785066 Kg-cm
--------	--------------

a =	0.882
-----	-------

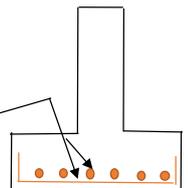
En 100 cm

As =	4.997 cm ²
Asmin =	9.00 cm ²

Usar acero mínimo

Diámetro	
pulg	área
1/2	1.27
5/8	1.98
3/4	2.85
1	5.1

Varilla :	1/2
Cantidad :	ø 8
Separacion :	15.00 cm



Diseño por Flexión	
Lv =	55.00 cm
d =	42 cm
f'c =	280 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
b =	100 cm

Si Existiera punzonamiento	
b =	45.00 cm
h =	50.00 cm
m =	103 cm
n =	92 cm
Bc =	1.11 ≤ 2
F'c =	210 kg/cm ²
po =	297 cm
α =	40 Centrada

1) Vn =	273317.34 Kg
2) Vn =	191611.36 Kg
3) Vn =	373691.45 Kg

$\phi Vn = 162870$

qu =	5.191 kg/cm ²
Vu =	83931

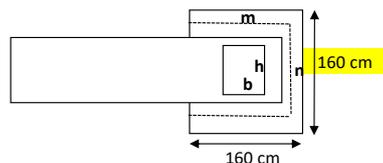
Cumple por Punzonamiento

$Vu = qu * b * h * (m * n)$

Valores de α	
Centrada	40
Borde	30
Esquina	20

$V_{cp} \leq 0.27 * (2 + \frac{4}{R_c}) * \sqrt{f'c} * (P_0 * d)$
 $V_{cp} \leq 1.10 * \sqrt{f'c} * (P_0 * d)$
 $V_{cp} \leq 0.27 * (\frac{\alpha d}{P_0} + 2) * \sqrt{f'c} * (P_0 * d)$

$Bc = \frac{Long. mayor col}{Long. menor col}$
 $n = h + d$



ANEXO N°14.5: HOJAS DE CALCULO DE DISEÑO DE MUROS DE CORTE

Datos extraídos del sap por combo

Section Cut Forces - Design					
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	M3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf-m
PLACA1-PISO1	1.4D+1.7L	Combination	13.2553	2.3792	5.06704
PLACA1-PISO1	1.25D+1.25L+SxD	Combination	36.7222	20.3667	54.70519
PLACA1-PISO1	1.25D+1.25L-SxD	Combination	36.7222	20.3667	54.70519
PLACA1-PISO1	1.25D+1.25L+SyD	Combination	12.9759	3.1711	7.30728
PLACA1-PISO1	1.25D+1.25L-SyD	Combination	12.9759	3.1711	7.30728
PLACA1-PISO1	0.9D+SxD	Combination	31.7791	20.3272	52.33881
PLACA1-PISO1	0.9D-SxD	Combination	31.7791	20.3272	52.33881
PLACA1-PISO1	0.9D+SyD	Combination	8.0328	2.0616	4.9409
PLACA1-PISO1	0.9D-SyD	Combination	8.0328	2.0616	4.9409
PLACA1-PISO2	1.4D+1.7L	Combination	5.0244	5.3707	7.97331
PLACA1-PISO2	1.25D+1.25L+SxD	Combination	17.177	6.3223	11.56274
PLACA1-PISO2	1.25D+1.25L-SxD	Combination	17.177	6.3223	11.56274
PLACA1-PISO2	1.25D+1.25L+SyD	Combination	5.6796	4.8396	7.24264
PLACA1-PISO2	1.25D+1.25L-SyD	Combination	5.6796	4.8396	7.24264
PLACA1-PISO2	0.9D+SxD	Combination	15.5043	4.0692	8.19101
PLACA1-PISO2	0.9D-SxD	Combination	15.5043	4.0692	8.19101
PLACA1-PISO2	0.9D+SyD	Combination	4.007	2.5864	3.87092
PLACA1-PISO2	0.9D-SyD	Combination	4.007	2.5864	3.87092
PLACA2-PISO1	1.4D+1.7L	Combination	17.2328	-1.7265	-3.39726
PLACA2-PISO1	1.25D+1.25L+SxD	Combination	38.3542	18.2063	47.62349
PLACA2-PISO1	1.25D+1.25L-SxD	Combination	38.3542	18.2063	47.62349
PLACA2-PISO1	1.25D+1.25L+SyD	Combination	17.4593	-0.2857	0.03818
PLACA2-PISO1	1.25D+1.25L-SyD	Combination	17.4593	-0.2857	0.03818
PLACA2-PISO1	0.9D+SxD	Combination	31.9198	19.0249	49.24463
PLACA2-PISO1	0.9D-SxD	Combination	31.9198	19.0249	49.24463
PLACA2-PISO1	0.9D+SyD	Combination	11.0249	0.5329	1.65932
PLACA2-PISO1	0.9D-SyD	Combination	11.0249	0.5329	1.65932
PLACA 2-PISO2	1.4D+1.7L	Combination	6.0894	-6.6652	-9.94897
PLACA 2-PISO2	1.25D+1.25L+SxD	Combination	18.1448	-3.3201	-2.20398
PLACA 2-PISO2	1.25D+1.25L-SxD	Combination	18.1448	-3.3201	-2.20398
PLACA 2-PISO2	1.25D+1.25L+SyD	Combination	6.5249	-5.2255	-7.67353
PLACA 2-PISO2	1.25D+1.25L-SyD	Combination	6.5249	-5.2255	-7.67353
PLACA 2-PISO2	0.9D+SxD	Combination	16.2046	-0.5839	1.93285
PLACA 2-PISO2	0.9D-SxD	Combination	16.2046	-0.5839	1.93285
PLACA 2-PISO2	0.9D+SyD	Combination	4.5847	-2.4893	-3.5367
PLACA 2-PISO2	0.9D-SyD	Combination	4.5847	-2.4893	-3.5367
PLACA 3-PISO1	1.4D+1.7L	Combination	20.4827	2.5415	4.1137
PLACA 3-PISO1	1.25D+1.25L+SxD	Combination	19.8841	3.4832	-0.15932
PLACA 3-PISO1	1.25D+1.25L-SxD	Combination	19.8841	3.4832	-0.15932
PLACA 3-PISO1	1.25D+1.25L+SyD	Combination	38.8836	20.5205	-44.70364
PLACA 3-PISO1	1.25D+1.25L-SyD	Combination	38.8836	20.5205	-44.70364
PLACA 3-PISO1	0.9D+SxD	Combination	12.0493	2.3466	-2.00853
PLACA 3-PISO1	0.9D-SxD	Combination	12.0493	2.3466	-2.00853
PLACA 3-PISO1	0.9D+SyD	Combination	31.0488	19.3838	-46.55286
PLACA 3-PISO1	0.9D-SyD	Combination	31.0488	19.3838	-46.55286
PLACA 3-PISO2	1.4D+1.7L	Combination	6.7681	6.8159	9.9254
PLACA 3-PISO2	1.25D+1.25L+SxD	Combination	7.0307	6.1747	7.71285
PLACA 3-PISO2	1.25D+1.25L-SxD	Combination	7.0307	6.1747	7.71285
PLACA 3-PISO2	1.25D+1.25L+SyD	Combination	14.6848	7.6412	7.4583
PLACA 3-PISO2	1.25D+1.25L-SyD	Combination	14.6848	7.6412	7.4583
PLACA 3-PISO2	0.9D+SxD	Combination	4.8791	3.3101	3.46148
PLACA 3-PISO2	0.9D-SxD	Combination	4.8791	3.3101	3.46148
PLACA 3-PISO2	0.9D+SyD	Combination	12.5332	4.7766	3.20693
PLACA 3-PISO2	0.9D-SyD	Combination	12.5332	4.7766	3.20693

PLACA4-PISO1	1.4D+1.7L	Combination	20.3252	-0.6673	-0.34227
PLACA4-PISO1	1.25D+1.25L+SxD	Combination	18.9273	2.1925	-7.07131
PLACA4-PISO1	1.25D+1.25L-SxD	Combination	18.9273	2.1925	-7.07131
PLACA4-PISO1	1.25D+1.25L+SyD	Combination	35.7414	16.168	-42.9761
PLACA4-PISO1	1.25D+1.25L-SyD	Combination	35.7414	16.168	-42.9761
PLACA4-PISO1	0.9D+SxD	Combination	11.13	2.5192	-6.85205
PLACA4-PISO1	0.9D-SxD	Combination	11.13	2.5192	-6.85205
PLACA4-PISO1	0.9D+SyD	Combination	27.9441	16.4948	-42.75683
PLACA4-PISO1	0.9D-SyD	Combination	27.9441	16.4948	-42.75683
PLACA 4-PISO2	1.4D+1.7L	Combination	4.5231	-8.2566	-12.7644
PLACA 4-PISO2	1.25D+1.25L+SxD	Combination	6.6289	-6.2383	-12.0295
PLACA 4-PISO2	1.25D+1.25L-SxD	Combination	6.6289	-6.2383	-12.0295
PLACA 4-PISO2	1.25D+1.25L+SyD	Combination	14.4923	-5.252	-11.92371
PLACA 4-PISO2	1.25D+1.25L-SyD	Combination	14.4923	-5.252	-11.92371
PLACA 4-PISO2	0.9D+SxD	Combination	5.4562	-2.7814	-6.60537
PLACA 4-PISO2	0.9D-SxD	Combination	5.4562	-2.7814	-6.60537
PLACA 4-PISO2	0.9D+SyD	Combination	13.3196	-1.7951	-6.49958
PLACA 4-PISO2	0.9D-SyD	Combination	13.3196	-1.7951	-6.49958
PLACA 5-PISO 1	1.4D+1.7L	Combination	14.5404	0.5814	3.28571
PLACA 5-PISO 1	1.25D+1.25L+1SXD	Combination	33.2731	25.0227	67.24523
PLACA 5-PISO 1	1.25D+1.25D-1SXD	Combination	33.2731	25.0227	67.24523
PLACA 5-PISO 1	1.25D+1.25L+1SYD	Combination	14.8269	2.4534	8.28478
PLACA 5-PISO 1	1.25D+1.25L-1SYD	Combination	14.8269	2.4534	8.28478
PLACA 5-PISO 1	0.9D+1SXD	Combination	28.6238	24.7788	66.03643
PLACA 5-PISO 1	0.9D-1SXD	Combination	28.6238	24.7788	66.03643
PLACA 5-PISO 1	0.9D+1SYD	Combination	10.1776	2.2095	7.07598
PLACA 5-PISO 1	0.9D-1SYD	Combination	10.1776	2.2095	7.07598
PLACA 5-PISO2	1.4D+1.7L	Combination	6.0669	2.2634	4.00918
PLACA 5-PISO2	1.25D+1.25L+1SXD	Combination	15.8415	5.3447	6.17417
PLACA 5-PISO2	1.25D+1.25D-1SXD	Combination	15.8415	5.3447	6.17417
PLACA 5-PISO2	1.25D+1.25L+1SYD	Combination	7.4903	2.3353	4.01762
PLACA 5-PISO2	1.25D+1.25L-1SYD	Combination	7.4903	2.3353	4.01762
PLACA 5-PISO2	0.9D+1SXD	Combination	13.8748	4.449	4.64435
PLACA 5-PISO2	0.9D-1SXD	Combination	13.8748	4.449	4.64435
PLACA 5-PISO2	0.9D+1SYD	Combination	5.5236	1.4396	2.48781
PLACA 5-PISO2	0.9D-1SYD	Combination	5.5236	1.4396	2.48781
PLACA 6-PISO1	1.4D+1.7L	Combination	21.6232	-0.9894	-5.59888
PLACA 6-PISO1	1.25D+1.25L+1SXD	Combination	48.2736	23.2868	54.79759
PLACA 6-PISO1	1.25D+1.25D-1SXD	Combination	48.2736	23.2868	54.79759
PLACA 6-PISO1	1.25D+1.25L+1SYD	Combination	23.8078	0.9924	-1.00363
PLACA 6-PISO1	1.25D+1.25L-1SYD	Combination	23.8078	0.9924	-1.00363
PLACA 6-PISO1	0.9D+1SXD	Combination	40.6829	23.6918	56.81487
PLACA 6-PISO1	0.9D-1SXD	Combination	40.6829	23.6918	56.81487
PLACA 6-PISO1	0.9D+1SYD	Combination	16.217	1.3975	1.01366
PLACA 6-PISO1	0.9D-1SYD	Combination	16.217	1.3975	1.01366
PLACA 6-PISO2	1.4D+1.7L	Combination	7.8394	-4.1709	-7.65918
PLACA 6-PISO2	1.25D+1.25L+1SXD	Combination	15.8578	-2.7699	-5.60229
PLACA 6-PISO2	1.25D+1.25D-1SXD	Combination	15.8578	-2.7699	-5.60229
PLACA 6-PISO2	1.25D+1.25L+1SYD	Combination	8.2525	-2.8422	-5.83327
PLACA 6-PISO2	1.25D+1.25L-1SYD	Combination	8.2525	-2.8422	-5.83327
PLACA 6-PISO2	0.9D+1SXD	Combination	13.3345	-1.1194	-2.65278
PLACA 6-PISO2	0.9D-1SXD	Combination	13.3345	-1.1194	-2.65278
PLACA 6-PISO2	0.9D+1SYD	Combination	5.7291	-1.1917	-2.88375
PLACA 6-PISO2	0.9D-1SYD	Combination	5.7291	-1.1917	-2.88375

PLACA 7-PISO1	1.4D+1.7L	Combination	20.6926	-1.1012	-2.89747
PLACA 7-PISO1	1.25D+1.25L+1SxD	Combination	21.9556	0.1287	-5.22081
PLACA 7-PISO1	1.25D+1.25D-1SxD	Combination	21.9556	0.1287	-5.22081
PLACA 7-PISO1	1.25D+1.25L+1SyD	Combination	42.5644	20.6399	-59.84716
PLACA 7-PISO1	1.25D+1.25L-1SyD	Combination	42.5644	20.6399	-59.84716
PLACA 7-PISO1	0.9D+1SxD	Combination	14.907	0.5632	-4.20034
PLACA 7-PISO1	0.9D-1SxD	Combination	14.907	0.5632	-4.20034
PLACA 7-PISO1	0.9D+1SyD	Combination	35.5158	21.0744	-58.8267
PLACA 7-PISO1	0.9D-1SyD	Combination	35.5158	21.0744	-58.8267
PLACA 7-PISO2	1.4D+1.7L	Combination	6.9887	-4.2691	-6.89728
PLACA 7-PISO2	1.25D+1.25L+1SxD	Combination	7.7967	-2.9471	-6.77536
PLACA 7-PISO2	1.25D+1.25D-1SxD	Combination	7.7967	-2.9471	-6.77536
PLACA 7-PISO2	1.25D+1.25L+1SyD	Combination	14.1252	-2.3929	-7.25892
PLACA 7-PISO2	1.25D+1.25L-1SyD	Combination	14.1252	-2.3929	-7.25892
PLACA 7-PISO2	0.9D+1SxD	Combination	5.6246	-1.3493	-4.19613
PLACA 7-PISO2	0.9D-1SxD	Combination	5.6246	-1.3493	-4.19613
PLACA 7-PISO2	0.9D+1SyD	Combination	11.953	-0.7952	-4.67968
PLACA 7-PISO2	0.9D-1SyD	Combination	11.953	-0.7952	-4.67968
PLACA 8-PISO1	1.4D+1.7L	Combination	18.5004	1.8041	3.09327
PLACA 8-PISO1	1.25D+1.25L+1SxD	Combination	17.0679	2.3802	0.33892
PLACA 8-PISO1	1.25D+1.25D-1SxD	Combination	17.0679	2.3802	0.33892
PLACA 8-PISO1	1.25D+1.25L+1SyD	Combination	36.9211	23.8385	-55.08973
PLACA 8-PISO1	1.25D+1.25L-1SyD	Combination	36.9211	23.8385	-55.08973
PLACA 8-PISO1	0.9D+1SxD	Combination	10.5083	1.6183	-0.98459
PLACA 8-PISO1	0.9D-1SxD	Combination	10.5083	1.6183	-0.98459
PLACA 8-PISO1	0.9D+1SyD	Combination	36.5027	23.0766	-56.41324
PLACA 8-PISO1	0.9D-1SyD	Combination	36.5027	23.0766	-56.41324
PLACA 8-PISO2	1.4D+1.7L	Combination	5.8211	6.1897	9.23806
PLACA 8-PISO2	1.25D+1.25L+1SxD	Combination	6.3551	5.952	6.85069
PLACA 8-PISO2	1.25D+1.25D-1SxD	Combination	6.3551	5.952	6.85069
PLACA 8-PISO2	1.25D+1.25L+1SyD	Combination	18.2334	7.8287	6.80981
PLACA 8-PISO2	1.25D+1.25L-1SyD	Combination	18.2334	7.8287	6.80981
PLACA 8-PISO2	0.9D+1SxD	Combination	4.6219	3.5469	3.21067
PLACA 8-PISO2	0.9D-1SxD	Combination	4.6219	3.5469	3.21067
PLACA 8-PISO2	0.9D+1SyD	Combination	16.5001	5.4236	3.16979
PLACA 8-PISO2	0.9D-1SyD	Combination	16.5001	5.4236	3.16979

Verificación por flexión y flexo compresión

PLACA 1									
Pu < 0.1*f'c*Ag					37.80 Tn		Mer FLEX	Mer FLEXCOM	Mmáx DISEÑO
PISO	COMBO	PU (tonf)	VU (tonf)	MU (tonf-m)	VALORES MÁX	VERIFICACIÓN	(tonf-m)	(tonf-m)	
1	1.4D+ 1.7L	13.2553	2.3792	5.06704		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	54.71 Tn-m
	1.25D+ 1.25L+ SxD	36.7222	20.3667	54.70519	VU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L-SxD	36.7222	20.3667	54.70519	20.3667	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	12.9759	3.1711	7.30728	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SyD	12.9759	3.1711	7.30728	36.7222	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SxD	31.7791	20.3272	52.33881	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	0.9D-SxD	31.7791	20.3272	52.33881	54.70519	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	0.9D+ SyD	8.0328	2.0616	4.9409		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
0.9D-SyD	8.0328	2.0616	4.9409		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52		
2	1.4D+ 1.7L	5.0244	5.3707	7.97331		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	12.52 Tn-m
	1.25D+ 1.25L+ SxD	17.177	6.3223	11.56274	VU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SxD	17.177	6.3223	11.56274	6.3223	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	5.6796	4.8396	7.24264	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SyD	5.6796	4.8396	7.24264	17.177	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SxD	15.5043	4.0692	8.19101	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D-SxD	15.5043	4.0692	8.19101	11.56274	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SyD	4.007	2.5864	3.87092		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
0.9D-SyD	4.007	2.5864	3.87092		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52		

PLACA 2									
Pu < 0.1*Fc*Ag					37.80 Tn		Mcr FLEX	Mcr FLEXCOM	Mmáx DISEÑO
PISO	COMBO	PU (tonf)	VU (tonf)	MU (tonf-m)	ALORES MÁXIMO	VERIFICACIÓN	(tonf-m)	(tonf-m)	
1	1.4D+ 1.7L	17.2328	-1.7265	-3.39726		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	49.24 Tn-m
	1.25D+ 1.25L+ SxD	38.3542	18.2063	47.62349	VU max	FLEXOCOMPRESIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L-SxD	38.3542	18.2063	47.62349	19.0249	FLEXOCOMPRESIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	17.4593	-0.2857	0.03818	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SyD	17.4593	-0.2857	0.03818	38.3542	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SxD	31.9198	19.0249	49.24463	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	0.9D-SxD	31.9198	19.0249	49.24463	49.24463	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	0.9D+ SyD	11.0249	0.5329	1.65932		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
0.9D-SyD	11.0249	0.5329	1.65932		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52		
2	1.4D+ 1.7L	6.0894	-6.6652	-9.94897		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	12.52 Tn-m
	1.25D+ 1.25L+ SxD	18.1448	-3.3201	-2.20398	VU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SxD	18.1448	-3.3201	-2.20398	6.6652	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	6.5249	-5.2255	-7.67353	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SyD	6.5249	-5.2255	-7.67353	18.1448	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SxD	16.2046	-0.5839	1.93285	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D-SxD	16.2046	-0.5839	1.93285	9.94897	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SyD	4.5847	-2.4893	-3.5367		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
0.9D-SyD	4.5847	-2.4893	-3.5367		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52		

PLACA 3									
Pu < 0.1*Fc*Ag					37.80 Tn		Mcr FLEX	Mcr FLEXCOM	Mmáx DISEÑO
PISO	COMBO	PU (tonf)	VU (tonf)	MU (tonf-m)	ALORES MÁXIMO	VERIFICACIÓN	(tonf-m)	(tonf-m)	
1	1.4D+ 1.7L	20.4827	2.5415	4.1137		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	46.55 Tn-m
	1.25D+ 1.25L+ SxD	19.8841	3.4832	-0.15932	VU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L-SxD	19.8841	3.4832	-0.15932	20.5205	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	38.8836	20.5205	-44.70364	PU max	FLEXOCOMPRESIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L-SyD	38.8836	20.5205	-44.70364	38.8836	FLEXOCOMPRESIÓN	12.52	12.53	
	0.9D+ SxD	12.0493	2.3466	-2.00853	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D-SxD	12.0493	2.3466	-2.00853	46.55286	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SyD	31.0488	19.3838	-46.55286		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
0.9D-SyD	31.0488	19.3838	-46.55286		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53		
2	1.4D+ 1.7L	6.7681	6.8159	9.9254		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	12.52 Tn-m
	1.25D+ 1.25L+ SxD	7.0307	6.1747	7.71285	VU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SxD	7.0307	6.1747	7.71285	7.6412	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	14.6848	7.6412	7.4583	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SyD	14.6848	7.6412	7.4583	14.6848	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SxD	4.8791	3.3101	3.46148	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D-SxD	4.8791	3.3101	3.46148	9.9254	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SyD	12.5332	4.7766	3.20693		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
0.9D-SyD	12.5332	4.7766	3.20693		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52		

PLACA 4									
Pu < 0.1*Fc*Ag					37.80 Tn		Mcr FLEX	Mcr FLEXCOM	Mmáx DISEÑO
PISO	COMBO	PU (tonf)	VU (tonf)	MU (tonf-m)	ALORES MÁXIMO	VERIFICACIÓN	(tonf-m)	(tonf-m)	
1	1.4D+ 1.7L	20.3252	-0.6673	-0.34227		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	42.98 Tn-m
	1.25D+ 1.25L+ SxD	18.9273	2.1925	-7.07131	VU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L-SxD	18.9273	2.1925	-7.07131	16.4948	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	35.7414	16.168	-42.9761	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L-SyD	35.7414	16.168	-42.9761	35.7414	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	0.9D+ SxD	11.13	2.5192	-6.85205	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D-SxD	11.13	2.5192	-6.85205	42.9761	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SyD	27.9441	16.4948	-42.75683		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
0.9D-SyD	27.9441	16.4948	-42.75683		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53		
2	1.4D+ 1.7L	4.5231	-8.2566	-12.7644		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	12.76 Tn-m
	1.25D+ 1.25L+ SxD	6.6289	-6.2383	-12.0295	VU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SxD	6.6289	-6.2383	-12.0295	8.2566	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	14.4923	-5.252	-11.92371	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SyD	14.4923	-5.252	-11.92371	14.4923	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SxD	5.4562	-2.7814	-6.60537	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D-SxD	5.4562	-2.7814	-6.60537	12.7644	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SyD	13.3196	-1.7951	-6.49958		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
0.9D-SyD	13.3196	-1.7951	-6.49958		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52		

PLACA 5									
Pu < 0.1*f'c*Ag					37.80 Tn		McR FLEX	McR FLEXCOM	Mmáx DISEÑO
PISO	COMBO	PU (tonf)	VU (tonf)	MU (tonf-m)	VALORES MÁX	VERIFICACIÓN	(tonf-m)	(tonf-m)	
1	1.4D+ 1.7L	14.5404	0.5814	3.28571		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	67.25 Tn-m
	1.25D+ 1.25L+ SxD	33.2731	25.0227	67.24523	VU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L-SxD	33.2731	25.0227	67.24523	25.0227	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	14.8269	2.4534	8.28478	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SyD	14.8269	2.4534	8.28478	33.2731	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SxD	28.6238	24.7788	66.03643	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	0.9D-SxD	28.6238	24.7788	66.03643	67.24523	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	0.9D+ SyD	10.1776	2.2095	7.07598		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
0.9D-SyD	10.1776	2.2095	7.07598		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52		
2	1.4D+ 1.7L	6.0669	2.2634	4.00918		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	12.52 Tn-m
	1.25D+ 1.25L+ SxD	15.8415	5.3447	6.17417	VU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SxD	15.8415	5.3447	6.17417	5.3447	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	7.4903	2.3353	4.01762	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SyD	7.4903	2.3353	4.01762	15.8415	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SxD	13.8748	4.449	4.64435	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D-SxD	13.8748	4.449	4.64435	6.17417	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SyD	5.5236	1.4396	2.48781		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
0.9D-SyD	5.5236	1.4396	2.48781		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52		

PLACA 6									
Pu < 0.1*f'c*Ag					37.80 Tn		McR FLEX	McR FLEXCOM	Mmáx DISEÑO
PISO	COMBO	PU (tonf)	VU (tonf)	MU (tonf-m)	VALORES MÁX	VERIFICACIÓN	(tonf-m)	(tonf-m)	
1	1.4D+ 1.7L	21.6232	-0.9894	-5.59888		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	56.81 Tn-m
	1.25D+ 1.25L+ SxD	48.2736	23.2868	54.79759	VU max	FLEXOCOMPRESIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L-SxD	48.2736	23.2868	54.79759	23.6918	FLEXOCOMPRESIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	23.8078	0.9924	-1.00363	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L-SyD	23.8078	0.9924	-1.00363	48.2736	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	0.9D+ SxD	40.6829	23.6918	56.81487	Mu max	FLEXOCOMPRESIÓN	12.52	12.53	
	0.9D-SxD	40.6829	23.6918	56.81487	56.81487	FLEXOCOMPRESIÓN	12.52	12.53	
	0.9D+ SyD	16.217	1.3975	1.01366		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
0.9D-SyD	16.217	1.3975	1.01366		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52		
2	1.4D+ 1.7L	7.8394	-4.1709	-7.65918		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	12.52 Tn-m
	1.25D+ 1.25L+ SxD	15.8578	-2.7699	-5.60229	VU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SxD	15.8578	-2.7699	-5.60229	4.1709	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	8.2525	-2.8422	-5.83327	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SyD	8.2525	-2.8422	-5.83327	15.8578	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SxD	13.3345	-1.1194	-2.65278	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D-SxD	13.3345	-1.1194	-2.65278	7.65918	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SyD	5.7291	-1.1917	-2.88375		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
0.9D-SyD	5.7291	-1.1917	-2.88375		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52		

PLACA 7									
Pu < 0.1*f'c*Ag					37.80 Tn		McR FLEX	McR FLEXCOM	Mmáx DISEÑO
PISO	COMBO	PU (tonf)	VU (tonf)	MU (tonf-m)	VALORES MÁX	VERIFICACIÓN	(tonf-m)	(tonf-m)	
1	1.4D+ 1.7L	20.6926	-1.1012	-2.89747		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	59.85 Tn-m
	1.25D+ 1.25L+ SxD	21.9556	0.1287	-5.22081	VU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L-SxD	21.9556	0.1287	-5.22081	21.0744	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	42.5644	20.6399	-59.84716	PU max	FLEXOCOMPRESIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L-SyD	42.5644	20.6399	-59.84716	42.5644	FLEXOCOMPRESIÓN	12.52	12.53	
	0.9D+ SxD	14.907	0.5632	-4.20034	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D-SxD	14.907	0.5632	-4.20034	59.84716	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SyD	35.5158	21.0744	-58.8267		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
0.9D-SyD	35.5158	21.0744	-58.8267		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53		
2	1.4D+ 1.7L	6.9887	-4.2691	-6.89728		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	12.52 Tn-m
	1.25D+ 1.25L+ SxD	7.7967	-2.9471	-6.77536	VU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SxD	7.7967	-2.9471	-6.77536	4.2691	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	14.1252	-2.3929	-7.25892	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SyD	14.1252	-2.3929	-7.25892	14.1252	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SxD	5.6246	-1.3493	-4.19613	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D-SxD	5.6246	-1.3493	-4.19613	7.25892	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SyD	11.953	-0.7952	-4.67968		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
0.9D-SyD	11.953	-0.7952	-4.67968		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52		

PLACA 8									
$P_u < 0.1 * f'_c * A_g$					37.80 Tn		Mcr FLEX	Mcr FLEXCOM	Mmáx DISEÑO
PISO	COMBO	PU (tonf)	VU (tonf)	MU (tonf-m)	VALORES MÁX	VERIFICACIÓN	(tonf-m)	(tonf-m)	
1	1.4D+ 1.7L	18.5004	1.8041	3.09327		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	12.52 Tn-m
	1.25D+ 1.25L+ SxD	17.0679	2.3802	0.33892	VU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SxD	17.0679	2.3802	0.33892	23.8385	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	36.9211	23.8385	-55.08973	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	1.25D+ 1.25L-SyD	36.9211	23.8385	-55.08973	36.9211	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
	0.9D+ SxD	10.5083	1.6183	-0.98459	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D-SxD	10.5083	1.6183	-0.98459	3.09327	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SyD	36.5027	23.0766	-56.41324		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	
2	0.9D-SyD	36.5027	23.0766	-56.41324		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.53	12.52 Tn-m
	1.4D+ 1.7L	5.8211	6.1897	9.23806		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L+ SxD	6.3551	5.952	6.85069	VU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SxD	6.3551	5.952	6.85069	7.8287	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L+ SyD	18.2334	7.8287	6.80981	PU max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	1.25D+ 1.25L-SyD	18.2334	7.8287	6.80981	18.2334	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D+ SxD	4.6219	3.5469	3.21067	Mu max	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
	0.9D-SxD	4.6219	3.5469	3.21067	9.23806	DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52	
0.9D+ SyD	16.5001	5.4236	3.16979		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52		
0.9D-SyD	16.5001	5.4236	3.16979		DISEÑO POR FLEXIÓN	12.52	12.52		

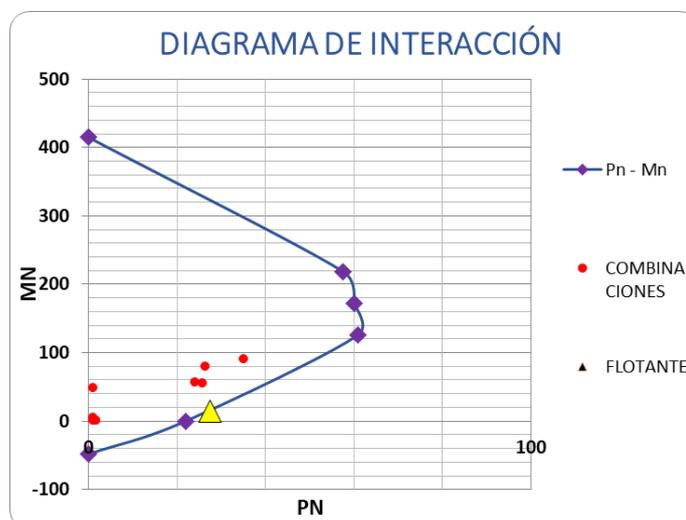
Diagrama de Iteración para el diseño por flexo compresión

DIAGRAMA DE INTERACCION

Punto	Pn (ton)	Mn (ton*m)
Compresion pura	414.63	0.00
Condicion $\epsilon_s=0$	218.48	57.55
1/2 Condicion balanceada	172.00	60.04
Condicion balanceada	125.54	60.80
Flexion Pura	0.02	21.94
Traccion pura	-48.16	0.00

DATOS SAP

COMBINACIONES	Pu (ton)	Mu (ton*m)	Pn (ton)	Mn (ton*m)
1.4 CM + 1.7 CV	21.62	0.99	5.60	1.10
1.25 (CM+CV) + Sx	48.27	23.29	54.80	25.87
1.25 (CM+CV) + Sy	75.00	23.29	90.00	35.00
1.25 (CM+CV) - Sx	23.81	0.99	49.00	1.10
1.25 (CM+CV) - Sy	23.81	0.99	1.00	1.10
0.9 CM + Sx	40.68	23.69	56.81	24.00
0.9 CM - Sx	68.00	23.69	80.00	26.32
0.9 CM + Sy	16.22	1.40	1.01	1.55
0.9 CM - Sy	16.22	1.40	1.01	1.55



PUNTO FLOTANTE		
d	96.00	cm
fy	4200.00	kg/cm2
Ec	0.003	
Es	0.01200	(VARIAR)
c	19.20	cm
a	16.32	cm
Cc	43.70	Tn
Pn	13.90	Tn
Mn	27.53	Tn.m

Verificaciones y diseño de placas

1° VERIFICACIÓN - CONFINAMIENTO

1 Se confinara si la profundidad del eje neutro "c" sobrepase $l_m / (600 * \delta v / h_v)$

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

c	0.19 m
Lw	1.20 m
δv	0.0069 m
h _v	7.50 m
$\delta u / h_m$	0.005

0.19 m < 0.40 cm

NO ES NECESARIO CONFINAR

2 Se debera confinar si es que el esfuerzo maximo en compresión sobrepase el $0.2f'c$

$$\frac{P_u}{A} + \frac{(M_c)(c)}{I} \geq 0.2f'c$$

P _u	48273.6
A	1800 cm ²
M _c	5681487 Kg-cm
C	60.00 cm
I	2160000.0 cm ⁴

185 kg/cm² > 42 kg/cm²

SE NECESITA CONFINAMIENTO

ES NECESARIO CONFINAMIENTO EN LOS EXTREMOS DE LA PLACA

LONGITUD DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO

C-0.1L _w (cm)=	7.20 cm
C/2 =	9.60 cm
Long. Min =	30.00 cm
Long Mayor =	30 cm

2° VERIFICACIÓN - TRACCIÓN PURA EN EL EXTREMO

COMBOS	P _u (Tn)	M _u (Tnf-m)	d = 0.8*L _w	Compresión	Tracción	Tracción
				$C = \frac{P}{2} + \frac{M}{d}$	$T = \frac{P}{2} - \frac{M}{d}$	$T = \frac{P}{2} - \frac{M}{d}$
1.4D+ 1.7L	21.6232	-5.59888	0.96 m	4.98 Tn	16.64 Tn	16643.76667
1.25D+ 1.25L+ SxD	48.2736	54.79759	0.96 m	81.22 Tn	-32.94 Tn	-32944.02292
1.25D+ 1.25L-SxD	48.2736	54.79759	0.96 m	81.22 Tn	-32.94 Tn	-32944.02292
1.25D+ 1.25L+ SyD	23.8078	-1.00363	0.96 m	10.86 Tn	12.95 Tn	12949.34792
1.25D+ 1.25L-SyD	23.8078	-1.00363	0.96 m	10.86 Tn	12.95 Tn	12949.34792
0.9D+ SxD	40.6829	56.81487	0.96 m	79.52 Tn	-38.84 Tn	-38840.70625
0.9D-SxD	40.6829	56.81487	0.96 m	79.52 Tn	-38.84 Tn	-38840.70625
0.9D+ SyD	16.217	1.01366	0.96 m	9.16 Tn	7.05 Tn	7052.604167
0.9D-SyD	16.217	1.01366	0.96 m	9.16 Tn	7.05 Tn	7052.604167

$T \leq A_s * f_y * \phi$	
As=	10.32 cm ²
Fy=	4200 Kg/cm ²
T=	38840.71 kg
ϕ =	0.9

38840.71 kg < 39009.60 kg

OK

Cuando exista Tracción, el aporte del concreto se multiplicara por: $\left(1 - \frac{T_u}{35A_g} \right)$ eso se corregirá en la verificación por corte

3° VERIFICACIÓN - COMPRESIÓN PURA EN EL EXTREMO

COMBOS	Pu (Tn)	Mu (Tnf-m)	d = 0.8*Lw	Compresión	Tracción (Tn)	Tracción (Kg)
				$C = \frac{P}{2} + \frac{M}{d}$	$T = \frac{P}{2} - \frac{M}{d}$	$T = \frac{P}{2} - \frac{M}{d}$
1.4D+ 1.7L	21.6232	-5.59888	0.96	4.98 Tn	16.64 Tn	16643.76667
1.25D+ 1.25L+ SxD	48.2736	54.79759	0.96	81.22 Tn	-32.94 Tn	-32944.02292
1.25D+ 1.25L-SxD	48.2736	54.79759	0.96	81.22 Tn	-32.94 Tn	-32944.02292
1.25D+ 1.25L+ SyD	23.8078	-1.00363	0.96	10.86 Tn	12.95 Tn	12949.34792
1.25D+ 1.25L-SyD	23.8078	-1.00363	0.96	10.86 Tn	12.95 Tn	12949.34792
0.9D+ SxD	40.6829	56.81487	0.96	79.52 Tn	-38.84 Tn	-38840.70625
0.9D-SxD	40.6829	56.81487	0.96	79.52 Tn	-38.84 Tn	-38840.70625
0.9D+ SyD	16.217	1.01366	0.96	9.16 Tn	7.05 Tn	7052.604167
0.9D-SyD	16.217	1.01366	0.96	9.16 Tn	7.05 Tn	7052.604167

$$P_u = \phi 0.8 [0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y (A_s)]$$

$\phi =$	0.70
$f'_c =$	210 kg/cm ²
$A_g =$	450.00 cm ²
$A_s =$	10.32 cm ²
$F_y =$	4200 kg/cm ²
$C =$	81.22 Tn

87294 Kg > 81218 Kg

OK

4° VERIFICACIÓN - CORTANTE

Hallamos cortante probable			
El Vu "actuante"		$V_{upr} = V_u \cdot \frac{M_n}{M_u}$	
Vu =	23.6918	Tn	
Mu =	56.81	Tnf-m	
Mn =	27.53	Tnf-m	
Vupr =	11.4794	Tn	
		f'c =	210 kg/cm ²
		lw =	120 cm
		d =	96 cm
		bw =	15 cm
		Fy =	4200 kg/cm ²
		Hw =	750 m
Cortante máximo			
$V_{u,max} = 0.85 (2.6 * \sqrt{f'_c} * bw * d)$			
Vumax =	46117.36	Kg	
	46.11735736	Tn	
VERIFICACIÓN: OK → ES POSIBLE DISEÑAR POR CORTE			

C) CASO 3

$c) V_u / \phi c > \alpha_c * \sqrt{f'_c} * bw * d (1 - \frac{T_u}{35A_g})$		
$\alpha_c = 0.8$ para $h_w / L_w \leq 1.5$		
$\alpha_c = 0.53$ para $h_w / L_w > 2$		
Av horiz.	$\frac{(V_u - V_c) S_h}{f_y * d}$	
ρ_{min} horiz:	$\frac{A_{v,horiz}}{S_h * b_w} = \frac{(V_u - V_c) S_h}{f_y * d} \geq 0.0025$	
ρ_{min} vert:	$0.0025 + 0.5 (2.5 - \frac{h_w}{l_w}) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$	
Vh	13.505 tn	ESTE CASO
Vc	4.241 tn	

C) CASO 3		ANÁLISIS	100 cm
$V_u =$	23.692 tn		
$V_c =$	4.241 tn		
$F_y =$	4200 kg/cm ²		
$d =$	96 cm		
$bw =$	15 cm		

$$\rho_{v_{min}} = 0.0025 + 0.5 * (2.5 - \frac{hw}{Lw})(\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

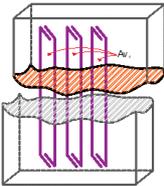
$S_h = S_v =$	30 cm
$A_{vh} =$	1.758
ρ_h	0.003167
ρ_h	0.0032

0.0025	OK
--------	----

Acero mínimo				Selección barras de acero requerido					As usar (cm ²)
				3/8	1/2	5/8	3/4	1	
ϕ min Verticales	0.0025	As total	1.88 cm ²	2					1.43
	A_{vh}		1.7583 cm ²	2					1.43
HORIZONTAL				VERTICAL					
Usar	2 varillas de:	3/8	@	30.00 cm	Usar	2 varillas de:	3/8	@	35 cm

5° VERIFICACIÓN POR DESLIZAMIENTO

Si: $V_u > \text{Resistente por deslizamiento}$



→

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi_c} \cdot \frac{1}{f'_y \cdot \mu}$$

→

$A_{vf} = 5.36 \text{ cm}^2$
 $d = 96 \text{ cm}$

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	

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

Acero mínimo				Selección barras de acero requerido					As usar (cm ²)
				3/8	1/2	5/8	3/4	1	
ϕ min Verticales	0.186	As	2.68 cm ²	2					1.43
									26.59
Usar	2 varillas de:	3/8	@	20.00 cm					

ANEXO N°15: PLANOS

(VER CARPETA PLANOS ADJUNTA)