



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE NICARAGUA.
UNAN-MANAGUA.**

RECINTO UNIVERSITARIO RUBEN DARIO

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA

**SEMINARIO DE GRADUACION PARA OPTAR AL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL**

TITULO:

“Análisis y Diseño Preliminar Estructural del Colegio Parroquial San Francisco Javier, para una vida útil de 30 años, ubicado en el Municipio de Ciudad Sandino, Managua.”

Realizado por:

Br. Eveling Isabel Tinoco López

Br. Pedro Francisco Pérez Arteaga

Tutor: Ing. Francisco Ernesto Cuadra Chévez

Managua, Nicaragua 2012

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por darnos la vida, la sabiduría, la fuerza para seguir adelante día a día, sin importar las dificultades que se nos presenten.

A toda nuestra familia, por la ayuda que nos brindaron, cuando más los necesitábamos en los momentos malos y en los buenos momentos mil gracias.

A nuestro tutor, Ing. Ernesto Cuadra Chevez, por todo su tiempo empleado y por su dedicación, gracias por ser nuestro guía en la elaboración de este trabajo.

Al Ing. Raúl Madrigal y al Ing. Ballardo Altamirano por asesorarnos, y a su vez por dedicarnos su valioso tiempo, gracias por compartir sus conocimientos.

A todos los que fueron nuestros profesores, por llenarnos con su sabiduría y conocimientos y ayudarnos a nuestra profesionalización.

INDICE

I- INTRODUCCION.....	6
II- ANTECEDENTES.....	7
III- JUSTIFICACION.....	8, 9
IV- OBJETIVOS.....	10
4.1- Objetivo general.....	10
4.2- Objetivos específicos.....	10
V- MARCO TEORICO.....	11-14
VI- CARACTERIZACION GRAL.DEL MUNICIPIO DE CIUDAD SANDINO....	15
6.1- Localización del Proyecto.....	15
6.2- Reseña Histórica.....	16, 17
6.3- Condiciones de Habitabilidad: infraestructura y servicios.....	17-21
6.4- Educación.....	21-23
VII- FUNDAMENTOS SOBRE EDIFICIOS DE DOS PLANTAS.....	24
7.1- Edificios de dos Plantas.....	24
7.2- Generalidades de las estructuras.....	25, 26
7.3- Clasificación.....	27-28
7.4- Características principales.....	29
7.5- Criterios básicos de diseños estructurales.....	29-36

VIII- METODOLOGIA PARA LA REALIZACION DEL PROYECTO.....	37
8.1- Hojas de Diagnósticos.....	37-41
8.2- Estudio de Suelo.....	42, 43
8.3- Trabajo de campo y método de ensayo.....	43-45
8.4- Características físico-mecánicas del subsuelo.....	46-50
8.5- Clasificación empírica de los suelos.....	50, 51
8.6- Conclusión de estudio de suelo.....	52
8.7- Tablas de impacto ambiental.....	53, 54
IX- CALCULOS DE DISEÑO.....	55
9.1- Metodología del diseño estructural.....	55
9.2- Calculo de fuerzas y momentos sísmicos para marco Kani...	55
9.3- Calculo de momentos de empotramientos.....	56
9.4- Marco Kani con sus cargas correspondientes.....	57
9.5- Marco Kani para análisis estructural.....	58
9.6- Calculo de momentos finales.....	59
9.7- Marco estructural con momentos actuantes.....	60
9.8- Diagrama de cortante y momentos actuantes.....	61
9.9- Diseño de estructura de techo.....	62-65
9.10- Diseño de viga corona metálica.....	65-67
9.11- Diseño de columna metálica segundo pisos.....	67-68
9.12- Diseño de placa base para columna metálica.....	69
9.13- Calculo de Soldadura.....	69, 70
9.14- Diseño de viga de acero para entrepiso.....	70
9.15- Diseño de losa de entrepiso.....	71-72
9.16- Diseño de viga corona de concreto.....	73, 74
9.17- Diseño de columna de concreto.....	75
9.18- Diseño de viga a sísmica.....	76, 77
9.19- Diseño de zapatas.....	77, 78
9.20- Diseño de muro perimetral.....	79-82
9.21- Diseño de Escalera.....	82-87

X- CONCLUSIONES.....	88, 89
XI- TABLA DE ACTIVIDADES.....	90
XII- BIBLIOGRAFIA.....	91
XIII- ANEXOS.....	92
13.1- Anexo I: Característica principal de la electromalla.....	93
13.2- Anexo II: Ubicación del colegio.....	94
13.3- Anexo III: Fotografías Actuales.....	95-98
13.4- Anexo IV: Costo y Presupuesto.....	99
13.5- Anexo V: Hojas de Laboratorio de estudio de suelo.....	100
13.6- Anexo V: Planos.....	101

INTRODUCCION

El Municipio de Ciudad Sandino, distrito I de la Ciudad de Managua se encuentra ubicado en el kilómetro 12.5 de la carretera Nueva a León, este limita al norte con el Municipio de Mateare y al sur con el Municipio de Managua, al este con el Lago Xolotlán y al Oeste con el Municipio de Mateare y Villa Carlos Fonseca, en la región del pacifico de Nicaragua.

Actualmente el Municipio de Ciudad Sandino alberga aproximadamente a 1, 500,000 habitantes. El municipio a su vez se divide en 11 zonas que va desde la zona 1 a la zona 7, la zona 8 Barrio Bella Cruz, la zona 9 Barrio Bello Amanecer, la zona 10 Barrio Vista Hermosa y la zona 11 Barrio Enrique Smith, Satélite Asososca, La Gruta Javier, y el área rural del Municipio está dividida en tres comarcas: Trinidad Central Cuajachillo nº 1, Trinidad Central Cuajachillo nº 2 y Filos de Cuajachillo.

El casco urbano de Ciudad Sandino cuenta con 21 colegios que imparten primaria, secundaria en el turno matutino, vespertino y sabatino, alojando estudiantes del casco urbano y rural como alternativa del sistema de educación a lo interno del Municipio, de los cuales 17 de estos colegios son del sistema de educación pública y los 4 colegios restantes surgieron como opción del sistema de educación privada.

El área de estudio del proyecto se ubica en el casco urbano del Municipio, en la zona 2 de la plaza Padre Pedro Miguel García 2 cuadras hacia el norte sobre la arteria principal del Municipio. El Colegio San Francisco Javier fue fundado en el año de 1970 por el padre Miguel García es desde entonces que el colegio cuenta con la misma infraestructura.

II. ANTECEDENTES

El Colegio San Francisco Javier fue fundado en el año de 1970 por el padre Miguel García es desde entonces que el colegio cuenta con la misma infraestructura, la cual ha sufrido deterioro, provocados por movimientos sísmicos (terremoto de 1972), factores intempéricos y falta de mantenimiento.

El colegio cuenta con un terreno ubicado sobre la vía principal, con un área de 1,263.664 m².

La estructura con que cuenta el colegio fue diseñada para ser utilizada como iglesia ya que fue la primera iglesia católica fundada en el Municipio y los módulos donde actualmente se imparten clases fueron diseñados para reuniones de la comunidad católica, posteriormente estos fueron utilizados para impartir clases de primaria.

Por la creciente demanda en el sistema de educación debido al crecimiento poblacional adopto la modalidad de primaria y secundaria y por el creciente número de alumnos su infraestructura fue quedando saturada hasta llegar a ocupar el área mayor que es la Iglesia-capilla la cual está siendo utilizada como aula de clase.

Además del deterioro por agentes sísmicos e intempéricos este colegio a sufrido de vandalismo en su muro perimetral fueron sustraídas las verjas de protección y al quedar expuesto en la parte posterior a permitido que penetren personas ajenas al colegio las cuales han sustraído en su totalidad el sistema eléctrico y pupitres, dañando aun más la estructura de centro.

En la actualidad el centro cuenta con un muro perimetral en mal estado sin columnas ni vigas y que a su vez a sufrido vandalismo, lo cual requiere una infraestructura que garantice la seguridad e integridad de sus alumnos.

III. JUSTIFICACION

Para una buena realización de un proyecto de diseño estructural, se impone la necesidad de estudios preliminares con el fin de establecer las condiciones existentes que se encuentra el Colegio San Francisco Javier.

Lo cual es sumamente importante conocer el campo donde se desea trabajar para desarrollar el trabajo de forma eficiente. Los estudios a realizar darán una idea cabal de los problemas fundamentales que deben resolverse, y permitirán a su vez elaborar soluciones adecuadas.

El diseño del Colegio se basa fundamentalmente en un proyecto de carácter social que ayudara a incrementar las necesidades de educación del Municipio, conservando el equilibrio socio-económico y principalmente que preste las condiciones necesarias para el bienestar de sus ocupantes.

Toda construcción descansa en el suelo, por tanto debe estudiarse detenidamente la condición del suelo en el cual han de cimentarse las futuras construcciones, dado que el suelo es un parámetro complejo que se deforma, cambia con el agua, químicamente y es transformado constantemente.

El estudio de suelo es necesario para conocer su resistencia a la compresión, su formación geológica y el grado de permeabilidad y erosionabilidad.

Como un recurso para la solución, se propone una Evaluación Estructural para conocer a profundidad el daño que presenta la infraestructura y así su posible solución, ya sea reforzándolo estructuralmente o diseñando una nueva infraestructura que brinde seguridad y comodidad, tanto para alumnos, docentes y vecinos.

Es por eso que proponemos la realización del “Análisis y Diseño del Colegio San Francisco Javier para una vida útil de 30 años” respetando las normas de construcción, seguridad e higiene que a su vez funcionara de acuerdo a las características propia de la zona y a las necesidades básicas de los estudiantes y

maestros, reintegrando permanentemente a la población del Municipio fortaleciendo a la educación.

IV. OBJETIVOS

4.1 Objetivo General:

Análisis y Diseño Preliminar Estructural de dos plantas del Colegio San Francisco Javier, para una vida útil de 30 años ubicado en el Municipio de Ciudad Sandino.

4.2 Objetivos Específicos:

- Evaluar las condiciones actuales de la infraestructura del colegio por medio de diagnósticos.
- Conocer el área de trabajo.
- Evaluar la capacidad soporte de Suelo.
- Diseñar estructuralmente el edificio de dos plantas.
- Determinar el costo preliminar de la obra.

V- MARCO TEORICO

5.1 Ensayo SPT

Del ingles standard penetration test, es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico.

Constituye el ensayo o prueba mas utilizado en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación.

Consiste en medir el número de golpes necesarios para introducir una determinada profundidad una cuchara cilíndrica y hueca muy robusta con un diámetro exterior de 51 mm e interior de 35 mm, lo que se supone una relación para áreas superior a los 100 m².

5.2 Estructuras de mampostería confinada

Es uno de los sistemas más antiguos empleados por el ser humano; no obstante, en zonas expuestas a terremotos o vientos huracanados, el sistema constructivo debe protegerse con refuerzos varios. Aquí se definirá el refuerzo mínimo requerido para áreas donde la sismicidad es evidente, o sea que exista historia o precedentes y que, además, se presenten huracanes con cierta frecuencia, menores a 50 años.

Existen dos tipos de construcción en mampostería, la Confinada y la Reforzada. La más común y difundida en nuestro país es la confinada, que se usa diferentes materiales para envolver o confinar al muro de mampuesto, ya fueren vigas y columnas de concreto reforzado, madera o acero. No obstante, estos dos últimos materiales requieren de ciertos requisitos para sus adecuados compartimientos en sitios donde se producen terremotos o vientos huracanados. Es decir, que su uso es mejor en las zonas sísmicas A y B o en la zonas 1 y 2 de vientos (ver anexo nº 9). Por otro lado la mampostería reforzada lleva el refuerzo dentro de los hoyos de los bloques y son, principalmente, varillas de acero corrugadas dispuestas vertical y horizontalmente.

El prototipo o ejemplo básico de construcción con mampostería es el “muro portante” con capacidad para resistir fuerzas gravitacionales, como su propio peso, el techo, sus accesorios, etc., y también resistir fuerzas laterales, que son producidas por los terremotos y vientos huracanados.

Otro aspecto importante en el comportamiento de la mampostería reforzada, es que en nuestro país no acostumbramos techos a base de concreto armado o losas, por cuanto la resistencia a cargas horizontales producidas por sismos o vientos huracanados, depende de la resistencia de las vigas coronas o arreglos de vigas que puedan colaborar directamente a esta resistencia.

5.3- Importancia de la geometría en los edificios

Las estructuras son sometidas a diversos movimientos y sus consecuencias atacan un sismo o viento huracanado, dando que la estructura se parta en dos o más pedazos.

Otro aspecto fundamental para la construcción de mampostería es la ubicación de los boquetes, tanto de puertas como de ventanas.

5.4- El Refuerzo

Simplemente son las vigas y columnas de concreto con acero de refuerzo lo que se conoce como mampostería confinada y el refuerzo de acero colocado en los hoyos de los bloques, los cuales se llenan de concreto, en lo concerniente a mampostería reforzada.

La mampostería confinada lleva como refuerzo vigas y columnas de concreto armado, las cuales deben colocarse en puertas, ventanas, como vigas coronas, y vigas antisísmica en la parte baja de la construcción.

El refuerzo consiste en varillas de acero tanto de 40,000 psi a 70,000 psi o su equivalente y mortero o concreto fluido de 150 a 210 kg/cm², que sirve para llenar las áreas huecas de los bloques.

Concreto F'c	Acero Mínimo							
	De 40,000 psi o 2810 kg/cm ²				60,000 o 70,000 psi o 4922 kg/cm ²			
150 kg/cm ² o 2,142 psi	Acero Tipo	Viga o columna 10 x10 cm	Viga o columna 15 x15 cm	Viga o columna 20 x20 cm	10x10 cm	15x15 cm	20x20 cm	15x20 cm
	Estándar	2 3	4 3	6 3	2 6.2	4 6.2	8 6.2	6 6.2
	Comercial	2 3	4 3	8 3	2 7.2	3 7.2	6 7.2	4 7.2
	Milimetrado	3 3	5 3	10 3	2 9.5	2 9.5	3 9.5	3 9.5
210 kg/cm ² o 3000 psi	Acero Tipo	10x10	15x15	20x20	10x10	15x15	20x20	15x20
	Estándar	3 3	4 3	6 3	4 5.5	6 5.5	8 5.5	10 5.5
	Comercial	3 3	6 3	8 3	4 6.2	4 6.2	8 6.2	8 6.2
	Milimetrado	4 3	8 3	10 3	3 6.2	3 7.2	4 7.2	4 7.2

Tabla n^o 1: Acero a usarse en vigas y columnas de concreto comunes

5.5-Especificaciones técnicas

Es la compilación de estipulaciones y requisitos detallados para la construcción de las obras de un proyecto o el suministro de bienes o servicios.

5.6- Planos típicos

Dibujos aprobados para uso repetitivo y cuyos diseños se corresponden con los lineamientos y políticas establecidas por las instituciones rectoras de cada sector, los cuales se deben usar donde sea apropiado.

5.7-Take-off: Vocablo del idioma inglés utilizado en el argot del sector construcción para definir el cálculo de cantidades de obras de las actividades de un proyecto con sus correspondientes unidades de medida.

5.8-Costos directos

Es la sumatoria de gastos de material, mano de obra, equipo y transporte incorporados a la obra.

5.9- Costo directo de mano de obra

El costo directo por mano de obra es el que se deriva de las erogaciones que hace el contratista por el pago de salarios y sus prestaciones sociales al personal que interviene directamente en la ejecución del concepto de trabajo de que se trate.

5.10- Costo directo de materiales

El costo directo por materiales es el correspondiente a las erogaciones que hace el ejecutor para adquirir o producir todos los materiales necesarios para la correcta ejecución del concepto de trabajo, que cumpla con las normas de calidad y las especificaciones generales y particulares de construcción requeridas para el proyecto.

5.11- Altura de los Edificios

La distancia entre líneas de construcción limita la altura de edificios y cuando se desea alcanzar alturas mayores que las permitidas por las normas de la construcción.

Cuando las construcciones constan de ambos pisos, ellos no son del mismo alto. La planta será de 5m, el primer piso de 4 a 3 metros y los siguientes serán de 3 metros. Todas estas consideraciones son legisladas en los reglamentos de la construcción.

Infraestructura de Educación debe cumplir con las condiciones y criterios generales de elegibilidad establecidos por el FISE para cualquier tipo de proyectos y debe estar orientado a atender en forma independiente o de manera conjunta las necesidades de:

- Usuarios directos de los proyectos de Escuelas Primarias y Preescolares que se ejecuten en las comunidades con fondos FISE.
- Reforzar todas las acciones que tiendan a mejorar los indicadores de rendimiento académico, la retención escolar, y el analfabetismo.

Los proyectos de educación deberán cumplir con los criterios técnicos específicos de elegibilidad y condiciones siguientes:

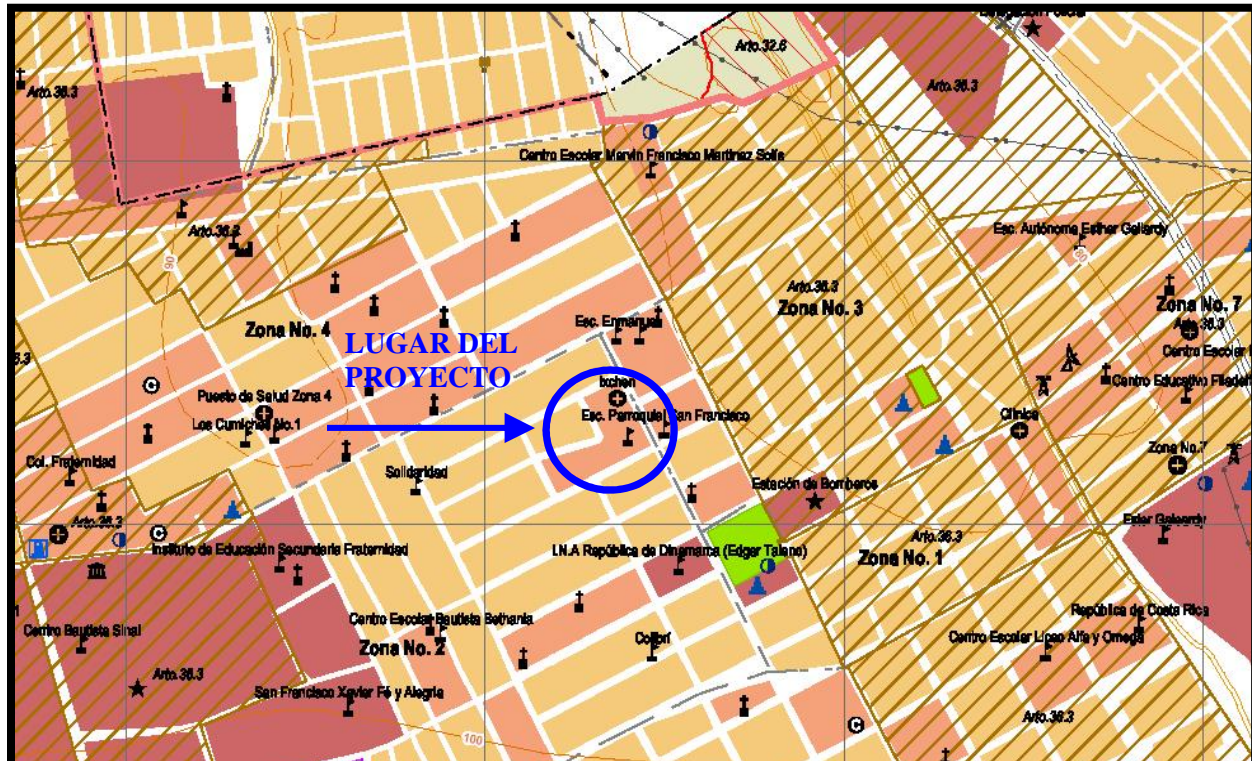
- a) Las dimensiones efectivas de las aulas según el nivel de escolaridad, corresponderán a las establecidas por las normas del MINED y plasmadas en los planos típicos y especificaciones del MINED/FISE, de acuerdo a la tabla siguiente:

Nivel / Modalidad	Área (m ²)	Observaciones
Preescolar	56.00	
Primaria Aula Pura	48.00	
Primaria Multigrado	96.00	
Secundaria	56.00	
Instituto Capacitación Tec.	56.00	
Educación Especial	56.00	

VI- CARACTERIZACION GENERAL DEL MUNICIPIO DE CIUDAD SANDINO

6.1- Localización del Proyecto

Nombre del Municipio	Ciudad Sandino
Nombre del Departamento	Managua
Fecha de Fundación	1969
Extensión Territorial	51.11 Km ²
Referencia Geográfica	Ubicada a 12 ½ Kms. al oeste de la ciudad de Managua, capital de la República.
Posición Geográfica	Localizada entre las coordenadas 12° 01'a 12° 14' Latitud norte y 86° 18' a 86° 25' Longitud oeste.
Altura Sobre el Nivel del Mar	40 mts.
Limites	Al Norte con el municipio de Mateare. Al Sur con el municipio de Managua. Al Este con el Lago Xolotlán. Al Oeste con el municipio de Mateare y Villa Carlos Fonseca.
Clima y Precipitación	Sub tropical, semi - húmedo con temperatura entre los 25 y 27 C.
Fiestas Locales	El 03 de diciembre en honor San Francisco Javier.
Actividades Económica	Servicio, Agropecuaria
Religión	Predominante Católica
Tasa de Analfabetismo	11%



Plano de localización del Terreno

Reseña Histórica

El inicio de la fundación de CIUDAD SANDINO, se remonta al año de 1969, cuando se producen graves inundaciones por la crecida del lago Xolotlán, producto de una depresión tropical en el país. Los barrios adyacentes a la costa del lago como La Tejera, Mira lagos, Quinta Nina, Acahualinca y otros fueron afectados por el fenómeno, teniéndose que trasladar a sus habitantes a un lugar más seguro.

El Gobierno de ese entonces, formo el proyecto de Organización Permanente de Emergencia Nacional cuyas siglas son (OPEN N° 3), negociando la compra de las propiedades algodoneras de la familia Blandón para asentar ahí a las familias damnificadas producto de la crecida del lago. Se poblaron dos zonas que se corresponden con el OPEN - 3 (actual núcleo poblacional de CIUDAD SANDINO) y Bella Cruz, (conocida como Zona N° 8). Primeramente se le dio el Nombre de Reparto Santa María en los recibos de abonos para la adquisición de terrenos por la familia Blandón; posteriormente se sustituyo por el nombre de OPEN - 3.

Los primeros años fueron difíciles y lentos, se carecía de agua potable, alumbrado público, energía eléctrica, servicios higiénicos, trazado de calles irregulares y del control urbano en cuanto al desarrollo y ordenamiento del mismo. En el año de 1972,

el terremoto que destruyó Managua obligó a muchas familias a trasladarse e instalarse precariamente en el proyecto OPEN 3.

Esta afluencia de proles numerosas damnificadas por el evento que destruyó sus viviendas, vinieron a darle vida al OPEN - 3, ya que en el lugar sólo estaban cinco familias.

En 1971 no había transporte público, por lo cual los pobladores debían caminar hasta la cuesta del plomo para tomar el bus que salía hacia Managua. El transporte era pésimo, no satisfacía la demanda de los usuarios, por lo que se instaló una cooperativa de buses del Sr. Victorino Lara.

El 17 de Julio de 1979, con la caída del Gobierno del General Anastasio Somoza, el nombre de OPEN - 3, fue cambiado a CIUDAD SANDINO, por el compositor "El Gato Aguilar", el cual fue aceptado por la ciudadanía y hasta hoy se conserva. En el año 1995, el comité distrital para el desarrollo, solicitó la Aprobación de una Ley que eleve el distrito al rango de Municipio, argumentando los factores geográficos y socioeconómicos. El proyecto de Ley fue sometido a la Asamblea Nacional.

En octubre de 1998, las orillas del lago Xolotlán por causa del huracán Mitch, crecieron e inundaron los barrios adyacentes a sus costas, teniéndose que trasladar a 7,000 personas al asentamiento "Nueva Vida", ubicado en el costado oeste de CIUDAD SANDINO. A través de la Ley N° 329, CIUDAD SANDINO y el Crucero, publicada en Enero del 2000, se crea el Municipio de CIUDAD SANDINO formando parte del Departamento de Managua.

6.3- Condiciones de Habitabilidad: Infraestructura y Servicios

El análisis de la situación de infraestructura y servicios se realizó a través de sectores habitacionales conformados por zonas homogéneas a lo interno del área urbana, atendiendo a sus características de:

- I. Tipología Habitacional
- II. Riesgos y Restricciones Físicas.

I- TIPOLOGÍA HABITACIONAL

Se establecen las tipologías habitacionales existentes en el sector, en base a los rasgos sobre salientes de la vivienda: Forma físicas, tipo de diseño, entorno urbano, materiales de construcción, dimensiones de los lotes promedio, etc., que permiten conocer el comportamiento, predominio y ubicación de las diferentes tipologías a los interno de la ciudad. Se definen cuatro tipologías de viviendas, las cuales son características de este sector.

- Residencial Aislada "A"
- Popular Aislada
- Urbanización Progresiva
- Asentamientos Espontáneos

Estas cuatro tipologías predominantes en el sector, están representadas por barrios por porcentajes y densidades.

Descripción de las Topologías Existentes en el Sector Urbano del Municipio

a) Residencial Aislada "A"

Se localizan en la parte sur del sector inmediatas a un corredor de gran importancia como lo es la carretera nueva a León, con mejores condiciones naturales (clima, paisaje y confort) y con zonas de mayor altura. Representa el 1.58% del total de viviendas, construidas con buenas técnicas constructivas, diseño y excelentes acabados arquitectónicos. Áreas construidas promedio de 160MTS², con lotes entre 800 MTS² y 1,700 MTS², con una densidad promedio de 1.86 habitantes/vivienda. Poseen todos los servicios de infraestructura, tanto por conexión a la red, o de forma individual, debido a la capacidad económica de sus habitantes. Pertenecen a esta tipología residencial La Gruta y Satélite Asososca.

b) Popular Aislada

Ubicadas al norte del sector, con tres barrios entre ellos CIUDAD SANDINO con sus siete zonas, Bella Cruz y Bello Amanecer, los que agrupan el 66.69% del total de viviendas del sector, son viviendas de diseño individual y heterogéneas, construidas por gestión del propietario con madera y mampostería, son generalmente conocidas como minifalda o prefabricadas, etc., con lotes de 250 MTS² aproximadamente concentran 27.65 habitantes / vivienda, en condiciones urbanísticas buenas, aunque la mayoría se encuentran en regular estado físico, con tendencia a mejorar.

c) Urbanización Progresiva

Programa habitacional que surge en los años 80 son urbanizaciones planificadas que contrarrestan las acciones ilegales. Poseen un diseño urbano a los requerimientos urbanísticos mínimos de 100 MTS² a 120 MTS² por lote, servicios básicos de infraestructura, puestos de agua potable, energía eléctrica y conformación de calles, de manera que puedan gradualmente mejorar sus condiciones. Estas urbanizaciones progresivas representan el 25.06% del total de viviendas distribuidas en nueve barrios del sector, donde se destaca el extremo oeste y nor - este, por tener la mayor cantidad de urbanizaciones progresivas (Nueva Vida, Enrique Smith, Carolina Calero Norte y Sur, etc.) y en la periferia con aglomeraciones de este tipo de viviendas, posee una densidad de 22.50 habitantes / vivienda, ejemplo: San Joaquín, Anexo Bello Amanecer, Vista Hermosa, etc.

d) Asentamientos Espontáneos

Viviendas construidas a partir de tomas ilegales de terrenos baldíos a lo interno de la trama urbana, cuyas características principales son reducidas a dimensiones (uno ó dos habitantes mínimos), pésimo estado físico y la precariedad de los materiales de construcción utilizados (ripios, zinc, madera, plástico, cartón, etc.), debido a esto poseen un valor económico poco significativo. Por su naturaleza espontánea el trazado carece de las normas urbanas mínimas, se ubican dispersas en la trama urbana con predominio en la periferia, al este, centro y suroeste del sector, constituyen el 6.71% del inventario actual de viviendas, distribuidas en seis barrios con lotes de 80 MTS² a 100 MTS² promedio, con una densidad neta promedio de 11.41 habitantes / vivienda. En su mayoría poseen los servicios básicos de infraestructura (agua potable y energía eléctrica) pero de forma ilegal, carecen de drenaje pluvial, alcantarillado sanitario, recolección de basura, etc., por lo que también se convierten en focos de contaminación, ejemplo: Área Verde Vista Hermosa, Roberto Clemente, Tangará, Oro Verde, etc.

Viviendas que requieren reparaciones mínimas en sus elementos constructivos para tener condiciones de habitabilidad adecuadas, estas comprenden únicamente el 35.00% del total de viviendas del sector. Se localizan a lo interno de la trama urbana, al norte y sur - oeste del sector, siendo uno de los barrios representativos CIUDAD SANDINO presentándose este estado físico indistintamente en las zonas que lo conforman.

II- RIESGOS Y RESTRICCIONES FISICAS

Se han analizado como las características físicas del sector urbano del Municipio CIUDAD SANDINO, afectan el inventario actual de viviendas y edificaciones del Municipio.

Las restricciones físicas consideradas por estar más vinculadas a las viviendas Son:

Fallas Sísmicas

Cauces e Inundaciones

Cables de transmisión eléctricas

Incompatibilidad de uso según Plan Regulador.

a) Fallas Sísmicas

El sector habitacional se encuentra libre de fallas tectónicas en un gran porcentaje identificándose como zonas afectada, el extremo sur con fallas clasificadas como probable falla activa y falla dudosa. Estas fallas afectan directamente y parcialmente un 8% del total de viviendas del sector urbano del Municipio CIUDAD SANDINO, siendo cuatro los barrios afectados: Satélite Asososca, Motastepe, La Gruta y Anexo Eduardo Contreras.

b) Cauces e Inundaciones

Actualmente un 30% de las viviendas están ubicadas sobre el derecho de vía de los cauces del sector, las cuales se encuentran sujetas a ser inundadas y/o arrastradas por las corrientes de los mismos. Se estima además que el 5.41%, de las viviendas se encuentran en riesgo por inundación, especialmente por pendientes menores del 1% localizadas al oeste del sector donde se sitúa la urbanización Nueva Vida (10.41%) y algunas áreas de CIUDAD SANDINO (5%). Estas situaciones pueden ser corregidas y mitigadas ya sea por proyectos de reubicación en casos extremos o por la puesta en marcha del Plan de Manejo de la Cuenca de CIUDAD SANDINO (PlaMaCS).

c) Cables de Transmisión Eléctrica

Afecta todas las viviendas ubicadas en la zona de seguridad que va de 3.5 a 20 metros a cada lado de la localización de cables de alta tensión. Considerando solo el recorrido de las líneas principales de transmisión, están afectadas un 7% de las viviendas distribuidas en dos barrios del sector como son: Bella Cruz y CIUDAD SANDINO.

d) Incompatibilidad de uso

Considerando básicamente Asentamientos Espontáneos y Urbanizaciones Progresivas, de acuerdo al Plan Regulador de Managua (1982), un 20% de viviendas están en uso de suelo no conforme, destacándose la ocupación de áreas comunales residenciales, zonas de sub - centro distrital y zonas de Producción industrial pesada así como zonas de producción mixta de industria y comercio.

2.1- Déficit habitacional

El déficit habitacional o de viviendas está dado por dos elementos de análisis como son el estado físico y la mala construcción de las viviendas, el primero se sub-divide en: pésimo estado, mal estado y el segundo en: viviendas ubicadas sobre fallas sísmicas, en los derechos de vías de cauces y zonas inundables, bajo cables de transmisión eléctrica y por incompatibilidad de usos de suelo. Hay que mencionar que todos estos elementos no pueden adicionarse y obtener un dato global, puesto que en muchos de los casos existen cruces entre los elementos de análisis e incluso hasta en las sub –divisiones establecidas anteriormente.

6.4- EDUCACION

Tabla 1.0. Colegios del Municipio de Ciudad Sandino

N°	NOMBRE	DIRECCION	MODALIDAD
01	Esther Gallardy	Centrados, CIUDAD SANDINO 1c.abajo, 2c. al lago, ½ c. arriba.	Pre-Escolar y Primaria
	Colegio Parroquial San Francisco Javier	Plaza Padre Miguel 2c. al Norte, M/I.	Preescolar Primaria y Secundaria Regular
	Centro Escolar República de Costa Rica	Zona #8, detrás de la Bodega de Enitel.	Pre-Escolar, Primaria, Extra Edad (niños que llevan dos años al mismo Tiempo.
	Centro Marvin Francisco Martínez	Zona #3, costado norte garaje.	Primaria Regular y Extra Edad.
	Centro Escolar República de Suiza	Del Mercado 7c. al lago.	Pre-Escolar, Primaria Regular, Secundaria y Extra Edad.
	Centro Escolar José Artigas	Zona #5	Pre-Escolar, Primaria Regular.
	Escuela Santa Rosa (rural)	De donde fue la terminal de la ruta 113 3 kilómetros al norte.	Multigrado (niños que llevan 2, 3 y 5 grados)
	Centro Escolar Bello Amanecer	2da. Entrada 6ta. calle	Pre - Escolar, Primaria (extra edad).
	Centro Escolar Bautista Arrien	Vista Hermosa	Pre - Escolar, Primaria (extra edad)
	Fray de Jesús Pamplona (rural)	Kilómetro 13, carretera vieja a León, 5 Km. al norte.	Multigrado

Escuela La Esperanza	Kilómetro 9 carretera vieja a León Km. 17 ½	Multigrado
Escuela San Antonio	Carretera Vieja a León, kilómetro 17 ½	Multigrado
Escuela Sagrado Corazón de Jesús	Kilómetro 13 carretera vieja a León.	Multigrado, Primaria Regular.
Escuela Pedro Dávila Carpio	Kilómetro 12 carretera vieja a León 2 Km.. al sur.	Multigrado, Pre - Escolar, Primaria Regular
Escuela María Mora	Kilómetro 9 ½ carretera vieja a León 1 k.m. al norte.	Multigrado
Escuela San Luis	Kilómetro 10 ½ carretera vieja a León 150 varas al sur.	Pre - Escolar, Primaria Regular
Escuela Pablo Neruda	Kilómetro 9 ½ carretera vieja a León 1 Km.. al Norte	Multigrado.
Escuela Presbiterio Bruno Martínez (NER) Tres Escuelas Juntas.	Kilómetro 15 carretera a Xiloa, Miraflores.	Pre - Escolar, Multigrado (Alfonso González en la comunidad Alfonso González) Multigrado (Miraflores) Multigrado (Xiloa)
Escuela Enmanuel Mongalo	Terminal de la Ruta 115, 5 kilómetros abajo.	Multigrado
Escuela Rubén Darío	Altos de San Andrés, carretera a la Ceiba.	Multigrado
Instituto Autónomo Salomón Ibarra Mayorga	Costado Oeste, Mercado CIUDAD SANDINO.	Multigrado
Instituto Autónomo Liceo Bella Cruz	Costado Oeste de la Policía Nacional.	Pre - Escolar, Primaria y Secundaria.
Instituto Nacional República de Dinamarca.	Frente a Plaza Los Cabeos.	Pre - Escolar, Primaria Regular, Extra Edad, Secundaria Vespertina y Nocturna).

Escuela San Miguel	Zona #11, CIUDAD SANDINO	Primaria Regular y Pre - Escolar.
Escuela San Francisco de Asís	Kilómetro 10 ½ carretera Sur, Colegio Alemán	
Escuela San Francisco Javier Fe y Alegría	Zona #8, Iglesia Católica	Primaria Regular, Pre - Escolar.
Bella Cruz Fe y Alegría	Alegría Zona #8, Iglesia Católica	Primaria Regular, Pre - Escolar.
Colegio Roberto Clemente	Zona #4, CIUDAD SANDINO	Pre - Escolar, Primaria Regular y Secundaria.
Escuela Ntra. Sra. de Guadalupe	. Zona #9, 1era. Etapa 7ma. Calle	Pre - Escolar, Primaria, Extra Edad y Secundaria.

El nivel educativo es muy bajo tanto en la población urbana como en la rural. En el área urbana tiene cobertura en educación Pre - Escolar, Primaria y Secundaria; pero los niveles de instrucción alcanzados por la población se concentran en su mayoría en la educación primaria, poca población recibe educación secundaria completa y universitaria.

Existe un total de 25,279 alumnos matriculados en el año 1999 (incluyendo educación Pre - Escolar no formal y formal, Primaria, Secundaria y Educación de adultos, de los cuales 4,962 son alumnos de secundaria.

TIPO	Nº
Centro infantiles comunitarios	12
Pre-escolares	17
Escuelas de primarias	45
Escuelas de primarias y secundarias	21
Escuelas Secundarias	5
Escuelas Técnicas de Comercio	1

Tabla nº 2: Cuadro de Centros de Estudios Existentes en el Municipio

Fuente: MEDC, **CIUDAD SANDINO** - 2001

Según encuesta de CANTERA y ayuda popular Noruega se identifica la existencia de un 11% de analfabetismo y un 24% de adultos con primaria incompleta.

MEDC, informa que existe una deserción escolar del 17% de los alumnos matriculados en el año 1999. Causas: carencias de mobiliarios y equipamiento, docentes, bajo nivel adquisitivo de los padres de familia y cambios de domicilios de las familias.

VII- FUNDAMENTO SOBRE EDIFICIOS DE DOS PLANTAS

7.1- Definición: Edificaciones de dos plantas

Un edificio es aquel que proporciona un ambiente de trabajo productivo y eficiente a través de la optimización de sus cuatro elementos básicos: estructura, sistemas, servicios y administración, con las interrelaciones entre ellos. Los edificios ayudan a los propietarios, operadores y ocupantes, a realizar sus propósitos en términos de costo, confort, comodidad, seguridad, flexibilidad y comercialización.

Los objetivos o finalidad de los edificios son:

- a) Satisfacer las necesidades presentes y futuras de los ocupantes, propietarios y operadores del edificio.
- b) La flexibilidad, tanto en la estructura como en los sistemas y servicios.
- c) El diseño arquitectónico adecuado y correcto.
- d) La funcionalidad del edificio.
- e) La modularidad de la estructura e instalaciones del edificio.
- f) Mayor confort para el usuario.
- g) La no interrupción del trabajo de terceros en los cambios o modificaciones.
- h) El incremento de la seguridad.
- i) El incremento de la estimulación en el trabajo.
- j) La humanización de la oficina.

7.2- Tecnológicos

- a) La disponibilidad de medios técnicos avanzados de telecomunicaciones.
- b) La automatización de las instalaciones.
- c) La integración de servicios.

7.3- Ambientales

- a) La creación de un edificio saludable.
- b) El ahorro energético.
- c) El cuidado del medio ambiente.

7.4- Económicos

- a. La reducción de los altos costos de operación y mantenimiento.
- b. Beneficios económicos para la cartera del cliente.
- c. Incremento de la vida útil del edificio.
- d. La posibilidad de cobrar precios más altos por la renta o venta de espacios.
- e. La relación costo-beneficio.
- f. El incremento del prestigio de la compañía.

7.5 - GENERALIDADES DE LAS ESTRUCTURAS

Definimos estructuras a la parte de la edificación que recibe, soporta o transmite las cargas o pesos a través de sus elementos o terrenos. En la construcción la estructura tiene un mejor comportamiento cuando más directo y lógica haga la transmisión de esfuerzo desde los elementos que los componen hasta el terreno.

La forma y conservación de los espacios arquitectónicos dependen directamente de la estructura que la sustenta, esto convierte a la estructura en un elemento espacial compuesto esencialmente de materia y forma.

En el sistema constructivo hay dos aspectos importantes a considerar:

1- La descomposición del cuerpo o volumen construido en subsistemas, a lo que corresponda una clasificación organizada según las funciones desarrolladas por sus respectivos elementos.

2- La definición y clasificación de los requisitos que deben satisfacer los distintos subsistemas que componen la edificación, dando a cada subsistema la autonomía necesarias para que con sus características cumpla con una función determinada y específica.

7.5.1- Subsistema Estructural

Podemos entender al subsistema estructural como el paquete de elementos que soportan además del peso propio de los materiales, los elementos arquitectónicos, muebles, personas, para las cuales fue diseñado el edificio.

La estructura la podemos dividir en subestructura y superestructura.

7.5.2- Subestructura

En un edificio, está constituido por un conjunto de elementos (zapatas, pedestales, vigas de amarre, etc.), relacionados entre sí y de acuerdo con su capacidad de trabajo, forma y resistencia. Su presencia es indispensable en todo edificio que tenga que responder a cargas y al desgaste.

8.3- Superestructura

Cuando hablamos de superestructura nos referimos a todos los elementos necesarios para sostener (el peso propio de los edificios, los muebles y personas que realizarán alguna función en él), y transportar las cargas a los elementos de la subestructura. Los elementos que están por debajo del nivel del terreno los denominamos como subestructura y los que están por encima de este nivel están denominados como superestructura.

La superestructura se compone de elementos como: columnas, muros portantes, pórticos, vigas, losas, cubiertas, escalas o gradas.

7.6- Clasificación de las Estructuras

OCUPACION	CATEGORIA
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a:	

<ul style="list-style-type: none"> • Instalaciones Agrícolas. • Ciertas instalaciones temporarias. • Instalaciones menores para almacenamiento. 	<p>I</p>
<p>Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en Categorías I, III y IV.</p>	<p>II</p>
<p>Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área. • Edificios y otras estructuras para guarderías, escuelas primarias y secundarias con capacidad mayor que 150 personas. • Edificios y otras estructuras con instalaciones para el cuidado diurno con capacidad mayor que 150 personas. • Edificios y otras estructuras con una capacidad mayor que 500 personas para universidades o instalaciones para educación de adultos. • Instalaciones para el cuidado de la salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes pero sin instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia. • Instalaciones para cárceles y detenciones. • Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de utilidad pública no incluidas en la Categoría IV. <p>Edificios y otras estructuras que contienen suficientes cantidades de substancias tóxicas o explosivas como para ser peligrosas al público si se liberan, incluyendo, pero no limitado, a:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Instalaciones petroquímicas. • Instalaciones para almacenamiento de combustibles. • Plantas de fabricación o almacenamiento de productos químicos peligrosos. • Plantas de fabricación o almacenamiento de explosivos. 	<p>III</p>

<p>Edificios y otras estructuras equipados con contención secundaria de sustancias tóxicas, explosivas u otras peligrosas (incluyendo, pero no limitado a, tanques de doble pared, receptáculos de tamaño suficiente para contener un derrame u otros medios de contención de derrames o explosiones dentro de los límites de la instalación y prevenir la liberación de cantidades de contaminantes nocivas para el aire, el suelo, el agua freática o superficial) deben clasificarse como Estructuras de Categoría II.</p>	
<p>Edificios y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales, incluyendo, pero no limitados a:</p> <ul style="list-style-type: none">• Hospitales y otras instalaciones para el cuidado de la salud que tienen instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia.• Cuarteles de bomberos, centros de rescate, estaciones de policía y garajes para vehículos de emergencia.• Refugios diseñados contra sismos, huracanes y otras emergencias.• Centros de comunicaciones y otras instalaciones necesarias para respuestas a emergencias.• Estaciones generadoras de energía y otras instalaciones de utilidad pública necesarias en una emergencia.• Estructuras auxiliares necesarias para la operación de aquellas de Categoría IV durante una emergencia (incluyendo pero no limitado a torres de comunicación, tanques de almacenamiento de combustible, torres de refrigeración, estructuras de sub-estaciones de electricidad, tanques de agua para incendio u otras estructuras de alojamiento o soporte de agua, otros materiales o equipamiento para combatir el fuego.• Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de emergencia.• Instalaciones de almacenamiento de agua y estructuras de bombeo requeridas para mantener la presión de agua para combatir incendios.• Edificios y otras estructuras con funciones críticas de defensa nacional.	<p>IV</p>

Las categorías varían de I a IV, donde la categoría I representa edificios y otras estructuras con bajo peligro para la vida humana en caso de falla y la categoría IV representa instalaciones esenciales. Cada edificio u otra estructura se deben asignar a la categoría aplicable más alta.

Cuando los edificios u otras estructuras tienen usos múltiples, se debe examinar la relación entre los usos de las distintas partes del edificio u otra estructura y la independencia de los sistemas estructurales de aquellas diferentes partes.

La clasificación para cada sistema estructural independiente de un edificio u otra estructura de uso múltiple debe ser aquella del grupo de uso más alto en cualquier parte del edificio u otra estructura que sea dependiente de aquel sistema estructural básico.

7.7- Criterios Básicos de Diseños Estructurales

7.7.1- Cargas Mínimas de Diseño

Las estructuras de acero deben diseñarse para soportar el total de las cargas vivas y muertas, con una combinación adecuada de cargas de grúas (si hubiere puentes grúa o montacargas), fuerzas sísmicas, cargas de viento y con los márgenes apropiados para impactos, cargas de inercia, vibraciones, etc., como efectos secundarios de cargas vivas, temperatura, etc.

7.7.2- Carga Muerta (D)

Por carga muerta se entiende el peso propio, el peso de construcciones permanentes (incluyendo paredes, losas, techos, cielos rasos, escaleras, tuberías, canaletas, etc.), todos los materiales arquitectónicos (aislamientos, materiales contra incendios, acabados, etc.) y el peso vacío de los equipos fijos permanentes soportados por o sujetos a la estructura.

7.7.3- Carga Viva (L y Lr)

Se entiende por cargas vivas a todas aquellas cargas móviles producidas por el uso y ocupación de los edificios y/o estructuras. Esto no incluye las cargas ambientales (viento, hielo, nieve, lluvia, sismos).

El techo debe ser capaz de soportar una carga viva mínima de acuerdo con el *UBC - Structural Engineering Design Provisions*, considerada aplicada en todo o en parte de su área de proyección horizontal, distribuida de manera que recree las condiciones de carga máxima.

Inclinación del techo	Área cooperante de carga "At" [m ²] Para cualquier miembro estructural		
	0 M At ½ 19	19 M At ½ 56	At 0 56
	Mínima carga viva uniforme para techo 'Lr' [kN/m ²]		
Plano ⁽¹⁾ Inclinación 33% (1:3)	0.96	0.77	0.57
Inclinación 33% (1:3) a Inclinación 100% (1:1)	0.77	0.67	0.57
Inclinación 100% (1:1)	0.57	0.57	0.57

Tabla 3: Inclinación de Techos

(1) Un techo plano es cualquier techo con inclinación menor a 2% (1:50). La carga viva para techos planos es adicional a la carga UBC, Section 1611.7.

Las cargas vivas uniformes y concentradas en pisos y plataformas deben considerarse para cada plataforma dependiendo del uso y de acuerdo con los máximos requerimientos de trabajo esperados.

Descripción	Carga Viva 'L'	
	Carga Uniforme [kN/m ²]	Carga Concentrada [kN]
Pisos o plataformas de trabajo	4.40	5.0
Pisos o plataformas de mantenimiento	1.90	3.0
Pasarelas	4.40	5.0
Escaleras y gradas	4.80	5.0
Plataformas para equipos	4.80	5.0 o el peso del equipo (se escoge la mayor)
Pasamanos (fuerza horizontal)	0.30 [kN/m] (aplicada al tubo superior)	0.90 (en cualquier punto)
Techos	0.57	2.0 (excluidas vigas y correas)

Tabla 4: Tabla de Cargas Vivas Uniformes y Concentradas

El efecto de las cargas concentradas no debe disminuirse, pero las cargas vivas uniformemente distribuidas no necesitan incluirse en las áreas cubiertas por una carga concentrada.

Las cargas vivas en vigas soporte para puentes grúa deben tomarse iguales a las cargas máximas en las ruedas de la misma.

Cuando las cargas sean móviles, deberán considerarse actuando en el lugar más desfavorable en cuanto a la generación de momentos, cortantes, fuerzas axiales, etc. para los cuales se diseñará el elemento.

7.7.4 Cargas de operación (OP)

La carga de operación para procesos y equipo utilitario (incluida la tubería) comprende el peso del fluido y/o catalizador, bajo condiciones normales, a un nivel máximo de operación. También debe incluirse el peso de materiales permanentemente almacenados para la operación normal.

Las cargas de operación para los racks de tuberías comprende el peso de las tuberías y otros servicios, la temperatura (incluyendo la del fluido) y las fuerzas de fricción/anclaje. También deben considerarse a los efectos de la deflexión en los tubos o en las bandejas de cables.

Cuando sea aplicable, las condiciones antes señaladas deben ser evaluadas para combinaciones especiales de carga.

7.7.5-Cargas de Prueba (TS)

Las cargas de prueba comprenden la carga muerta y el peso de cualquier fluido necesario para efectuar la prueba hidrostática de los equipos, tanques y/o tuberías.

Las estructuras de soporte de los equipos que necesitan ser probadas en sitio, deberán diseñarse para el peso del equipo completamente lleno de agua. Cuando una misma estructura soporte a más de un tanque, la estructura solamente necesita ser diseñada considerando la prueba de un tanque a la vez y considerando a los otros vacíos o en operación.

Las combinaciones de carga para el diseño de las vigas carrileras y la estructura portante se señalan en AISE-TechnicalReport N°13.

7.7.8Carga de Granizo Nieve (S)

No se consideran cargas de nieve en el Ecuador, pero deben establecerse las cargas de granizo adecuadas de acuerdo a la arquitectura particular de cada edificación. Esto es particularmente importante en aquellos diseños que no permitan un flujo libre del

granizo y en los miembros que soportaran canales para agua lluvia. En estos casos la carga deberá considerarse solamente en los miembros afectados.

9.1.7 Carga de lluvia (R)

La carga de lluvia debe considerarse solamente en el diseño de los miembros afectados, particularmente en aquellos que soportaran los canales para agua lluvia.

9.1.8 Carga de viento (W)

Los edificios deben diseñarse para soportar una velocidad de viento básica (la mayor velocidad de viento asociada con una probabilidad de 0.02) de 70 km/h (44mph) actuando horizontalmente a una altura de 10 m sobre el nivel del piso.

La presión y succión en paredes individuales y techos deben estar de acuerdo con el *UBC – Structural Engineering Design Provisions, Chapter 16, Division III*.

Las cargas debidas al viento en tanques circulares, intercambiadores, tolvas, silos, etc., deben calcularse usando el área de proyección (del equipo más el aislamiento) multiplicada por un factor de incremento de área adecuado, dado como sigue:

Edificios, tanques y silos cuyo alto sea mayor a 4 veces su ancho mínimo efectivo o más de 120m deben verificarse para vórtices y vibraciones resonantes.

9.1.9 Cargas Sísmicas (E)

Como mínimo, todos los edificios y estructuras deben diseñarse para soportar las fuerzas sísmicas, desplazamientos, y requerimientos de ductilidad indicados en el *UBC-Structural Engineering Design Provisions, Chapter 16, Division IV*.

Para los factores de sismo refiérase a 2745-G-SP-00001-Geographic Conditions *TECHINT*.

9.1.10 Carga térmica (T)

Las fuerzas producidas por la expansión o contracción debidas a cambios de temperatura respecto a las condiciones de montaje deben considerarse adecuadamente. Están incluidas las fuerzas debidas al anclaje de las tuberías y equipos, fricción por rozamiento y rodadura de los equipos y expansión y contracción de las estructuras. También deben considerarse los efectos de los fluidos a alta temperatura en la estructura.

Se deben usar los siguientes coeficientes de fricción:

<i>Superficie deslizante</i>	<i>Coefficiente de fricción</i>
<i>Acero sobre concreto</i>	<i>0.45</i>
<i>Acero sobre acero</i>	<i>0.35</i>
<i>Placas lubricadas sobre acero</i>	
• <i>Temperatura Í 250°C</i>	<i>0.20</i>
• <i>Temperatura M 250°C</i>	<i>0.15</i>
• <i>Esfuerzo en cojinete M 3.5 MPa</i>	<i>0.18</i>
<i>Teflón sobre acero</i>	<i>0.10</i>
<i>Teflón sobre Teflón</i>	<i>0.10</i>

Tabla 5: Coeficientes de Fricción.

9.1.11 Cargas de Vibración

Las cargas de vibración son aquellas fuerzas causadas por la vibración de maquinarias como bombas, ventiladores, sopladores, compresores, etc.

Todos los soportes para los equipos que producen vibraciones, deben diseñarse para un límite de vibraciones de un nivel aceptable.

9.1.13 Cargas Dinámicas

El diseño para cargas dinámicas debe realizarse de acuerdo con lo indicado en normas, libros de texto y normas industriales.

9.1.14 Cargas de Montaje

Las cargas de montaje son fuerzas temporales causadas por el montaje de las estructuras o equipos. Deben considerarse en combinaciones de carga como cargas vivas.

9.1.15 Cargas Varias

En el diseño de la estructura de edificios debe considerarse la contribución de cargas proporcionadas por sistemas de fluidos y/o sistemas eléctricos y/o sistemas mecánicos de distribución.

10- COMBINACION DE CARGAS DE ACUERDO CON ASD

La combinación de cargas usando el diseño de Máximo Esfuerzo Permissible (ASD), debe estar de acuerdo con el *UBC-Structural Engineering Design Provisions, sections 1612.3 and 1612.4*. Estas combinaciones se listan a continuación:

10.1 Combinaciones Básicas de Carga

<i>F 12-7</i>	D
<i>F 12-8</i>	$D + L + (Lr \text{ or } S)$
<i>F 12-9</i>	$D + (W \text{ or } E/1.4)$
<i>F 12-10</i>	$0.9 \cdot D \pm E/1.4$
<i>F 12-11</i>	$D + 0.75 \cdot [L + (Lr \text{ or } S) + (W \text{ or } E/1.4)]$

No debe incrementarse el esfuerzo permisible de diseño cuando se use estas combinaciones de carga, excepto cuando esté específicamente permitido por el *UBC-Structural Engineering Design Provisions, Section 1809.2*.

10.2 Alternativa de Combinaciones Básicas de Carga

<i>F 12-12</i>	$D + L + (Lr \text{ or } S)$
<i>F 12-13</i>	$D + L + (W \text{ or } E/1.4)$
<i>F 12-14</i>	$D + L + W + S/2$
<i>F 12-15</i>	$D + L + S + W/2$
<i>F 12-16</i>	$D + L + S + E/1.4$

Se permite un incremento de 1/3 en el esfuerzo permisible para todas las combinaciones de carga, incluidas las cargas W o E.

10.3 Combinaciones Especiales de Carga Sísmica

<i>F 12-17</i>	$1.2 \cdot D + f1 \cdot L + 1 \cdot Em$
<i>F 12-18</i>	$0.9 \cdot D \pm 1 \cdot Em$

Donde:

Em es la máxima fuerza estimada que un terremoto puede causar en la estructura, conforme al grupo cuarto del *UBC-Structural Engineering Design Provisions, Section 1630.1.1*.

f_l=1.0 para pisos en lugares de reunión de personas, para cargas vivas de garajes, y para cargas vivas superiores a 4.79 kN/m².
=0.5 para otras cargas vivas.

10.4. DEFLEXIONES

Para todas las estructuras diseñadas de acuerdo con estas normas, debe documentarse, en el diseño, la deflexión máxima para los elementos que trabajan a la flexión.

Los criterios de deflexión deben considerar el *AISC-Manual of Steel Construction, Commentary to Chapter L, Section L3* y lo listado más adelante en 8.3.1.

A menos que el criterio de diseño sea una estructura flexible, la deflexión calculada causada por la carga viva, debe estar entre los límites señalados en 8.3.1, 8.3.2, y 8.3.3. La deflexión máxima se puede aumentar un poco para acomodar un equipo o sus accesorios.

La deflexión máxima permisible para estructuras y miembros debe estar de acuerdo con la siguiente tabla:

<i>Caso</i>	<i>Máxima Deflexión permisible (d_{max})</i>
<i>Vigas</i>	
• <i>Vigas portantes de piso y equipos (para la carga total)</i>	<i>L / 240; L = luz</i>
• <i>Vigas portantes de cielo raso enlucido (para cargas vivas)</i>	<i>L / 360; L = luz</i>
• <i>Vigas de techo y correas</i>	<i>L / 180; L = luz</i>
<i>Puentes grúa, Monorrieles, y grúas de brazo⁽¹⁾</i>	
• <i>Vigas carrileras</i>	<i>L / 750; L = luz</i>
• <i>Monorrieles</i>	<i>L / 450; L = luz</i>
• <i>Brazos de grúa</i>	<i>L / 225; L = luz</i>
• <i>Deflexión horizontal para puentes grúa</i>	<i>L / 400; L = luz</i>

Nota: (1) a menos que exista otra especificación del fabricante de la grúa.

Máximo desplazamiento lateral permisible para estructuras de acero:

<i>Caso</i>	<i>Máximo desplazamiento lateral permisible (s_{max})</i>
<i>Racks de tuberías</i>	$0.0075 \cdot h$; $h =$ altura total del rack
<i>Estructuras de proceso</i>	$0.0050 \cdot h$; $h =$ altura total de la estructura

Tabla 7- Máximo desplazamiento lateral permisible, para velocidades de viento de

VIII- METODOLOGIA PARA LA REALIZACION DEL PROYECTO

HOJAS DE DIAGNOSTICO PARA LA EVALUACION DE EDIFICIOS EXISTENTES

FORMATO PARA LA EVALUACION DEL DICTAMEN TECNICO DE EDIFICACIONES

El dictamen técnico es un instrumento que permite verificar el estado en que se encuentran los edificios, este procedimiento consta de dos apartados: el primero tiene como objetivo el evaluar el rubro de seguridad del inmueble, mismo que deberá garantizar satisfactoriamente su estabilidad, servicios públicos básicos y durabilidad, similar al tiempo de amortización del crédito: y como segundo: elaborar un inventario detallado y preciso de las condiciones físicas actuales en que se encuentra la vivienda, lo anterior apoyándose en la documentación oficial disponible y la inspección técnica minuciosa del inmueble.

Nombre de Edificación:

**PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO PRELIMINAR DEL
COLEGIO PARROQUIAL SAN FRANCISCO JAVIER**

Dirección:

C. SANDINO PLAZA PADRE MIGUEL 2C AL NORTE

Fecha de Construcción:	1970		
Se valorara con un puntaje de 0 - 100%	0: Bueno		
I- ZONA DE RIESGO:	100: Mal estado		
a- Identificar el tipo de afectación e impacto			
	SI	NO	OBSERVACIONES
El terreno colinda con zonas de riesgos		X	
Presenta obras de protección adecuada		X	La mayoría del muro perimetral se encuentra desplomado
II- CONDICION ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO:			
b- Evaluar la condición estructural dictamen y peritaje preciso			
CIMENTACION	SI	NO	OBSERVACIONES
Identificar el tipo y material utilizado			
En general presenta desplomes, fisuras y humedades	X		
Presenta humedad que requiere reparación	X		
Presenta fisuras que requiere reparación	X		
Presenta asentamientos que no garantice la seguridad estructural		X	
Presenta socavación por inundaciones		X	
COLUMNAS			
Identificar el tipo y material utilizado			
Presentan desplomes, grietas o fisuras	X		Presentan grietas y fisuras en la mayoría de miembros
Presentan Humedad que requieren reparación		X	
Presentan asentamientos que requieren reparación	X		Presentan asentamientos por mal diseño
Presenta asentamientos que no garantice la seguridad estructural	X		Se encontraron grietas en toda la columna y en paredes que a su vez no garantizan la seguridad del edificio
Presenta socavación por inundaciones		X	
Presentan aberturas por desgastes	x		Presenta abertura por erosión e intemperie
Cantidad de elementos encontrados por columnas			

Se encuentra deteriorado el hierro	x		En la mayoría de los elementos están expuestos los elementos estructurales
Se han encontrados reparación realizadas recientemente		X	
VIGAS			
Identificar el tipo y material utilizado			
Presentan desplomes, grietas o fisuras	x		En la mayoría de las columnas y vigas presentan grietas y desplomes
Presentan Humedad que requieren reparación		X	
Presentan asentamientos que requieren reparación	x		
Presenta asentamientos que no garantice la seguridad estructural	x		
Presenta socavación por inundaciones	x		
Presentan aberturas por desgastes	x		
Cantidad de elementos encontrados por columnas	4		
Se encuentra deteriorado el hierro	x		
Se han encontrados reparación realizadas recientemente		X	

MUROS	SI	NO	OBSERVACIONES
Identificar el tipo y material utilizado			
Presentan desplomes, grietas o fisuras	x		
Presentan Humedad que requieren reparación	x		
Presentan asentamientos que requieren reparación	x		
Presenta asentamientos que no garantice la seguridad estructural	x		
Presenta socavación por inundaciones		x	
Presentan fisuras que afecte la integridad del edificio	x		
Se encontró deterioro en los muros	x		
Se han encontrados reparación realizadas recientemente		x	
LOSA	SI	NO	OBSERVACIONES
Identificar el tipo y material utilizado			
Presentan desplomes, grietas o fisuras	x		
Presentan Humedad que requieren reparación		X	
Presentan asentamientos que requieren reparación	x		
Presenta asentamientos que no garantice la seguridad estructural	x		
Presenta socavación por inundaciones		X	
Presentan fisuras que afecte la integridad del edificio		X	
Se encontró deterioro en la losa	x		
Se han encontrados reparación realizadas recientemente		X	

III- INFRAESTRUCTURA			
c- Evaluar los servicios públicos disponibles			
AGUA POTABLE	SI	NO	OBSERVACIONES
Identificar el tipo de servicio y el estado del mismo			
Cuenta con servicios de agua potable y tomas de agua en óptimas condiciones de funcionamiento	x		
Cuenta con servicios de agua potable y tomas de agua en óptimas condiciones de funcionamiento		x	
Cuenta con servicios de agua potable y tomas de agua con abastecimiento racionado		x	
Cuenta con servicios de agua potable y tomas de agua con abastecimiento racionado		x	

DRENAJE	SI	NO	OBSERVACIONES
Identificar el tipo de servicio y el estado del mismo			
Cuenta con drenaje y servicios de alcantarillado sanitario en optimo funcionamiento	x		
Cuenta con fosa séptica		x	
Cuenta con bebederos		x	
Cuenta con lavamanos		x	
Cuenta con lavaderos	X		
ENERGIA ELECTRICA	SI	NO	OBSERVACIONES
Identificar el tipo de servicio y el estado del mismo			
Cuenta con servicio de energía eléctrica y acometidas en óptimas condiciones de funcionamiento		x	
Cuenta con servicio de energía eléctrica sin contrato del servicio	X		
Carece de instalación eléctrica	X		
Carece de accesorios en la instalación eléctrica	X		
Amerita cambio Total	X		
Cuenta con lavaderos	X		

ALUMBRADO PUBLICO	SI	NO	OBSERVACIONES
Identificar el tipo de servicio y el estado del mismo			
Cuenta con servicio de alumbrado en la vialidad de acceso directo al inmueble y se encuentra en óptimas condiciones de funcionamiento		x	
Cuenta con servicio de alumbrado en vialidades secundarias al inmueble y se encuentra en condiciones óptimas		x	
cuenta con servicio de alumbrado en la vialidad inmediata a la edificación		x	

CONCLUSION DE HOJAS DE DIAGNOSTICOS DE EVALUACION DE EDIFICACIONES

De acuerdo con la información recopilada en el sitio mediante las tablas de Evaluación Técnicas de Edificaciones se obtuvieron los siguientes resultados:

1. El 90% de las columnas presentan fisuras de corte transversal.
2. El 80% de las columnas fisuradas presentan exposición de los elementos de refuerzos estructurales.
3. El 50% de las vigas anti-sísmicas presentan grietas y exposición de elementos estructurales.
4. El 30% de las paredes presentan desplomes y asentamientos.
5. El 95% de la estructura de losa de las secciones y pasillos presentan grietas, desplomes y humedad.
6. El 60% de las cimentaciones presentan asentamientos.
7. El 80% del muro perimetral presenta desplomes, asentamientos y fisuras.

Con las observaciones técnicas obtenidas de las tablas de inspección técnica concluimos que la estructura actual no garantiza las condiciones de seguridad y servicios básicos para su funcionamiento adecuado por lo tanto proponemos el diseño estructural del mismo.

8.1- ESTUDIO DE SUELO

Transformación de un estado a otro:

8.1.1- Estado Natural:

Es aquel suelo que se encuentra en su estado primitivo, antes de ser excavado, disgregado o removido. El volumen del suelo calculado en estas condiciones es llamado: volumen natural o sobre desmonte. Este es el volumen que se debe utilizar para cuantificar y pagar el movimiento de tierra realizado, ya que solo mediante su determinación por secciones transversales y longitudinales periódicamente, es que se puede conocer realmente el volumen de material que será excavado. Este se expresa en m³ naturales.

8.1.2- Estado Abundado:

Es aquel que por efecto de la excavación ha sido disgregado, experimentándose un aumento de volumen del mismo, al aumentar su volumen de hueco, es decir, las distancias entre las partículas constituyentes. El volumen así determinado se denomina: Volumen Abundado y se expresa en m³ abundados.

8.1.3- Estado Compactado:

Es aquel sobre el cual se ha ejercido una compresión tal que se logra un incremento en su peso específico, es decir, el suelo este más compacto que en su estado original. Al material en ese estado se denomina suelo compactado y su unidad de medida es el m³ compactado.

En general el volumen compactado es menor que el natural y mucho menor que el abundado.

Es evidente que entre los tres volúmenes existe una relación, la cual se explica seguidamente. No obstante se darán a conocer algunos conceptos de amplia utilización en los movimientos de tierra que son los siguientes:

Material “a caballero”: Cuando la cantidad de material a excavar es superior a la de rellenar, es necesario disponer del material en exceso a la disposición en las áreas aledañas a la obra (en forma de pila, cordón lateral) a dicha disposición del material sobrante se denomina “material a caballero” y se expresa en m³ abundados.

Material Compensado: Es aquel suelo cuyo volumen excavado en una explanación servirá para rellenar otra zona de la propia obra de tierra, siendo compactado a máxima densidad, se expresa en m³ compactado.

Material de relleno o préstamo: Cuando no puede producirse una compensación de volúmenes, por no alcanzar el material natural o no tener las condiciones adecuadas, surge la necesidad de obtener para ejecutar el relleno un material o suelo en una zona distante del área de la obra; al mismo se le denomina material de préstamo o de relleno y a la zona donde se toma préstamo lateral, cantera de préstamo o simplemente préstamo.

Material de mejoramiento o rocoso: Su definición es similar a la anterior solo difiere en que este material tiene un alto peso específico y posee buenas a excelentes características para su empleo como relleno, por lo que preferiblemente se utiliza en las capas de coronación de las explanaciones para hacerlas más resistentes. Se extrae de los préstamos y tramos en corte de las vías.

8.2- TRABAJO DE CAMPO Y MÉTODO DE ENSAYO PARA PRUEBAS DE LABORATORIO

8.2.1- Trabajo de Campo:

Para la investigación del subsuelo se realizaron 12 muestras de 0.90m a 3.0m de profundidad en la forma diagonal al terreno.

El muestreo del suelo en mención en cada una de las muestras se efectuaron con perforadora Acker con un sin número de golpes por muestra, las cuales fueron clasificadas y distinguidas visualmente y al tacto en el campo y luego trasladadas al laboratorio para su debida identificación.



Fotografía 1: SPT 1



Fotografía 2: SPT 3



Fotografía 3: SPT 5



Fotografía 4: SPT 10

Los trabajos de campo comprendieron perforaciones en suelo y roca, ensayos SPT, identificación por medio de La Clasificación Empírica de los Suelos de Construcción, según RCN-07 y Cartilla Nacional de la Construcción 2011, los resultados obtenidos, conclusiones y recomendaciones geotécnicas para cimentar las obras proyectadas.

De acuerdo a indicaciones, se realizaron 12 perforaciones con profundidades variables entre 1.00m a 2.5m. La ubicación de estas perforaciones fue indicada en el plano y en el terreno de forma diagonal a las 3 nuevas edificaciones a diseñar y en diagonal a la nueva cancha multiuso, dentro de los límites de las áreas de construcción. (Ver anexo 1: Plano de ubicación calicatas).

En la Tabla 8 se presenta la identificación, nivel de la superficie de la perforación, cantidad de ensayo SPT y espesor investigado de las perforaciones realizadas:

Identificación de la perforación	Nivel de la superficie de la perforación (metros)	Cantidad de ensayos SPT	Espesor investigado (m)		
			Suelo	Estrato Consolidado y/o roca	Total
SPT 1	0.70	1	0.90	2.00	2.90
SPT 2	1.00	1	0.95	2.25	3.20
SPT 3	1.10	2	0.90	1.15	2.05
SPT 4	0.85	1	0.85	1.30	2.15
SPT 5	1.35	2	0.50	1.25	1.75
SPT 6	0.90	1	1.05	2.37	3.42
SPT 7	1.80	2	0.75	2.00	2.75
SPT 8	1.70	2	0.85	2.00	2.85
SPT 9	1.00	1	0.90	1.65	2.55
SPT 10	1.45	3	1.10	1.10	2.20

SPT 11	1.28	2	0.60	1.10	2.70
SPT 12	1.76	2	0.75	1.10	2.85

Tabla 8: Información de Perforación

Las profundidades presentadas en la tabla 8, se considera con respecto a la superficie del terreno en el sitio y al momento de realizar las perforaciones. En la mayoría de las perforaciones no se pudo penetrar hasta la profundidad programada de 4.00m, debido que se encontró un estrato consolidado o rocoso.

Durante la ejecución de las perforaciones en el suelo se aplicó la Prueba de Penetración Estándar (Standard Penetration Test, SPT) de forma continua, siguiendo el procedimiento designado en la ASTM D-1586. En estratos consolidados o rocosos.

Con estas perforaciones se obtuvieron muestras de suelo y roca en forma continua que fueron clasificadas en el campo por procedimientos de vista y tacto, principalmente, luego fueron almacenadas en cajas de madera y recipientes plásticos para su adecuado traslado al Laboratorio Central del Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI).

Las actividades anteriormente fueron realizadas por una cuadrilla de campo compuesta por un técnico calificado en perforación y dos estudiantes de Ingeniería Civil. Las perforaciones se ejecutaron con una perforadora Acker.

8.2.2- Ensayos de Laboratorio

Las muestras de suelo obtenidas de las perforaciones, se sometieron a los tipos y procedimientos de ensayos de laboratorio que se indican a continuación:

Ensayo N.	Tipo de Ensayo	Designación del procedimiento
01	Granulometría	ASTM-422
02	Limites de Atterberg	ASTM-4318
03	Humedad Natural	ASTM-2216
04	Limite Líquido	ASTM-D423
05	Limite Plástico	ASTM-D424
06	Limite de Plasticidad	ASTM-D424

Tabla 9: Tipo y designaciones de procedimientos de los ensayos de laboratorio.

Las muestras de suelo se clasificaron de acuerdo al método S.U.C.S descrito en el estándar ASTM D-2487

8.3 - CARACTERÍSTICAS FISICO-MECANICAS DEL SUBSUELO

8.3.1- Método de SPT. Perforaciones:

8.3.1 Perforación SPT 1

En general, el sub-suelo del sitio de la perforación del SPT1 está conformado por estratos de arena y arcilla (SC) y roca fracturada. A continuación se presenta una descripción de los estratos investigados:

- El estrato conformado por arena y arcilla (SC) se ubica entre la superficie del terreno natural y 0.90m de profundidad. Este estrato presenta una compacidad variable entre medio densa y muy densa (N varía entre 18 y 25 golpes por pie de penetración del ensaye SPT).
- El estrato de roca fracturada se encuentra entre 0.90 y 2.90m de profundidad con un RQD igual a 0%.

8.3.2 Perforación SPT 2

En general, el subsuelo del sitio de la perforación del SPT2 está conformado por estratos de limo y arena (ML), material consolidado y roca fracturada.

- El estrato conformado por limo y arena (ML) se ubica entre la superficie del terreno natural y a 0.95m de profundidad. Este estrato presenta una consistencia variable entre muy dura y durísima (Resistencia a la compresión simple varía entre 2.2 kg/cm² y 4.00 kg/cm²).
- El estrato conformado por material consolidado se ubica entre 0.95m y 3.20m de profundidad.
- El estrato de roca fracturada que se encuentra entre 0.95m y 3.20m de profundidad se encuentra con un RQD igual a 0%.

8.3.3 Perforación SPT 3

En general, el sub-suelo del sitio de la perforación del SPT 3 está conformado por estratos de limo ligeramente arenoso (ML) y roca fracturada.

- El estrato conformado por limo ligeramente arenoso (ML) se ubica entre la superficie del terreno natural y 0.90m de profundidad. Este estrato presenta una consistencia variable entre muy dura y durísima (Resistencia a la compresión simple varía entre 2.3 kg/cm² y 4.00 kg/cm²).
- El estrato de roca fracturada se encuentra entre 0.90m y 2.05m de profundidad con un RQD igual a 0%.

8.3.4- Perforación SPT 4

- En general, el sub-suelo del sitio de la perforación del SPT4 está conformado por estratos de limo ligeramente arenoso (ML), material consolidado y roca fracturada.
- El estrato conformado por limo ligeramente arenoso (ML) se ubica entre la superficie del terreno natural a 0.85m de profundidad. Este estrato presenta una consistencia variable entre muy dura y durísima (Resistencia a la compresión simple varía entre 3.0 kg/cm² y 4.00 kg/cm²).
- El estrato conformado por material consolidado se ubica entre 0.85m y 2.15m de profundidad.
- El estrato presenta un RQD igual a 0%.

8.3.5 Perforación SPT 5

En general, el sub-suelo del sitio de perforación SPT5 está conformado por estratos de limo ligeramente arenoso (ML), arcilla (CL) y roca fracturada.

- El estrato conformado por limo ligeramente arenoso (ML) se ubica entre la superficie del terreno natural y 0.40 m de profundidad y de 0.30 m a 0.50 m de de profundidad. Este estrato presenta, entre la superficie del terreno natral y 0.40 m una consistencia muy blanda (Resistencia a la compresión simple igual a 0.5 kg/cm²) y de 0.30 m a

0.50 m de profundidad una consistencia durísima a la compresión simple mayor a los 4.0 kg/cm²).

- El estrato de roca fracturada se encuentra entre 0.40 m y 0.90 m de profundidad con un RQD igual a 0%.

8.3.6 Perforación SPT6

En general, el sub-suelo del sitio de perforación SPT6 está conformado por estrato de arcilla (CL), arcilla arenosa con poca grava (CL) y roca fracturada.

- El estrato está conformado por arcilla (CL), se ubica entre la superficie del terreno natural y 0.30 m de profundidad. Este estrato presenta una consistencia dura, con resistencia a la compresión simple igual a 1.2 kg/cm².
- El estrato conformado por arcilla arenosa con poca grava (CL) se ubica entre 0.30 y 1.05 m de profundidad. Este estrato presenta una consistencia variable entre muy dura a durísima con una resistencia a la compresión simple q varía entre 2.30 kg/cm² y mayor a 4.0 kg/cm².
- El estrato de roca fracturada se encuentra entre 1.05 m y 2.25 m de profundidad con un R QD que varía entre 0% y 68%.

8.3.7 Perforación SPT7

En general, el sub-suelo del sitio de la perforación SPT7 está conformado por estratos de arcilla arenosa con mucha grava (CL) y roca fracturada.

- El estrato está conformado por arcilla arenosa con mucha grava (CL), se ubica entre la superficie del terreno natural y 0.75 m de profundidad. Este estrato presenta una consistencia variable entre muy dura y durísima, con una resistencia a la compresión simple variable entre 3.0 kg/cm² y mayor a 4.0 kg/cm².
- El estrato de roca fracturada se encuentra entre 0.80 m y 1.30 m de profundidad con un RQD igual a 0%.

8.3.8 Perforación SPT8

En general, el sub-suelo del sitio de la perforación del SPT8 está conformado por estrato de limo ligeramente arenoso (ML), arcilla (CL) y roca fracturada.

- El estrato conformado por limo ligeramente arenoso (ML) se ubica entre la superficie del terreno natural y 0.85 m de profundidad. Este estrato presenta una consistencia variable de dura y durísima con una resistencia a la compresión simple varía entre 1.60 kg/cm² y mayor a 4.0 kg/cm².

- El estrato conformado por arcilla (CL) se ubica entre 0.90 m y 1.20m de profundidad, este estrato presenta una consistencia durísima con resistencia a la compresión simple mayor a 4.0 kg/cm².
- El estrato de roca fracturada se encuentra entre 1.20 m y 2.80 m de profundidad con un RQD igual a 0%.

8.3.9 Perforación SPT9

En general, el sub-suelo del sitio de perforación del SPT9 está conformado por estratos de limo ligeramente arenoso (ML) y roca fracturada.

- El estrato conformado por limo ligeramente arenoso (ML) se ubica entre la superficie del terreno natural y 0.85 m de profundidad. Este estrato presenta una consistencia variable entre muy dura y durísima con resistencia a la compresión simple variable entre 2.50 kg/cm² y mayor a 4.0 kg/cm².
- El estrato de roca fracturada se encuentra entre 0.75 m y 2.00 m de profundidad con un RQD igual a 0%.

8.3.10 Perforación SPT10

En general, el sub-suelo del sitio de la perforación SPT10 está conformado por estratos de limo ligeramente arenoso (ML) y roca fracturada.

- El estrato conformado por limo ligeramente arenoso (ML) se ubica entre la superficie del terreno natural y 1.10 m de profundidad. Este estrato presenta una consistencia muy dura con resistencia a la compresión simple igual a 3.70 kg/cm².
- El estrato de roca fracturada se encuentra entre 0.90m y 1.20 m de profundidad con un RQD igual a 0%.

8.3.11 Perforación SPT11

En general, el sub-suelo del sitio de la perforación del SPT11 está conformado por estratos de limo ligeramente arenoso (ML), bolones y material consolidado.

- El estrato conformado por limo ligeramente arenoso (ML) se ubica entre la superficie del terreno natural y 0.60 m de profundidad. Este estrato presenta una consistencia muy dura con una resistencia a la compresión simple igual a 3.70 kg/cm².
- El estrato de roca fracturada se encuentra entre 0.60 m y 1.10 m de profundidad con un RQD igual a 0%.

8.3.12 Perforación SPT12

En general, el sub-suelo del sitio de la perforación del SPT12 está conformado por estratos de arcilla y arena (CL) y roca fracturada.

- El estrato conformado por arcilla y arena (CL) se ubica entre la superficie del terreno natural y 0.75 m de profundidad. Este estrato presenta una consistencia variable entre muy dura y durísima con una resistencia a la compresión simple de 3.30 kg/cm² a mayor q 4.0 kg/cm².
- El estrato de roca fracturada se encuentra entre 0.75 m a 1.10 m de profundidad con un RQD igual a 0%.

8.4- Clasificación Empírica de los Suelos

8.4.1- Procedimiento utilizado:

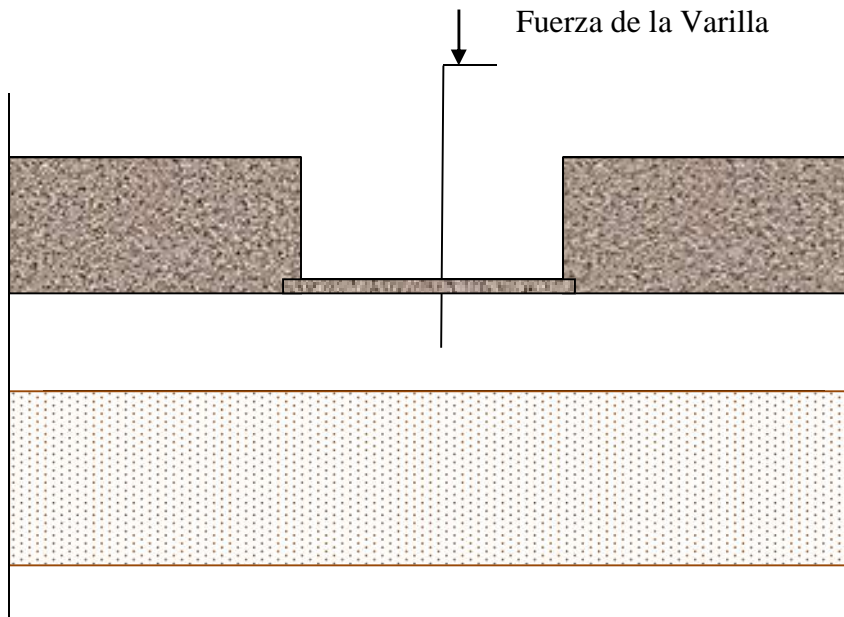
Varilla corrugada n° 3 estándar con un área de 0.71 cm² y diámetro de 0.952 cm de 1 m de longitud, gancho estándar a 90° para apoyo superior y con carga aplicada promedio de 38 kg/cm².

N° de Golpes	Clasificación	Penetración varilla n° 3 (cm)	Capacidad en kg/cm²	Tipo de suelo RNC 2007
4 N 10	Flojo	5-10	0.13-0.3	Tipo IV
10<N<50	Medio	1-4	0.4-1	Tipo III
N 50	Duro	No Penetra	>1.5 3	Tipo III

Tabla 10: Cuadro de Clasificación de los suelos

N° de Golpes	Vs Velocidad De cortante m/S	Clasificación RNC- 07	Sugerencias De Construcción	Zapata Aislada (cm)	Zapata Corrida (cm)	Losa de concreto
4 N 10	95-130	Tipo IV	No construir	No es bueno	40 x 15	12 cm de espesor
10<N<50	130-210	Tipo III	Con precaución	80 x 80	30 x 15	10 cm de espesor
N 50	>250	Tipo III	Construir	60 x 60	24 x 15	10 cm de espesor

Tabla 11: Cuadro de Clasificación RNC-07 y tipo de fundación recomendada



Como la varilla penetra más de 4 cm, nuestro suelo se clasifica en tipo 3

8.5- CONCLUSIÓN DE ESTUDIO DE SUELO

El material encontrado en las muestras, presentan características intermedias y su clasificación es la siguiente según el sistema unificado de la ASTM, corresponde a los grupos siguientes:

Nos encontramos con un suelo OL, limos orgánicos y arcillas limosas de baja plasticidad.

En las siguientes capas se presento suelo OH, arcilla orgánica de media alta plasticidad y limos orgánicos de media plasticidad.

Después de haber efectuado el estudio de suelo se obtuvo un valor soporte de 2.50 kg/cm² y un desplante mínimo de 0.80 m de profundidad.

Con el valor soporte del suelo encontrado en el sitio de 2.50 kg/cm² nos refleja una buena calidad del suelo para la estructura que estamos diseñando ya que con dicha capacidad los esfuerzos que transmitirá la estructura serán soportados satisfactoriamente por el estrato del suelo sin provocar asentamientos que perjudiquen la estabilidad de nuestra cimentaciones y por ende de la estructura, en dicho suelo se puede cimentar nuestra estructura sin necesidad de realizar mejoramiento de suelo.

Los sitios donde se van a cimentar las estructuras deberán ser despejados previamente de todos los objetos superficiales, arboles, troncos, raíces, estructuras existentes, obstrucciones (incluyendo mampostería, piedras y cosas similares) que sobresalgan del mismo. Se recomienda la remoción de la superficie del terreno de materiales tales como: maleza, raíces, tierra vegetal, césped, basura y materiales descompuestos. Estos materiales se deben retirar del sitio del proyecto.

Se recomienda no colocar tuberías de fluido a presión debajo del cimiento o tomar las medidas provisorias necesarias para evitar infiltraciones provenientes de estas que puedan producir socavaciones, reblandecimiento y pérdida de resistencia del subsuelo.

De acuerdo a las investigaciones realizadas, se recomienda primero excavar, finalmente cimentar las obras proyectadas por medio de zapatas aisladas.

CONCLUSION:

FACTORES AMBIENTALES	ALTERACIONES AMBIENTALES		
	CAUSAS	EFFECTOS	VALORACION DE LA CALIDAD AMBIENTAL FACTOR
CALIDAD DEL AIRE	<ul style="list-style-type: none"> Alta densidad, circulación vehicular u otra fuente puntuales en el área de influencia. Vertido de desechos sólidos hacia lo abierto hacia el área de trabajo. Tipo de rocas que proporcionan emisión de polvo, erosión eólica. 	<ul style="list-style-type: none"> Contaminación del aire por emisión de humo y gases. Contaminación del aire por emisión de polvo. Contaminación de aire por la emisión de gases y malos olores. 	2
RUIDO	<ul style="list-style-type: none"> Producida por la circulación vehicular. 	<ul style="list-style-type: none"> Elevado niveles de ruido que provocan molestia. 	2
SUELO	<ul style="list-style-type: none"> Vertida de desechos sólidos, líquidos y domésticos. 	<ul style="list-style-type: none"> Contaminación edáfica. 	1
MEDIO CONSTRUCTIVO	<ul style="list-style-type: none"> Deficiente higiene comunal emisión de las aguas jabonosas 	<ul style="list-style-type: none"> Ausencia o deficiente tratamiento adecuado de los desechos sólidos y líquidos 	2
POBLACION	<ul style="list-style-type: none"> Falta de empleo en la población. 	<ul style="list-style-type: none"> Alteración sobre la estructura demográfica estimulando la emigración o migración. 	2

Como medidas de mitigar los efectos producidos por la obra al medio ambiente construir cerca perimetral, implementar una adecuada señalización y mantener una cisterna para rociar constantemente el área de trabajo para prevenir la producción de polvo.
 Depositar en lugares permitidos los desechos sólidos y cumplir con las normativas para su traslado.

CALIDAD DE VIDA	<ul style="list-style-type: none"> • Condiciones higiénico sanitarias y epidémicas (acueductos, alcantarillado y saneamiento). 	<ul style="list-style-type: none"> • Las alteraciones sobre la salud depende en gran medida de los niveles de contaminación que se produzcan (medios o episódicos) y de las características de la población. 	2
ESTADO DEL PROYECTO-ACCIONES IMPACTANTES	Efectos	Factor Ambiental	Valoración de Impacto
CONSTRUCCION: Trabajos preliminares limpieza y descapote	<ul style="list-style-type: none"> • Producción de polvo. • Producción de desechos. • Producción de ruidos. • Riesgo de derrame de combustibles y grasas de la maquinaria 	<ul style="list-style-type: none"> • Calidad de aire. • Calidad de aire. • Ruido. • Suelo. 	2
CONSTRUCCION: Trabajo de construcción incluyen las obras de drenajes	<ul style="list-style-type: none"> • Producción de polvo. • Producción de ruido. • Riesgo de accidentes. • Riesgo de daños a la infraestructura pública o privada. 	<ul style="list-style-type: none"> • Calidad del aire. • Ruido. • Población. • Medio constructivo 	2

IX- CALCULOS DE DISEÑO

9.1- METODOLOGIA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

El presente informe hace una descripción de los cálculos matemáticos empleando normas y criterios usados en una edificación de dos plantas, cuyo destino es el diseño estructural del colegio. Esta cuenta con un área total de 1658.75 m², que comprende dos pabellones de dos plantas que cubrirá primaria y secundaria, un pabellón de preescolar, y muro perimetral. Se localiza en la ciudad de Managua, Municipio de Ciudad Sandino. Se caracteriza por un sistema constructivo, a base de marcos rígidos de acero para el segundo nivel y mampostería confinada para el primer nivel.

El sistema estructural formado por una estructura tipo marco de dos niveles o pisos fue analizada por el método de Kani, para estructuras de dos plantas ya que este método combina las cargas verticales como el peso propio de los elementos que la componen y cargas horizontales producidas por efecto del viento, tomando en cuenta los parámetros establecidos por el reglamento nacional de la construcción para diseños y clasificación del tipo de estructura. El edificio cuenta con una estructura metálica a nivel de techo, formada por estructura de perlines con paredes de durock para el segundo nivel y para el primer nivel formado por una estructura de columnas y vigas de concreto con paredes de electromalla, con una estructura de cimentación de zapatas aisladas.

CALCULOS DE FUERZAS Y MOMENTOS SISMICOS PARA MARCO KANI

$$F_{s2} = A_{t2} \times P_2$$

$$F_{s2} = 26.71 \text{ kg/m}^2 \times 20.1 \text{ m}^2 / 1000 = 0.5369 \text{ t}$$

$$M_{s2} = F_{s2} \times h_2 / 3 \quad M_s = \frac{0.5369 \times 2.68}{3} = 0.4796 \text{ t/m}$$

$$F_{s1} = A_{t1} \times P_2$$

$$F_{s1} = 26.71 \text{ kg/m}^2 \times 27.6 \text{ m}^2 / 1000 = 0.7372 \text{ t}$$

$$M_{s1} = F_{s1} \times h_1 / 3 \quad M_s = \frac{(0.7372 + 0.5369) \times 3.68}{3} = 1.5629 \text{ t/m}$$

Factores de distribución Kani

Segundo Piso

$$\sum k = (3+1) \times 2 = 8$$

$$K_{v2} = \frac{K}{\sum K} = \frac{1}{8} = -0.125$$

$$K_{C2} = \frac{K}{\sum K} = \frac{3}{8} = -0.375$$

Primer piso

$$\sum k = (4+3+1.5) \times 2 = -17$$

$$K_{C2} = \frac{K}{\sum K} = \frac{3}{17} = -0.1765$$

$$K_{C1} = \frac{K}{\sum K} = \frac{4}{17} = -0.2353$$

$$K_{V1} = \frac{K}{\sum K} = \frac{1.5}{17} = -0.0882$$

Cálculos de los Momentos de Empotramientos

$$M_{12} = -wl^2 / 12 = \frac{0.1808 \frac{t}{m} \cdot 7.5^2}{12} = -0.8476 \text{ t.m}$$

$$M_{21} = 0.8476 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{voladizo}} = wl^2 / 2 = \frac{0.1808 \frac{t}{m} \cdot 2^2}{2} = -0.3616 \text{ t.m}$$

Carga para los momentos de entrepiso

Carga muerta de losa de entrepiso = 240 kg/m²

Caja perlines de 2" x 5" x 1/8" = 12.04 kg/m²

$$CM = 252.04 \text{ kg/m}^2$$

$$(RNC \text{ tabla-9}) \quad CV = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$CD = 1.2 \text{ CM} + CV$$

$$CD = 1.2 (252.04) + 250 \text{ kg/m}^2$$

$$CD = 552.448 \text{ kg/m}^2$$

$$A_t = 19.613 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{A_t \times CD}{L}$$

$$W = \frac{19.613 \times 552.448}{7.5} = 1.4447 \text{ t.m}$$

$$M_{34} = \frac{-wl^2}{12} = \frac{-1.4447 \cdot 7.5^2}{12} = -6.7720 \text{ t.m}$$

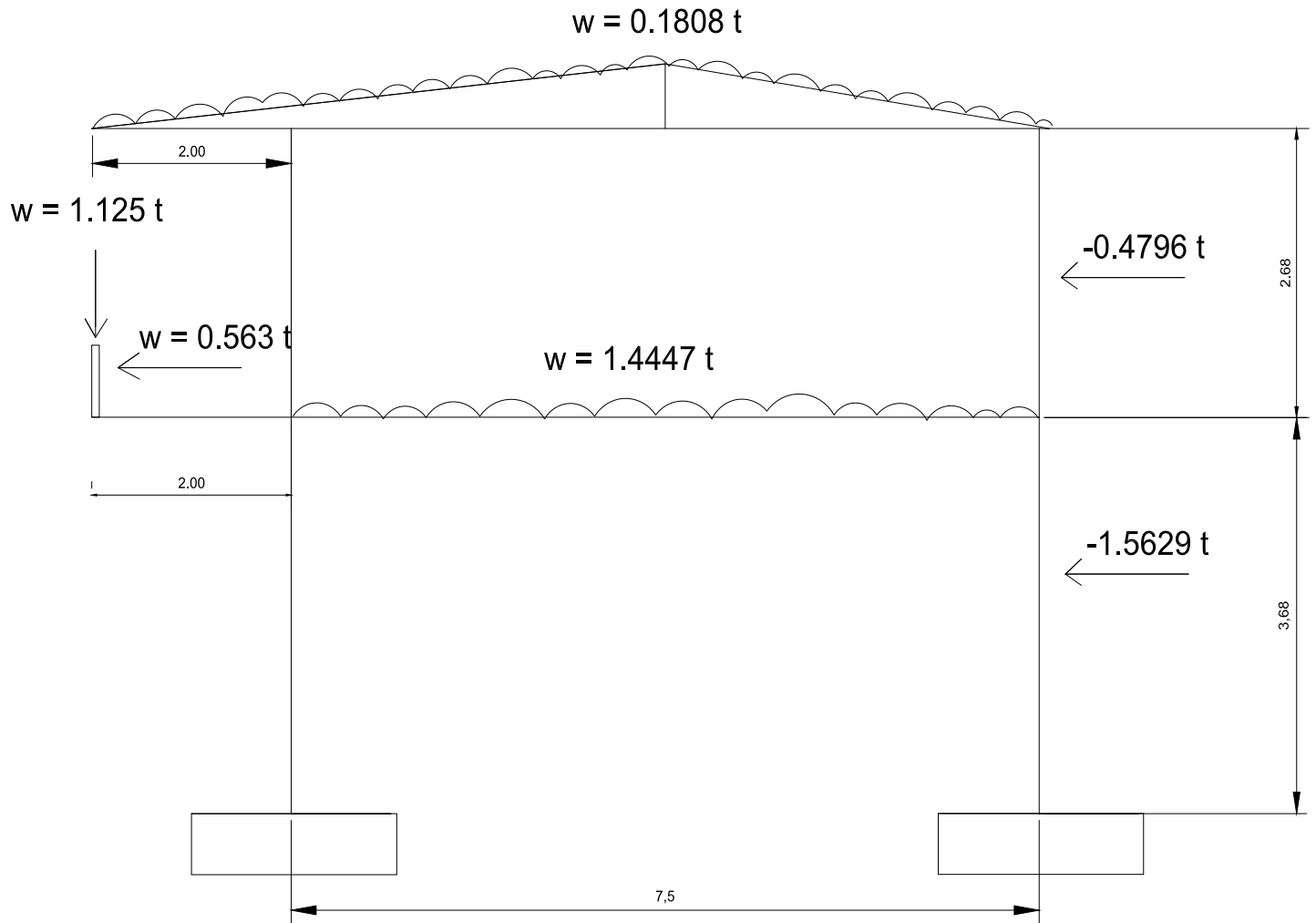
$$M_{43} = 6.7720 \text{ t.m}$$

Momento en el voladizo

$$M_v = P \times L + \frac{wl^2}{2} = (1.125 \times 2) + \frac{1.4447 \times 2}{2}$$

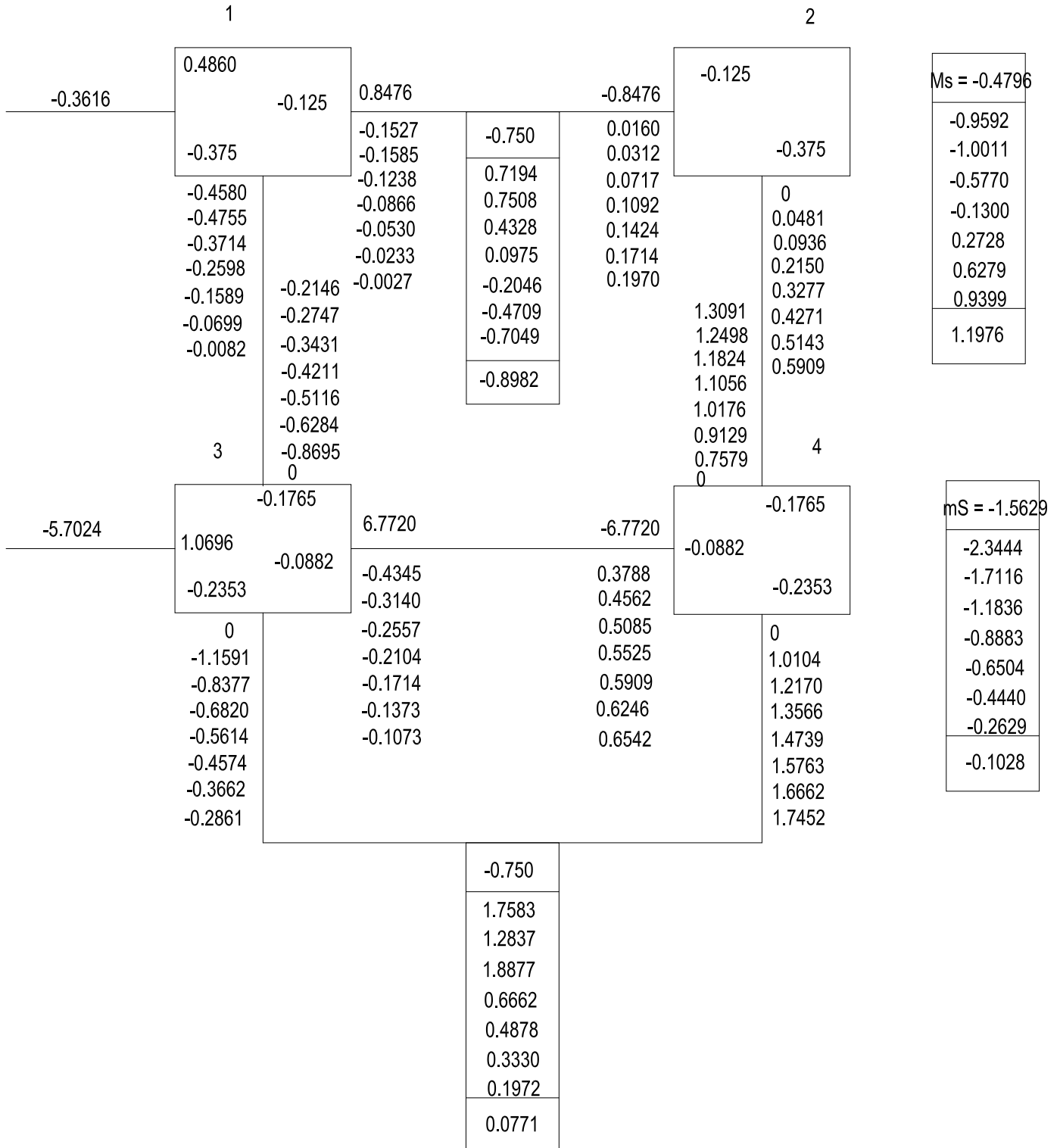
$$M_v = -5.7024 \text{ t.m}$$

MARCO CON SUS CARGAS CORRESPONDIENTES



METODO KANI PARA ANALISIS ESTRUCTURAL

4, 3, 2, 1



Calculo de momentos Finales

$$Mf12 = 0.8476 - 2(0.0027) + 0.1970 = 1.0392$$

$$Mf13 = 0 - 2(0.0082) - 0.2146 - 0.8382 = 1.1292 - 0.3616 = -1.4908$$

$$\text{Error} = -0.4516; \text{ corrección} = +0.1505$$

$$\mathbf{Mf12 = 1.1898; Mf13 = -0.9787; Mf31 = -1.2552; Mvol = 0.2111}$$

$$Mf31 = 0 - 2(0.2146) - 0.0082 - 0.8982 = -1.3356$$

$$\mathbf{H1 = \frac{-0.9787-1.2552}{2.68} = -0.8335}$$

$$Mf21 = -0.8476 + 2(0.1970) - 0.0027 = -0.4563$$

$$Mf24 = 0 + 2(0.5909) + 1.3091 - 0.8982 = 1.5927$$

$$\text{Error} = 1.1364; \text{ corrección} = -0.5682$$

$$\mathbf{Mf21 = -1.0245; Mf24 = 1.0245; Mf42 = 2.2084}$$

$$Mf42 = 0 + 2(1.3091) + 0.5909 - 0.8982 = 2.3109$$

$$\mathbf{H2 = \frac{1.0245+2.2084}{2.68} = 1.2063}$$

$$Mf34 = 6.7720 - 2(0.1073) + 0.6542 = 7.2116$$

$$Mf35 = 0 - 2(0.2861) + 0 + 0.0771 = -0.4951 - 5.7024 - 1.3356 = -7.5331$$

$$\text{Error} = -0.3215; \text{ corrección} = 0.0804$$

$$\mathbf{Mf34 = 7.2920; Mf35 = -0.4147; Mvol = -5.6220}$$

$$Mf53 = 0 + 0 - 0.2861 + 0.0771 = -0.2090$$

$$\mathbf{H3 = \frac{-0.4147-0.2090}{3.68} = -0.1695}$$

$$Mf43 = -6.7720 + 2(0.6542) - 0.1073 = -5.5709$$

$$Mf46 = 0 + 2(1.7452) + 0 + 0.0771 = 3.5675 + 2.3109 = 5.8784$$

$$\text{Error} = 0.3075; \text{ corrección} = -0.1025$$

$$\mathbf{Mf43 = -5.6734; Mf46 = 3.4650}$$

$$Mf64 = 0 + 0 + 1.7452 + 0.0771 = 1.8223$$

$$\mathbf{H4 = \frac{3.4650+1.8223}{3.68} = 1.40}$$

MARCO ESTRUCTURAL CON MOMENTOS ACTUANTES

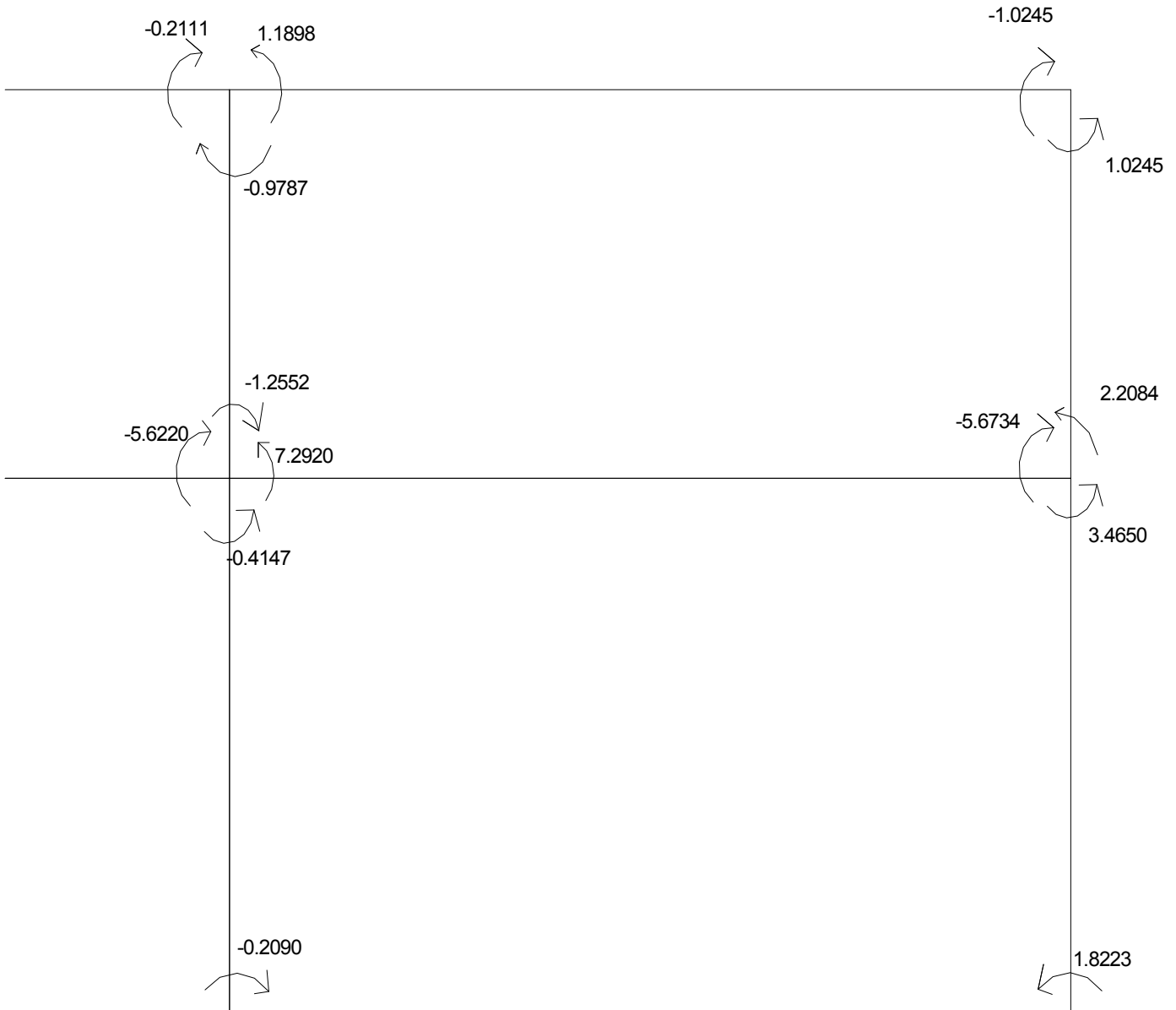
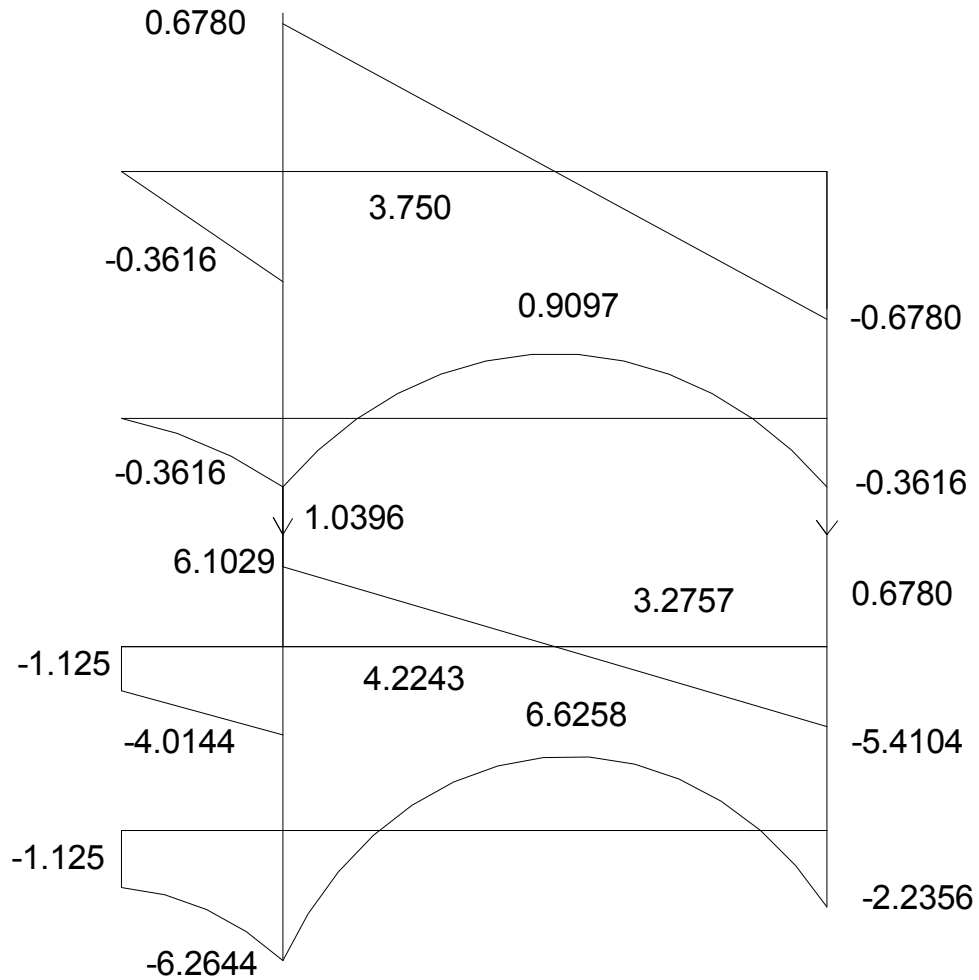


DIAGRAMA DE CORTANTE Y MOMENTOS ACTUANTES



9.2- CALCULO DE ESTRUCTURA DE TECHO

Zona sísmica----- C
Suelo Tipo----- III (RNC-07)
Grupo----- A
Factor de Suelo----- 2 (Tabla 11 RNC-07)

1- Determinación de carga eólica

Como el alto de la edificación es menor de 10m el factor de variación con la altura es $F = 1$ (RNC-Arto 93)

Tipo de terreno R3 = **0.156**; $\delta m = 390$

FTR = 0.88 (RNC tabla 17, factor de topografía y rugosidad del terreno).

Velocidad de diseño (**Vd**) = $F_{Tr} \times F \times V_r$

$V_r = 30$

$V_d = 0.88 \times 1 \times 0.30$

$V_d = 24.4$ m/s

2- Determinación de presión de diseño (Arto 95 RNC)

$P_2 = 0.0479 \times V_d^2$ (kg/m²)

C_p = Coeficiente de presión local

V_d = Velocidad de diseño

Coeficiente de presión local

Pared de barlovento-----0.80

Pared de sotavento----- -0.40

Pared lateral----- -0.80

Techo con pendiente= 16%

Sotavento = - 0.70

Barlovento = - 0.80

Presión del viento real aplicada por barlovento (cubierta)

$P_2 = 0.0479 \times C_p \times V_d^2$

$P_2 = 0.0470 \times 0.80 \times (26.4)^2$

$P_2 = - 26.71$ kg/m²

Presión de viento real aplicada por sotavento (cubierta)

$P_2 = 0.0479 \times C_p \times V_d^2$

$P_2 = 0.0470 \times 0.70 \times (26.4)^2$

$P_2 = - 23.34$ kg/m²

Presión del viento real aplicada por barlovento al muro

$$P2 = 0.0479 \times C_p \times V_d^2$$

$$P2 = 0.0479 \times 0.80 \times (26.4)^2$$

$$P2 = 26.71 \text{ kg/m}^2$$

Presión del viento real aplicada por sotavento al muro

$$P2 = 0.0479 \times C_p \times V_d^2$$

$$P2 = 0.0470 \times -0.40 \times (26.4)^2$$

$$P2 = -13.35 \text{ kg/m}^2$$

3- DISEÑO DEL CLAVADOR

Calculo de cargas

Cargas Muertas

Peso de cubierta lamina de zinc corrugado cal 26----- 5.4kg/m²(Tabla 1-A RNC-07).

Peso del cielo falso de plycem----- 7 kg/m²

Accesorios (lámparas, cables, electrodom, etc.) ----- 6 kg/m²

Peso del esqueleteado de aluminio----- 5 kg/m²

$$\Sigma CM = 23.40 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva (RNC-07, Arto 11)

Carga viva distribuida (CVD) ----- 10 kg/m²

Carga viva puntual (CVP) ----- 100 kg/m²

4- Probamos con un clavador con las siguientes características:

Claro libre = 2.50 m

Separación 1.25 m

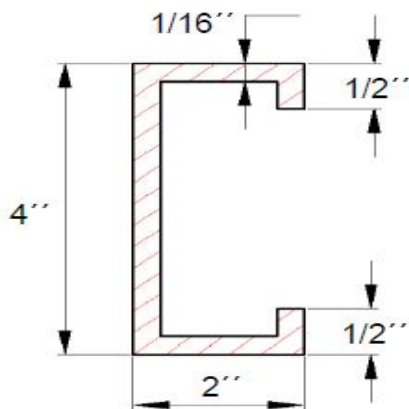
Sección Transversal de perlin 2" x 4" x 1/16 x 1/2

Propiedades geométricas y peso

Área (cm ²)	Inercia Lx (cm ⁴)	Modulo Sx (cm ³)	Modulo Sy (cm ³)	Peso W (kg/m ²)
3.528	59.71	11.80	3.712	2.77

Geometría de Techo

Pendiente	En grados	Sen a	Cos a
16%	8.89°	0.154	0.988



Esfuerzo de fluencia = 36 Ksi
 Modulo de Elasticidad E = 2043185 kg/cm²

5- Calculo de esfuerzos

Esfuerzo requerido por flexión biaxial

$$M_{normal} = ((44.52 \times 2.5^2 / 8) + (100 \times 2.5 / 4)) \times 0.91$$

$$M_{normal} = 88.526 \text{ kg-m}$$

Esfuerzo resistente por flexión

$$F_y = 2,520,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 1.25 \times 2520 = 3150 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{tang} = (44.52 \times 2.5^2 / 8) \times (0.154)$$

$$M_{tang} = 5.3563 \text{ kg-m}$$

$$F_b = (M_{nominal} / S_x) + (M_{tan} / S_y)$$

$$F_b = (8852.6 / 11.75) + (535.6 / 3.71)$$

$$F_b = 897.7793 \text{ kg/cm}^2$$

La sección es satisfactoria ya que $897.7793 \text{ kg/cm}^2 < 3150 \text{ kg/cm}^2$

6- Deflexión para carga muerta (Dw)

$$Dw = \frac{(5 \times 29.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}} / 100 \times 250^4)}{(384 \times 2043185 \times 59.71)}$$

$$Dw = 0.122 \text{ cm}$$

Deflexión por carga viva (Dcvp)

$$Dcvp = \frac{100 \times 250^3}{(48 \times 2043185 \times 59.71)}$$

$$Dcvp = 0.0521 \text{ cm}$$

Deflexión por carga muerta y carga viva

$$\Sigma (Dcvp + Dcvw) = 0.267 + 0.0521 \text{ cm} = 0.3191 \text{ cm}$$

$$\Sigma (Dw + Dcvw) = 0.122 + 0.0052 = 0.0171 \text{ cm}$$

Deflexión permisible para carga muerta mas carga viva

$$L / 240 = 250 / 240 = 1.0417 \text{ cm}$$

$$L / 360 = 250 / 360 = 0.6944 \text{ cm}$$

**Para la carga total la sección es satisfactoria ya que $1.0417 \text{ cm} > 0.0171 \text{ cm}$.
Usar perlin de 2" x 4" x 1/16" x 1/2"**

9.3- DISEÑO DE VIGA CORONA METALICA DEL SEGUNDO PISO

$$M = 1.1898 \text{ t.m} = 1.189.80 \text{ kg.m} = 8.6073 \text{ kips-pie}$$

$$V = 0.6780 \text{ t} = 678 \text{ kg} = 1.4950 \text{ kips}$$

$$\max = \frac{5wl^4}{384EI}$$

$$L = 7.5 \text{ m} = 24.60 \text{ pies}$$

$$W = 0.1808 \text{ t.m} = 1.3080 \text{ kips-pie}$$

$$E = 12,659,915.62 \text{ kips.pie}^2 = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Probar con caja perlin de 2" x 6" x 1/4"

Área pulg ²	Ixpulg ⁴	Sx pulg ³
2.40	13.1	4.38

$$\max = \frac{5 \times 1.3080 \times (24.6)^4}{384 \times 12,659,915.62 \times 13.1}$$

$$\max = 0.0001 \text{ pie}$$

Revision por Flexion

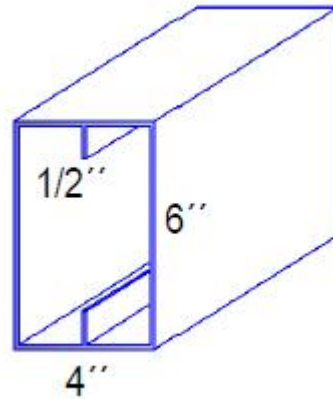
$$= 0.9 \text{ (ACI, apendice D.4.5)}$$

$$M = 0.9M_p = 0.9S_x F_y$$

$$S_x = \frac{M}{\phi F_y}$$

$$S_x = \frac{(8.6073 \times 1000 \times 12)}{\phi 0.9 \times 36000}$$

$$S_x = 3.1879$$



Revision por cortante

$$V_n = 0.9 \times V_n = 0.9 \times (F_y \times A_w)$$

$$V_n = 0.9 \times (36000 \times 2.4)$$

$$V_n = 77.76 \text{ kips}$$

$$V_n > V_n \quad \text{Por lo tanto } 77.76 \text{ kips} > 1.4950 \text{ kips}$$

Revisión por flecha

$$\max = L/360$$

$$\max = 24.60 \text{ pies}/360$$

$$\max = 0.0683 \text{ pies}$$

$$\max >$$

0.0683pies > 0.0001pies ok.

Para la viga corona metálica del segundo nivel utilizar caja perlin de 2" x 6" x 1/4"

9.4- DISEÑO DE COLUMNA METALICA SEGUNDO NIVEL

Claro = 2.68 m = 8.80 pies

P = 1.0396 t = 2,292.3180 lbs

V = 0.6780 t = 1,494.99 lbs

M1 = 0.9787 t.m = 54.7974 lbs.pulg

M2 = 1.2552 t.m = 70.3001 lbs.pulg

Fy = 2,520 kg/cm² = 36 ksi

Probar con sección

$C_m = 0.6 - 0.4 \times M1/M2$

$C_m = 0.6 - 0.4 \times \frac{54.7974}{70.3001}$

$C_m = 0.2882 < 0.4$

Por tanto $C_m = 0.85$ (tabla C-C2.1 AISC)

Probar con sección de caja perlin de 2" x 6" x 1/4"

Momento en X

Área pulg ²	Ixpulg ⁴	Sx pulg ³	rxpulg
2.40	13.1	4.38	2.34

Momento en Y

Área pulg ²	Iypulg ⁴	Sypulg ³	rypulg
2.40	0.693	0.492	0.537

$K = 1$

$Kl/r = \frac{1 \times 8.8}{2.34}$

$Kl/r = 3.7607$ pulg

$f_a = \frac{P}{A}$

$$f_a = \frac{2.2923 \text{ kips}}{2.40}$$

$$f_a = 0.9551 \text{ ksi}$$

$$F_a = 19.84 \text{ ksi (tabla 11.5 AISC)}$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.9551}{19.84}$$

$$\frac{f_a}{F_a} = 0.0481 < 0.15$$

$$f_{b_x} = \frac{M}{S_x}$$

$$f_{b_x} = \frac{0.0578 \text{ ksi}}{4.38}$$

$$f_{b_x} = 0.0132 \text{ ksi}$$

$$F_{b_x} = 0.6 \times f_y$$

$$F_{b_x} = 0.6 \times 36 \text{ ksi}$$

$$F_{b_x} = 21.6 \text{ ksi}$$

$$\frac{f_{b_x}}{F_{b_x}} = \frac{0.0132}{21.6}$$

$$\frac{f_{b_x}}{F_{b_x}} = 0.0001 \text{ ksi}$$

$$f_{b_y} = \frac{M}{S_y} = \frac{0.0703 \text{ ksi}}{0.492}$$

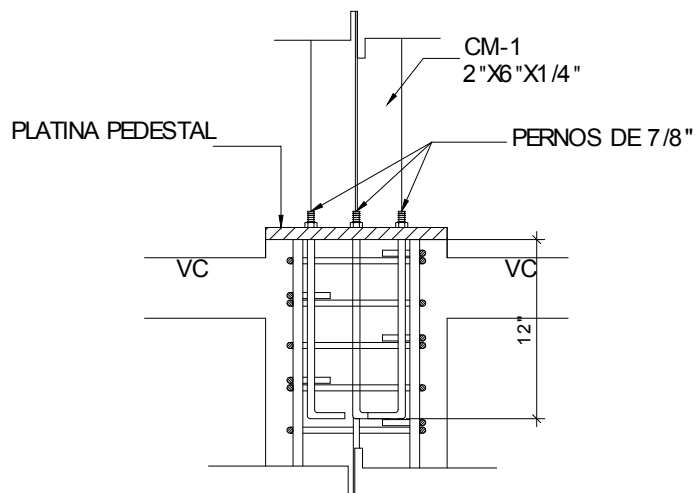
$$f_{b_y} = 0.14 \text{ ksi}$$

$$F_{b_y} = 0.075 f_y = 0.075 \times 36 = 2.7 \text{ ksi}$$

$$\frac{f_{b_y}}{F_{b_y}} = \frac{0.14 \text{ ksi}}{2.7 \text{ ksi}}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b_x}}{F_{b_x}} + \frac{f_{b_y}}{F_{b_y}} < 1$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b_x}}{F_{b_x}} + \frac{f_{b_y}}{F_{b_y}} = 0.0481 + 0.0001 + 0.052 = 0.1 < 1 \text{ ok.}$$



**SECCION "c" DETALLE UNION
PLATINA Y CM-1**

ESC: $\frac{1}{10}$

Usar para columna metálica caja perlin de 2" x 6" x 1/4"

DISEÑO DE PLACA BASE PARA COLUMNA METALICA

El siguiente procedimiento está basado en las especificaciones e indicaciones de diseño del AISC Manual y en las recomendaciones del ACI.

Área de la placa propuesta para la placa base de 12" x 12"

$$A1 = 12 \times 12 = 144 \text{ pulg}^2$$

$$P = 2.2923 \text{ kilolibras}$$

$$Fb = 0.75 Fy$$

Presión real de aplastamiento

$$Fp = P / A1$$

$$Fp = \frac{2.2923}{144}$$

$$Fp = 0.0159 \text{ kilolibras / pulg}^2$$

$$t = \frac{\sqrt{3fp \times n^2}}{fb} \text{ (espesor)}$$

$$t = \frac{\sqrt{3 \times 0.0159 \times (3)^2}}{0.75 \times 36}$$

$$t = 0.1261 \text{ pulg} = 3/16 \text{ pulg}$$

Utilizar placa base de 12" x 12" x 3/16"

Utilizar angulares de 2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"

CALCULO DE SOLDADURA

Los perfiles a unirse son Acero A-36 de 2" x 4" x 1/4" de sección a soldarse con electrodos E60.

El área de soldadura será de $4 \times 1/4" = 1 \text{ pulg}$

El esfuerzo a tensión unitario admisible del acero es de 22 kilolibras / pulg²

Tabla 24.6: relación entre espesor del material y tamaño mínimo de soldadura.

Espesor de material de la parte unida más gruesa		Tamaño mínimo de soldadura filete	
Pulg	Mm	Pulg	mm
Hasta 1/4 inclusive	Hasta 6.35 inclusive	1/8	3.18
Más de 1/4" a 1/2"	Más de 6.35 a 12.7	3/16	4.76
Más de 1/2" a 3/4"	Más de 12.7 a 19.1	1/4	6.35
Más de 3/4"	Más de 19.1	5/6	7.94

La resistencia a la tensión será $F_t = 22 \times 1 = 22$ kilolibras

La soldadura debe de ser de dimensiones importantes para resistir esta fuerza.

Se utilizara una soldadura filete de 1/8" con un trabajo admisible de 2.8 kilolibras/pulg².

La longitud de soldadura requerida para proporcionar la resistencia es

$$L_r = 22 / 2.8$$

$L_r = 7.86$ pulg, soldar corrido el contorno de la sección en las uniones.

Utilizar soldadura E6011 de 1/8"

9.5- DISEÑO DE VIGAS DE ACERO DE ENTREPISO

$$L = 1.875 \text{ m} = 6.1516 \text{ pies}$$

$$A_t = 1.875 \times 1.5 = 2.8125 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga muerta} = 0.15 \times 2.4 \times 2.8125 \text{ m}^2 = 1.0125 \text{ t}$$

$$\text{Peso de lamina troquelada} = 0.6750 \text{ t}$$

$$\text{Carga viva} = 0.7031 \text{ t}$$

$$= 2.3906 \text{ t}$$

$$W = \frac{2.3906}{1.875} = 1.2750 \text{ t/m}$$

Probar con perlin 2" x 5" 1/8"

$$M = \frac{wl^2}{8}$$

$$M = \frac{1.2750 \frac{\text{t}}{\text{m}} \times 1.875 \text{ m}}{8} = 0.2988 \text{ t.m} = 2.1616 \text{ kips-pie}$$

$$W = 1.2750 \text{ t.m} = 9.2236 \text{ kips.pie}$$

$$V = 1.1953 \text{ t} = 0.5421 \text{ kips}$$

$$\max = \frac{5wl^4}{384EI}$$

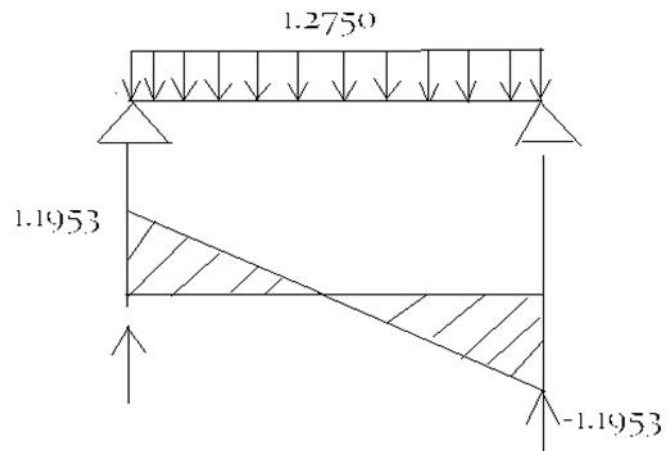
$$\max = \frac{5 \times 9.2236 \text{ kips-pie} \times 6.1516 \text{ pie}}{384 \times 659,915.62 \times 5.18}$$

$$\max = 0.0001$$

Revisión por flexión

$$M = 0.9 M_p = 0.9 S_x F_y$$

$$S_x = \frac{M}{\phi F_y}$$



$$S_x = \frac{2.1616 \times 1000 \times 12}{0.9 \times 36,000} = 0.8006$$

Revisión por cortante

$$V_n = 0.9V_n = 0.9 \times (F_y \times A_w)$$

$$V_n = 0.9 \times (36,000 \times 2.08) = 67.3920 \text{ kips. } V_n > \quad ; \text{ por lo tanto } 67.3920 > 0.5421$$

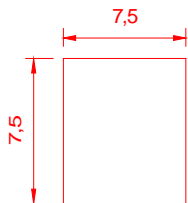
Revisión por flecha

$$\max = L/360 \quad \max = 6.1516 / 360 = 0.02$$

$\max > \quad$ Por lo tanto $0.02 > 0.0001$ OK.

Usar caja perlin de 2" x 5" x 1/8" para viga de losa de entrepiso

9.6- DISEÑO DE LOSA DE ENTREPISO EN UNA DIRECCION



$$\text{Espesor } t = 3000 \text{ cm} / 180 = 16.6660 \text{ cm} = 17.00 \text{ cm}$$

$$T = 17 \text{ cm}; \quad d = 15 \text{ cm}; \quad b = 100$$

$$\text{Carga muerta} = 2.40 \times 0.17 = 0.408 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga viva} &= 0.25 \text{ t/m} \\ &= \frac{0.6580}{1} \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{0.6580 \times 7.5^2}{8} = 4.6266 \text{ t.m}$$

$$M = Rbd^2$$

$$R = M / bd^2$$

$$R = 46266 / 100 \times 225$$

$$R = 2.0563$$

Revisión para $P = 0.4\%$

$$P = 0.004 ; n = 10 ; np = 0.04 ; 2np = 0.08 ;$$
$$\frac{(np)^2 = 0.0016}{= 0.0816}$$

$$K = \sqrt{0.0816} - 0.04 = 0.246 ; J = 1 - 0.246/3 = 0.918$$

$$R = 70 \times 0.246 \times 0.918$$

$$R = 15.81$$

Acero de losa

$$A_s = 0.004 \times 100 \times 15 = 6 \text{ cm}^2 \text{ usar 9 varillas \# 3 (6.39 cm}^2\text{)}$$

Separación entre varillas

$$S = \frac{L \times A_v}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \times 0.71}{6} = 11.833 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

Utilizar 9 varillas # 3 @ 0.10 m

Colocar acero por contracción y temperatura para prevenir agrietamientos en la losa colocarlo por encima del acero estructural formando una malla.

Calculo del acero por contracción y temperatura

$$A_s = 0.0018 \text{ bd}$$

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 15$$

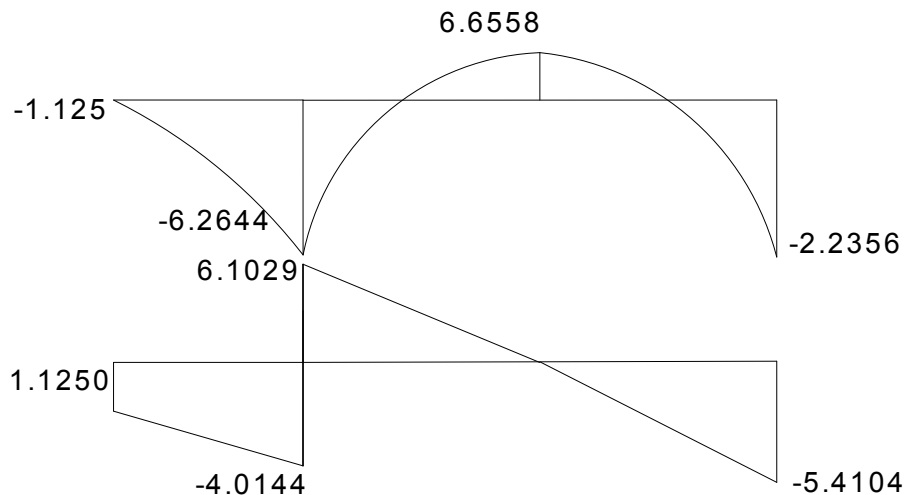
$$A_s = 2.70 \text{ cm}$$

Separación

$$S = \frac{100 \times 0.71}{2.70} = 26.29 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

Acero por contracción y temperatura 5 varillas # 3 @ 0.25 m

9.7- DISEÑO DE VIGA CORONA DE CONCRETO



$$P_{min} = 0.50 \% ; P_{max} = 0.75 P_b = 0.75 \times 0.0368 = 0.0276$$

$$P_b = 0.72 f'_c / f'_y \frac{6000}{6000 + f'_y} ; f'_c = 210 \text{ kg} ; f'_y = 2800$$

$$P_b = 0.72 \frac{210}{2800} \frac{6000}{8800} = 0.0368$$

$$P = 0.0276 ; n = 10 ; np = 0.276 ; 2np = 0.552 ; \frac{(np)^2}{0.628} = 0.076 ;$$

$$K = \sqrt{0.628} - 0.276 = 0.5165 ; J = 1 - 0.5165 / 3 = 0.828$$

$$R = 70 \times 0.516 \times 0.828 = 29.91$$

$$MR = Rbd^2 = 29.91 \times 20 \times 26^2$$

$$MR = 404383 / 100,000 = 4.0438 \text{ t.m}$$

$$\text{Debo agregar} = M_{ac} - MR = 6.6558 - 4.0438 = 2.6120$$

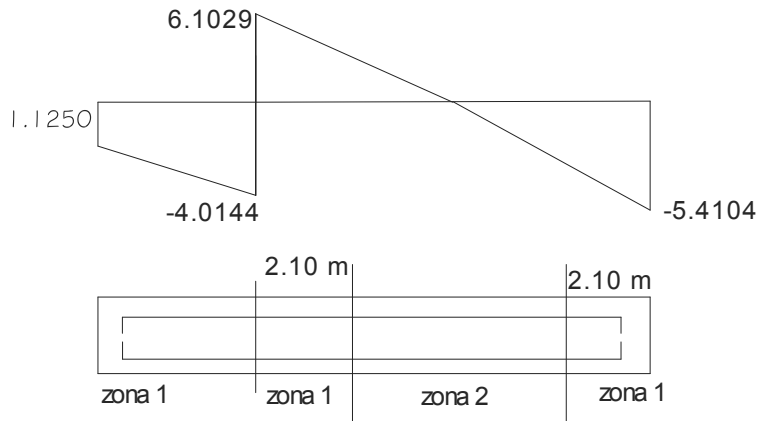
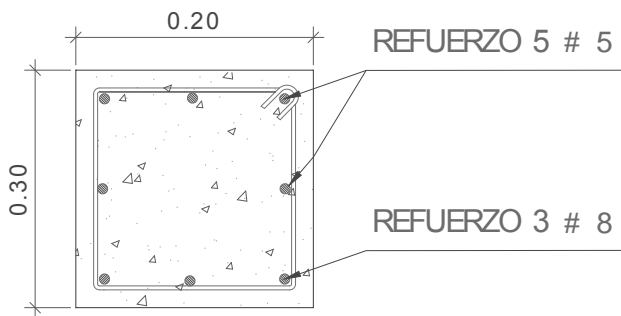
Acero que se va agregar

$$A's (1867)(22) = 404,380$$

$$A's = 404,380 / (1867)(22) = 9.8452 \text{ (5 varillas \# 5 = 9.9 cm}^2\text{)}$$

$$A_s = Pbd = 0.0276 \times 20 \times 26 = 14.3520 \text{ cm}^2 \text{ (3 varillas \# 8 = 15.10 cm}^2\text{)}$$

$$A_{st} = A'_s + A_s = 9.8452 + 14.3520 = 24.1972 \text{ cm}^2$$



Capacidad de cortante del concreto

$$V_c = 0.53\sqrt{210} = 7.68$$

$$V = 2/3 V/bd$$

Fuerza cortante que resiste la sección

$$V_c = V_c \times b \times d / 1.5$$

$$V_c = 7.68 \times 20 \times 30 / 1.5$$

$$V_c = 3072 = 3.0720 \text{ t}$$

Ecuación de cortante

$$V = 6.1029 - 1.4447 x$$

$$\text{Por lo tanto } 3.0720 = 6.1029 - 1.4447x$$

$$1.4447 x = 6.1029 - 3.0720$$

$$X = (6.1029 - 3.0720) / 1.4447$$

$$X = 2.0979 \text{ m} = 2.10 \text{ m}$$

Zona 1 : separación de estribos $d/3 = 26/3 = 8.6 = 8\text{cm}$

Zona 2 : separación de estribos $d/2 = 26/2 = 13 \text{ cm}$

Zona 1: estribo # 3 @ 0.08 m, zona 2: estribo # 3 @ 0.13m

9.8- DISEÑO DE COLUMNA DE CONCRETO

$$P = 10.4716 \text{ t}$$

$$P_u = 1.4 P; P_u = 1.4 \times 10.4716$$

$$P_u = 14.6602 \text{ t}$$

$$M = 3.4650$$

$$M_u = 1.4 M; M_u = 1.4 \times 3.4650$$

$$M_u = 4.8150 \text{ t.m}$$

$$\text{Excentricidad } e = M / P$$

$$e = 3.4650 / 10.4716 = 0.33\text{m} = 33 \text{ cm}$$

Propuesta de sección de 0.30 x 0.30

$$P = 1\%$$

$$A_g = 1225 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12.25$$

$$4 \# 7 (15.48 \text{ cm}^2)$$

Usar 4 varillas # 7

$$P_{\text{real}} = 15.48 / 1225 = 0.0126 = 1.26\%$$

$$g = \frac{t-8}{t} = \frac{35-8}{35} = 0.8$$

$$e / t = 0.9$$

$$K = 0.09$$

$$K e/t = 0.08$$

$$P_u = K f' c b t = 0.09 \times 210 \times 1225 / 1000 = 23.1525 > 14.6602 \text{ t}$$

$$M_u = K e/t \times f' c \times b t^2$$

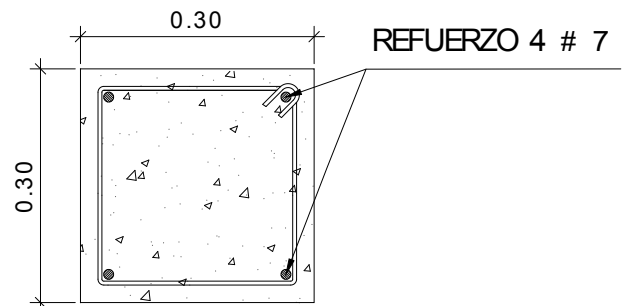
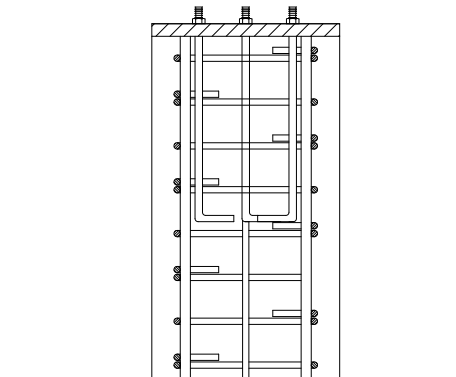
$$M_u = 0.08 \times 210 \times 35 \times 1225 / 100,000 = 7.2030 \text{ t.m} > 4.8510 \text{ t.m}$$

Separación de estribos

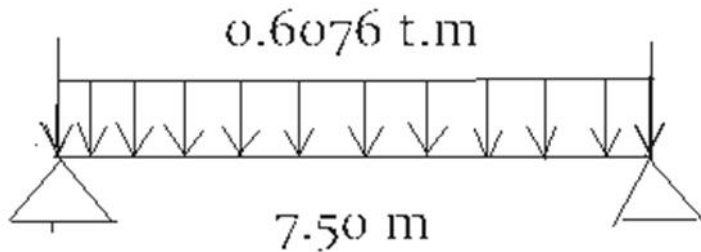
$$16DL = 16 \times 2.2225 = 35.56 = 35 \text{ cm}$$

$$48 De = 48 \times 0.9525 = 45.72$$

Utilizar refuerzo transversal (estribo) 5 # 3 @ 5 cm y resto # 3 @ 10 cm



9.9- DISEÑO DE VIGA ASISMICA



$$At = 7.50 \text{ m} \times 2.68 \text{ m} = 20.1 \text{ m}^2 \times 0.04 \text{ m} = 0.8040 \text{ m}^3$$

Electromalla = 4 cm de repello

$$W = 2.4 \text{ t.m}^3 \times 0.8040 \text{ m}^3 = 1.9296 \text{ t} \text{ (peso de pared de electromalla)}$$

$$2.3906 \text{ t} \text{ (peso de lamina + carga viva + losa)}$$

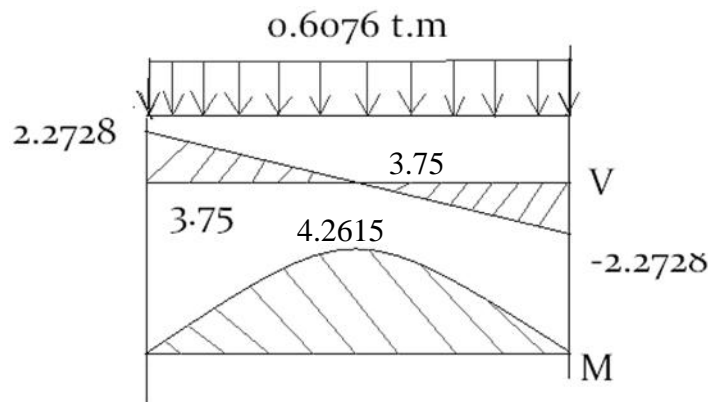
At = 19.63 m²: donde se usara caja perlin con peso propio = 12.04 kg/m²

$$\text{Peso de perlines} = 19.63 \text{ m}^2 \times 12.04 \text{ kg/m}^2 = 236.3452 \text{ kg} = 0.2363 \text{ t}$$

$$\text{Carga muerta} = 1.9296 \text{ t} + 2.3906 \text{ t} + 0.2363 \text{ t} = 4.5565 \text{ t}$$

$$W = \text{CM} / \text{L}$$

$$W = 4.5565 \text{ t} / 7.5 \text{ m} = 0.6075 \text{ t/m}$$



$$M = Rbd^2 = 426150 = R \times 20 \times 30^2$$

$$R = 426150 / 20 \times 30$$

$$R = 23.6750 \text{ kg/cm}^2$$

Usando Pmax = 2.76%

$$P = 0.0276; \quad n = 10; \quad np = 0.276; \quad 2np = 0.552$$

$$Np^2 = 0.076$$

$$\underline{\underline{0.628}}$$

$$K = \sqrt{0.628} - 0.276 = 0.5165 ; \quad J = 1 - 0.5165 / 3 = 0.8280$$

$$R = 2/3 \times f'c / 2 \times k j$$

$$R = 70 \times 0.516 \times 0.8280 = 29.90$$

$$As = 0.0276 \times 20 \times 30 = 16.56 \text{ cm}^2 \text{ usar 6 varillas } \# 6 \text{ (17.10 cm}^2\text{)}$$

Capacidad de cortante del concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} = 0.53 \sqrt{210} = 7.68$$

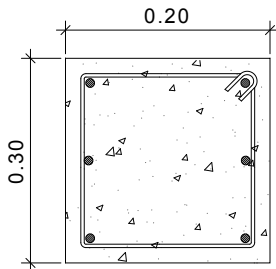
$V = 3/2 V/bd$; Fuerza cortante que resiste la sección del concreto

$$V_c = \frac{Vcbd}{1.5}$$

$$V_c = \frac{7.68 \times 20 \times 30}{1.5} = 3072 \text{ kg} = 3.072 \text{ t}$$

La sección cumple satisfactoriamente los requerimientos de cortante.

Colocar por seguridad estribos # 3 primeros 5 @ 0.05m resto a @ 0.10m



Utilizar viga de 0.20m x 0.30m con estribo # 3 y 6 varillas longitudinales # 6 con agregado grueso max 2"

9.10- DISEÑO DE ZAPATAS

Proponer zapatas de 1.50 x 1.50m x d

Desplante = 1.50 m, sobre carga distribuida a nivel superficial de 0.8 t/m²

$$P_u = 14.6602 \text{ t}$$

$$M_u = M \times 1.4 = 1.8223 \times 1.4$$

$$M_u = 2.2512 \text{ t.m}$$

$$s = 25 \text{ t/m}^2$$

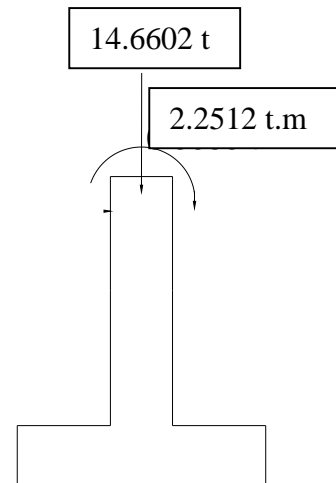
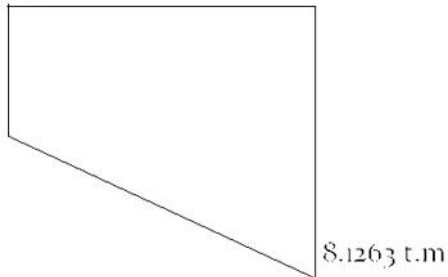
$$s = 1.8 \text{ t/m}^2$$

$$A = 1.50 \times 1.50 = 3.00 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Capacidad remanente del suelo } R &= 25 - 0.80 - 1.8 \times 1.5 = 21.5 \text{ t/m}^2 \\ &= P/A + 6M / b \times h^2 \end{aligned}$$

$$= 14.6602/3 + (6 \times 1.8223) / 1.5 \times 1.5^2$$
$$= 4.8867 \pm 3.5396$$

1.6478 t.m²



$$d = 0.002 \sqrt{P} C$$

$$d = 0.002 \sqrt{14660.20} 57.5 \text{ cm} = 14 \text{ cm}$$

7.5 cm de recubrimiento

$$d = 21.5 \text{ cm} = 22 \text{ cm}$$

$$P_{\min} = 0.0018; \quad A_s = 0.0018 \times 150 \times 22 \text{ cm} = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$S = (2.2225 \times 100) / 5.94$$

$$S = 37.42 = 35 \text{ cm}$$

Capacidad de cortante del concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} = 7.68$$

Fuerza cortante que resisten la sección

$$V_c = 3/2 V / bd$$

$$V_c = V_c b d / 1.5 = 7.68 \times 150 \times 22 / 1.5 = 16.89 \text{ t} > P_u \text{ OK.}$$

Utilizar sección de 150 x 150 cm con 30 cm de peralte y refuerzo # 7 @ 35 cm transversalmente y # 7 @ 25 cm

9.11-DISEÑO DE MURO PERIMETRAL

Muro perimetral de mampostería confinada de bloques de 0.15 X 0.20 X 0.40cm.

Peso del bloque = 200 kg/m²

Área tributaria = (1.40 X 3m)² = 1680 kg = 1.68 t

Áreas de vigas = (0.20 X 0.15 X 2) + (0.20 X 0.20) (3.0m) = 0.30 m³

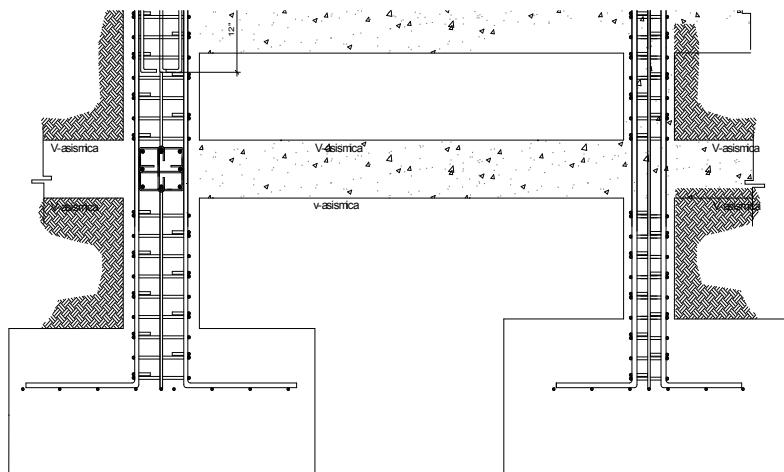
Peso de vigas = 0.30 m³ X 2.4 t/m³ = 0.72 t

$$\Sigma CM = 0.72t + 1.68t = 2.4t$$

Fuerza real del viento aplicada en el muro del barlovento = 26.71 kg/m²

Tipo de Terreno R3 por lo tanto F_{tr} = 0.88(RNC-07)

V_r = 30 (El alto del muro es menor de 10m, F = 1 (RCN-07 Arto 93)



DESPLANTE

ESC: 1/10

$$V_d = F_{tr} \times F \times V_r$$

$$V_d = 0.88 \times 1.0 \times 30 = 26.4 \text{ m/s}$$

Calculo de Presión de viento

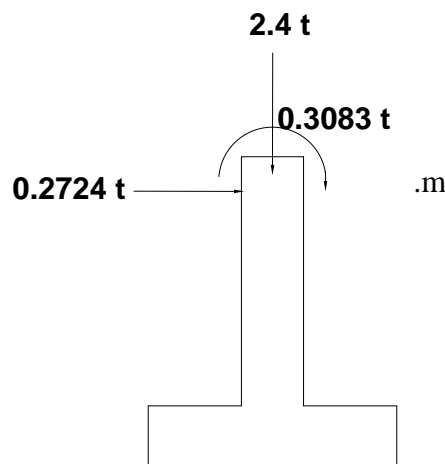
$$P_2 = 0.0479 \times C_p \times V_d^2$$

$$P_2 = 0.0479 \times 0.8 \times 26.4^2$$

$$P_2 = 26.71 \text{ kg/m}^2$$

Calculo de Fuerza de viento

$$\text{Fuerza de viento} = 26.71 \text{ kg/m}^2 + 10.2\text{m}^2$$



Fuerza de viento = 272.4420 kg

$$M \text{ sísmico} = \frac{0.2724 \times 3.40 \text{ m}}{3}$$

M sísmico = 0.3083 t.m

Excentricidad = M/P

$$\text{Excentricidad} = \frac{0.3083}{2.4}$$

Excentricidad = 0.13 = 13cm

$$P_u = 1.4 \times P$$

$$P_u = 1.4 \times 2.4$$

$$P_u = 3.36 \text{ t}$$

$$M_u = 1.4 \times M$$

$$M_u = 1.4 \times 0.3083$$

$$P_u = 0.4316 \text{ t.m}$$

Propuesta de sección para columna de 0.20cm x 0.20 cm

Acero de refuerzo 4 # 4 (A= 5.08 cm²)

$$A_g = 20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$$

$$P \text{ real del acero} = \frac{5.08 \text{ cm}^2}{400 \text{ cm}^2}$$

P real del acero = 1.27 %

$$G = \frac{t-8}{t}$$

$$G = \frac{20-8}{20}$$

$$G = 0.6$$

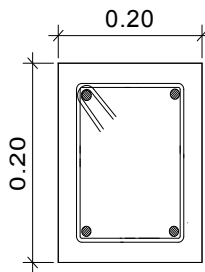
Por nomograma de columnas

$$K = 0.13$$

$$K_e/t = 0.08$$

$$e/t = 0.65$$

$$P_u' = K \times F'_c \times b t = \frac{0.13 \times 210 \times 400}{1000}$$



$$Pu' = 10.92 \text{ t} > 3.36 \text{ t OK cumple}$$

$$Mu' = Ke/t \times F'c \times bt^2 = \frac{0.08 \times 210 \times 400}{100000}$$

$$Mu' = 1.3440 \text{ t.m} > 0.4316 \text{ t.m OK cumple}$$

Diseño de zapatas

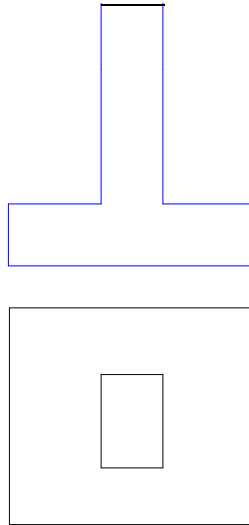
$$Pu = 3.36 \text{ t}$$

$$Mu = 0.4316 \text{ t.m}$$

$$s = 25 \text{ t/m}^2$$

$$' = 1.8 \text{ t/m}^2$$

$$At = 1.0 \times 1.0 = 1.0 \text{ m}^2$$



Capacidad remanente del suelo $R = 25 - 0.8 - 1.20 \times 1.8$

$$R = 22.04 \text{ t/m}^2$$

$$= P/A + 6M/BXh^2$$

$$= \frac{3.36t + 6 \cdot 0.4316 \text{ t/m}}{1}$$

$$= 3.36t \pm 2.5896 \text{ t}$$

$$d = 0.002 \sqrt{P'} \cdot c$$

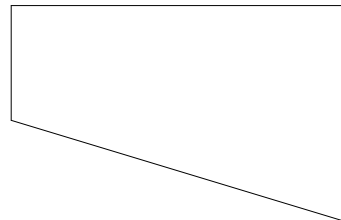
$$d = 0.002 \sqrt{\frac{3,360 \text{ kg}}{1}} \times 40$$

$$d = 4.6372 + 7.5 \text{ (recubrimiento)}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$P_{min} = 0.0018$$

0.7704 t



5.9496 = 6t

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$S = 1.27 \times 100 / 2.7$$

$$S = 47 \text{ cm}$$

Usar varilla #4 @ 0.47m A/D

Revisión por cortante

$$V_c = 0.53\sqrt{F_c}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210} = 7.68$$

$$V_c = \frac{7.68 \times 100 \times 15}{1.5}$$

$$V_c = 7.68 \text{ t} > P$$

$$1.68 > 3.36 \text{ t OK.}$$

9.12- DISEÑO DE ESCALERA APOYADA TRANSVERSALMENTE

DATOS

P: paso

CP: contra paso

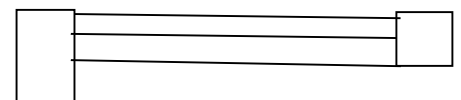
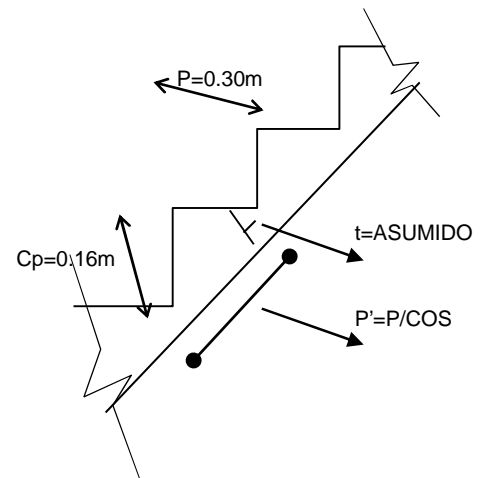
t: espesor del cuello

B: Ancho de la escalera

L: Lon. de esc.

L₁: Lon. de esc. Descanso

	2400	kg/cm²
P =	0.1	m
P' =	0.192938	m
CP =	0.165	m
t =	0.17	m
t₁ =	0.327994	m
TM =	0.328997	m
B =	1.5	m
COS() =	0.518	
Li =	3	
S/C =	500	kg/m²



b). Tramo inclinado

peso propio= $t \times 2.4$

peso propio= 789.59 Kg/m² 789.59 Kg/m²

Acabados= $\frac{B \times S/C}{acab.}$ 100 Kg/m²

WD = 889.59 Kg/m²

Sobrecarga S/C=BX400

WL= 500 Kg/m²

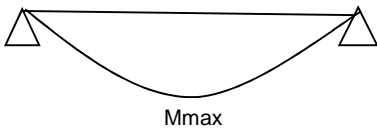
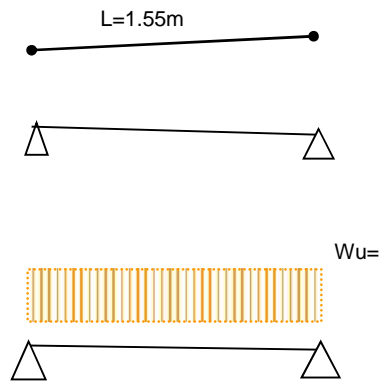
CARGA ULTIMA $W_u=1.5 \times W_d + 1.8 \times W_L$

$W_u= 2412.3 \text{ Kg/m}$
--

$W'u= 648.0 \text{ Kg/m}$

$W'u \times$ $\text{paso}= 125.0 \text{ Kg/m}$

2) ESQUEMA ESTRUCTURAL



Momento (+) = $W'u \times L^2/8 = 35.16479 \text{ Kg-m}$

Momento (-) = $W'u \times L^2/24 = 11.7216 \text{ Kg-m}$

como es hiperestático calculamos los momentos

Momento(+)= 0.035165 tn-m

Momento(-)= 0.011722 tn-m

Se diseña como viga triangular con la carga perpendicular a la inclinación de la esc.

CALCULO DEL PERALTE d

$$\begin{aligned}
 h' &= P + t_1 & h' &= 10.36603 \\
 & & h &= 10.36603 \\
 & & d &= 7 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

CALCULO DEL AREA DE ACERO (-)

$$M_u = K_u x b x d^2$$

$$K_u = 2.3922$$

En la tabla K_u vs para $f'c=175\text{kg/cm}^2$

$$= 0.002$$

$$A_s = r B d / 100$$

$$A_s = 2.1 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 B d$$

$$A_{s_{\min}} = 0.126 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ dis}} = 2.1 \text{ cm}^2$$

refuerzo transversal

$$\phi 3/8" = 0.71 \text{ cm}^2$$

$S_{\max} \leq 45\text{cm}$ ó $3t$

$$\phi 1/2" = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$\phi 5/8" = 2 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/4" = 2.84 \text{ cm}^2$$

Alternativa 1	USAR Ø 3/8" @	30	cm	n de varillas	3
Alternativa 2	USAR Ø 1/2" @	30	cm	n de varillas	2

USAR ALTERNATIVA N°1 **USAR Ø 3/8"**
 refuerzo longitudinal **@30cm** 3.00varillas
 $A_{temp.} = 0.0018 \times b \times t$
 $A_{temp.} =$ 1.26
 $\varnothing 3/8 = 0.71 \text{ cm}^2$

Alternativa 1	USAR Ø 3/8" @	45	cm	n de varillas	3
---------------	--------------------------------	----	-----------	---------------	---

una sola capa

CALCULO DEL AREA DE ACERO (+)

$M_u = K_u \times b \times d^2$
 $K_u =$ 3.7196
 En la tabla K_u vs para $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$

$=$ 0.0005

$A_s = r \times B \times d / 100$
 $A_s =$ 0.525 cm^2

Verificación de acero mínimo

$A_{s_{min}} = 0.0018 \times B \times d$
 $A_{s_{min}} =$ 0.243102 cm^2

$A_s \text{ dis} =$ 0.525 cm^2

refuerzo transversal

$S_{max} \leq 45 \text{ cm} \text{ ó } 3t$

$\varnothing 3/8" =$ 0.71 cm^2
 $\varnothing 1/2" =$ 1.29 cm^2
 $\varnothing 5/8" =$ 2 cm^2
 $\varnothing 3/4" =$ 2.84 cm^2

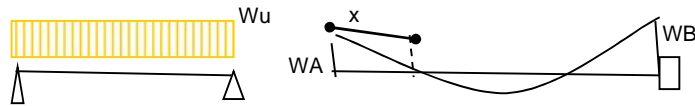
Alternativa 1	USAR Ø 3/8" @	45	cm	n de varillas	4
Alternativa 2	USAR Ø 1/2" @	45	cm	n de varillas	3

--	--	--	--	--

VERIFICACION POR CORTE (más crítico)

$$V = WuL/2 - l(Ma + Mb)/L$$

$$V = 3.602834 \text{ TN}$$



$$M + Wu x X^2 / 2 - V = 0$$

$$X = 1.72549$$

$$Ld = x + d = 1.795492$$

CHEQUEO POR CORTE

$$Vc = 0.53 x f'c x d x b$$

$$Vc = 1.037292 \text{ tn poner estribo}$$

X- CONCLUSIONES

El diseño estructural presentado para el proyecto: “Análisis y Diseño Preliminar Estructural del Colegio Parroquial San Francisco Javier”, fue objeto de diseño tomando como base las normas y reglamentos para este fin, de dicho análisis se derivan las siguientes recomendaciones:

Techos:

- Se utilizara pares o bajantes constituidas por cajas perlin de 2" x 4" x 1/16" x 1/2".
- Se utilizaran perlines de 2" x 4" x 1/16" x 1/2" como clavadores debiendo usarse a 1.25 m de separación.

Estructura Metálicas del Segundo Nivel

- Luego de realizar el análisis estático, suponiendo que los esfuerzos permanecen dentro del límite elástico se concluyo que se debe utilizar caja perlin para la viga corona de 2" x 6" x 1/4".
- Para las columnas metálicas se utilizaran caja perlin de 2" x 6" x 1/4", con placa base de 12" x 12" x 3/16" y angulares de 2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"
- Para las vigas de acero a nivel de entepiso se utilizaran según los cálculos para la sección cajas metálicas formadas por perlin de 2" x 5" x 1/8".

Estructuras de Concreto

- La viga a nivel de corona se analizo a partir del método Kani lo que confirmo que la sección en el uso una sección rectangular de 20 x 30 cm, con refuerzo longitudinal superior con 5 # 5 e inferior con 3 # 8, y refuerzo transversal (estribos) con 5 # 3 @ 5 cm y el resto # 3 @ 10 cm.
- Las columnas del nivel inferior resulto una sección cuadrada de 30 x 30 cm con refuerzo longitudinal con 4 # 7, y refuerzo transversal (estribos) con 5 # 3 @ 5 cm y el resto # 3 @ 10 cm.

Fundaciones

- La viga sísmica con una sección rectangular de 20 x 30 cm, con refuerzo longitudinal 6 # 3, y refuerzo transversal (estribos) con 5 # 3 @ 5 cm y el resto # 3 @ 10 cm.
- La sección del pedestal es de 30 x 30 cm con refuerzo longitudinal 4 # 4, y refuerzo transversal (estribos) con 5 # 3 @ 5 cm y el resto # 3 @ 10 cm.
- La zapata con sección de 150 x 150 cm con un peralte de 30 cm y refuerzo # 7 @ 35 cm y # 7 @ 25 cm.

Nota:

- La profundidad de desplante utilizada para el diseño es de 1.50 m.
- La capacidad de carga del suelo es de 2.50 kg/cm².
- Se utilizara soldadura E6011 de 1/8"

X. TABLA DE ACTIVIDADES

Actividad	Duración	Comienzo	Fin
1-Recopilación de la información	60 días	17/05/11	17/06/11
1.1 Visita en situ	25 días	20/06/11	15/07/11
1.2 Visitas a la Alcaldía	10 días	18/07/11	29/07/11
1.3 Consultas Bibliográfica	15 días	01/08/11	05/08/11
1.4 Consultas en Internet	10 días	08/08/11	19/08/11
2 -Obtención y procesamiento de la información	30 días	04/09/11	10/09/11
2.1 Resumen de Resultados	6 días	04/10/11	10/10/11
3- Análisis y Rediseño de la Estructura	30 días	12/11/11	12/12/11
3.1 Datos topográficos	3 días	5/11/11	8/11/11
3.1 Consultas bibliográficas	4 días	9/11/11	12/11/11
3.2 Consultas de normas y criterios de diseño	4 días	14/11/11	17/11/11
3.3 Diseño Preliminar	1mes	18/12/11	18/01/11
4- Revisión Final del Documento	3 días	23/01/12	26/01/12
5- Defensa Ante el Jurado	1 día	30/01/12	30/01/12
CRONOGRAMA DESARROLLADO	141 días	17/05/11	30/01/12

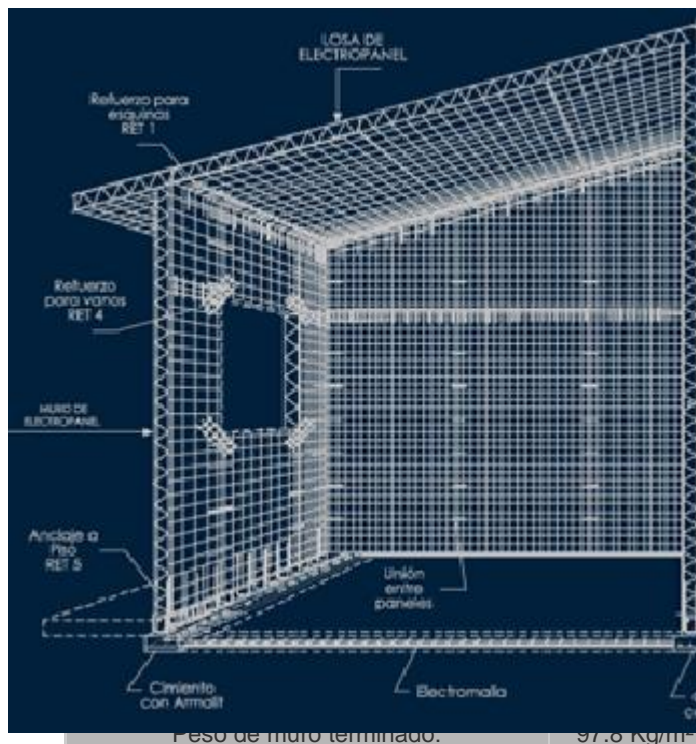
XII- BIBLIOGRAFIA

- **Greg M. James-Timoshenko, Mecánica de Materiales, segunda edición en ingles por copyright 1984, en español por grupo editorial Iberoamericana s, a de c.v, 1986.**
- **Reglamento Nacional de la Construcción 2007.**
- **Cartilla Nacional de la Construcción 2011.**
- **Instituto Americano del Concreto (ACI)**
- **American Society of Testing and Materials (A. S. T. M)**
- **Análisis de Estructuras, Método Clásico y Matricial, Nelson Mccormic 3ra edición.**
- **Análisis y Diseño de Estructura Ambrose 2da edición.**

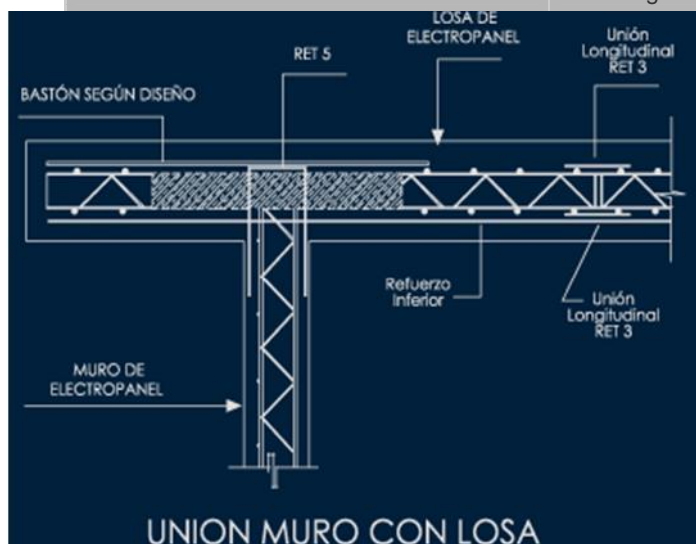
ANEXOS

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LA ELECTROMALLA GRADO 70

Panel MONOLIT es un sistema constructivo fabricado con un núcleo de MONOPORT (Poliestireno expandido) y una ELECTROMALLA de hierro Grado 70 de 2.70 mm. de diámetro en ambas caras. El panel MONOLIT al ser recubierto de un mortero de cemento-arena se transforma en un producto con propiedades estructurales, térmicas y acústicas, dando como resultado un sistema constructivo simple, para muros, losas y edificaciones de hasta 3 niveles.

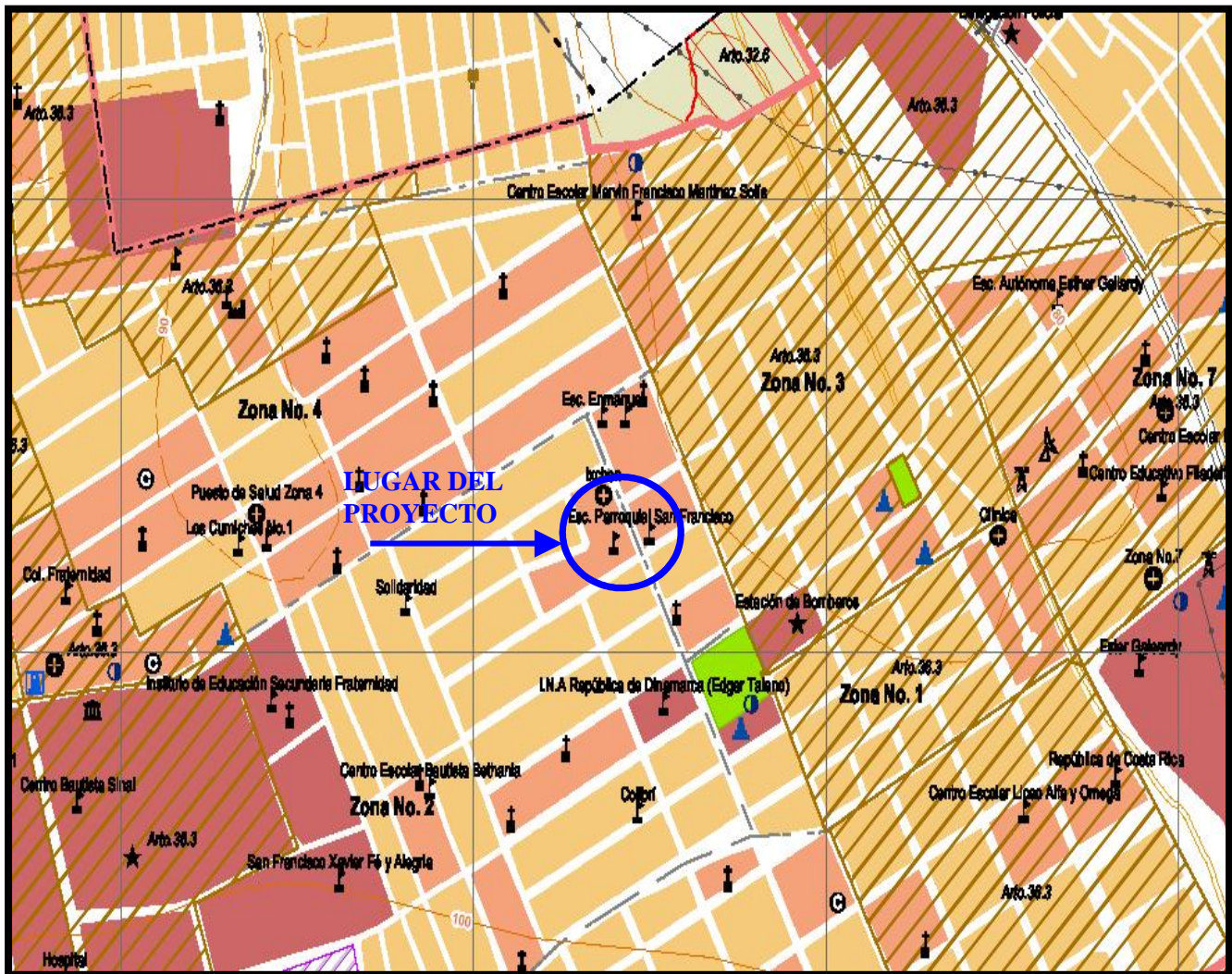


CARACTERISTICAS GENERALES	
Largo:	2.44 Metros
Ancho:	1.22 Metros
Espesor de Panel	7.5 cm.
Peso de Panel	8.16 Kg.
Espesor de Monoport:	5.5 cms.
Límite de fluencia de Electromalla:	4,922 Kg/cm ²



UNION MURO CON LOSA

Anexo 13.1- Ubicación del colegio



13.2- FOTOGRAFÍAS ACTUALES DEL COLEGIO



Foto 1: fachada de Aulas de clase actuales



Foto 2: Pared con elementos expuestos



Foto 3: Muro perimetral



Foto 4: Columna expuesta



Foto 5: Columna con fracturas y elementos expuestos



Foto 6: Columna con fracturas



Foto 6: Columna con fracturas y desplome



Foto 6: Columna con desplome por cortante

PLANOS