



Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil

**AMPLIACIÓN DEL MÓDULO DE CONSULTA EXTERNA DEL  
HOSPITAL DE REHABILITACIÓN DEL I.G.S.S., COLINAS DE  
PAMPLONA, GUATEMALA**

**Byron Estuardo Jacinto**  
Asesorado por la Inga. Christa Classon de Pinto

Guatemala, febrero de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**AMPLIACIÓN DEL MÓDULO DE CONSULTA EXTERNA DEL  
HOSPITAL DE REHABILITACIÓN DEL I.G.S.S., COLINAS DE  
PAMPLONA, GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR:

**BYRON ESTUARDO JACINTO**  
ASESORADO POR LA INGA. CHRISTA CLASSON DE PINTO  
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE  
**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, FEBRERO DE 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero De López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kennet Issur Estrada Ruiz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADORA	Inga. Christa Classon De Pinto
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Fernando Boiton Velásquez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

### **AMPLIACIÓN DEL MÓDULO DE CONSULTA EXTERNA DEL HOSPITAL DE REHABILITACIÓN DEL I.G.S.S., COLINAS DE PAMPLONA, GUATEMALA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 22 de agosto de 2006.

Byron Estuardo Jacinto

## **ACTO QUE DEDICO A:**

- DIOS** Por darme la sabiduría y la inteligencia para alcanzar mis metas y guardarme en todo momento.
- MI MADRE** Rosa Lidia Jacinto Ruiz, con mucho amor, por creer en mí en todo momento, y ser un ejemplo de perseverancia y sacrificio, ya que gracias a ella he alcanzado una meta más en mi vida.
- MIS HERMANOS** Ingrid, Betty y Willian, por ser parte de este gran logro, mil gracias y bendiciones.
- MI FAMILIA EN GENERAL** Con cariño y aprecio.
- MIS AMIGOS** Gracias por brindarme su amistad durante tantos años, siempre agradecido.
- MIS PASTORES** Por brindarme el apoyo moral y espiritual.
- LA FACULTAD DE INGENIERÍA** Por ser el lugar donde adquirí el conocimiento y alcancé mis sueños.
- LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

## **AGRADECIMIENTOS A:**

La Universidad de San Carlos de Guatemala

La Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala

La División de Mantenimiento del I.G.S.S., por brindarme la oportunidad de realizar mi E.P.S. y obtener todo su apoyo.

A mi asesora, Inga. Christa Classon de Pinto y al Ing. Juan Merk Cos, por compartir todos sus conocimientos y asesorarme durante el Ejercicio Profesional Supervisado.



Guatemala, 5 de octubre de 2007  
Ref. EPS. C. 624.10.07

Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez  
Director Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

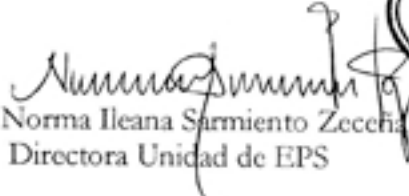
Estimado Ingeniero Boiton Velásquez.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"AMPLIACIÓN DEL MÓDULO DE CONSULTA EXTERNA DEL HOSPITAL DE REHABILITACIÓN DEL I.G.S.S., COLINAS DE PAMPLONA, GUATEMALA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **BYRON ESTUARDO JACINTO**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por la Inga. Christa Classon de Pinto.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte de la Asesora - Supervisora de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

  
Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecena  
Directora Unidad de EPS



NISZ/jm



Guatemala, 5 de octubre de 2007  
Ref. EPS. C. 624.10.07

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña  
Directora Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesora – Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) del estudiante universitario de la Carrera de Ingeniería Civil, **BYRON ESTUARDO JACINTO**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“AMPLIACIÓN DEL MÓDULO DE CONSULTA EXTERNA DEL HOSPITAL DE REHABILITACIÓN DEL I.G.S.S., COLINAS DE PAMPLONA, GUATEMALA”**.

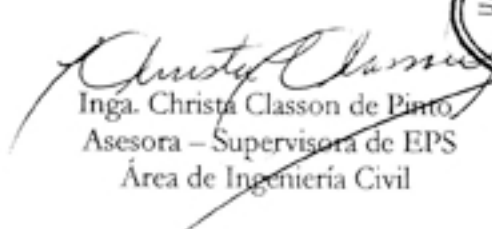
Cabe mencionar que las soluciones planteadas en este trabajo, constituyen un valioso aporte de nuestra Universidad.

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

*“D y Enseñad a Todos”*

  
Inga. Christa Classon de Pinto  
Asesora – Supervisora de EPS  
Área de Ingeniería Civil



CCdP /jm



# ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES</b>	V
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>	IX
<b>GLOSARIO</b>	XIII
<b>RESUMEN</b>	XV
<b>OBJETIVOS</b>	XVII
<b>INTRODUCCIÓN</b>	XIX
<b>1. FASE DE INVESTIGACIÓN</b>	
1.1 Antecedentes históricos	1
1.2 Aspectos físicos	5
1.2.1 Ubicación geográfica	5
1.2.2 Límites y colindancias	6
1.2.3 Población	6
1.2.4 Clima	9
1.2.4.1 Características climáticas	9
1.2.4.2 Precipitación	9
1.2.5 Temperatura	10
1.2.6 Organización administrativa	10
1.2.7 Evaluación de servicios existentes	11
1.2.8 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios e infraestructura de la institución	12
1.2.8.1 Descripción de las necesidades	12
1.2.8.2 Factibilidad técnica	13
1.2.8.3 Justificación socio-económica	13

## **2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

2.1	Descripción del proyecto	15
2.2	Área disponible	16
2.3	Calidad del suelo	16
2.4	Movimientos de tierra	17
2.5	Análisis estructural	19
2.5.1	Pre-dimensionamiento estructural	19
2.5.2	Cargas aplicadas a los marcos dúctiles	20
2.5.3	Cálculo del peso de la estructura	23
2.5.4	Cálculo del corte Basal	24
2.5.5	Análisis de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos por el método de Kani	29
2.5.6	Método de Kani para carga muerta, en marcos dúctiles en sentido y.	31
2.5.6.1	Resultados de los análisis de Kani, marco en sentido y.	36
2.5.7	Envolvente de momentos	37
2.5.7.1	Cálculo de momentos positivos en vigas	38
2.5.8	Cálculo de cortes	39
2.5.9	Resultado del análisis de Kani (kg-m), marco dúctil en sentido x.	41
2.6	Diseño de estructuras	44
2.6.1	Diseño de losa	44
2.6.2	Diseño de vigas	47
2.6.2.1	Diseño de refuerzo longitudinal	48
2.6.2.2	Diseño por corte	51
2.6.3	Diseño de columnas	53
2.6.3.1	Cálculo de esbeltez de la columna	55

2.6.3.2	Magnificación de momentos	58
2.6.3.3	Cálculo del acero longitudinal por el método de BRESLER	59
2.6.4	Zapatas	64
2.6.4.1	Cálculo de área de zapata	65
2.6.4.2	Chequeo por punzonamiento	68
2.6.4.3	Chequeo por corte simple	69
2.6.4.4	Diseño de refuerzo por flexión	70
2.6.5	Muros	72
2.7	Materiales a usar. Recomendaciones sobre calidad, manipulación, uso y proceso constructivo	74
2.7.1	Calidad de los materiales	74
2.7.1.1	Concreto	74
2.7.1.2	Cemento	75
2.7.1.3	Acero	75
2.7.1.4	Agregados	76
2.7.2	Recomendaciones para la manipulación y uso de los materiales	77
2.7.2.1	Losacero	77
2.7.2.2	Dosificación y mezcla del concreto	78
2.7.2.3	Vaciado	78
2.7.2.4	Cemento	79
2.8	Materiales	80
2.9	Diagnóstico de impacto ambiental	81
2.9.1	Geología	82
2.9.2	Capacidad y uso de tierra	82
2.9.3	Riesgos naturales	82
2.9.4	Hidrología	83
2.9.5	Amenazas naturales	83

2.9.6	Descripción del ambiente socio-económico y cultural	84
2.10	Presupuesto	85
2.11	Cronograma	87
<b>CONCLUSIONES</b>		91
<b>RECOMENDACIONES</b>		93
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>		95
<b>APÉNDICE</b>		97

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Ubicación de complejo hospitalario Colinas de Pamplona	5
2.	Planta de distribución de clínicas de consulta externa	15
3.	Diagrama de distribución de áreas	21
4.	Planta típica, distribución de marcos	27
5.	Fuerzas aplicadas, marco dúctil típico sentido Y	29
6.	Fuerzas aplicadas, marco dúctil típico sentido X	29
7.	Marco típico dúctil en sentido y, carga muerta	31
8.	Diagrama de momentos de carga muerta, marco dúctil en sentido Y	36
9.	Diagrama de momentos de carga viva, marco dúctil en sentido Y	36
10.	Diagrama de momentos de fuerza sísmica, marco dúctil en sentido Y	37
11.	Diagrama de envolvente de momentos últimos (kg-m), marco dúctil en sentido Y	38
12.	Diagrama de cortes últimos (kg), marco dúctil en sentido Y	40
13.	Diagrama de momentos carga muerta (kg-m), marco dúctil en sentido X	41
14.	Diagrama de momentos carga viva (kg-m), marco dúctil en sentido X	42

15.	Diagrama de momentos fuerza sísmica (kg-m), marco dúctil en sentido X	42
16.	Diagrama de envolvente de momentos últimos (kg-m), marco dúctil en sentido X	42
17.	Diagrama de cortes últimos (kg), marco dúctil en sentido Y	43
18.	Sección 4, lámina de acero	44
19.	Detalle de sección de losacero	45
20.	Sección de viga y ensamble de losacero	46
21.	Diagrama de momentos últimos de las vigas en sentido Y	47
22.	Esquema de armado en sentido Y	50
23.	Diagrama de fuerzas cortantes	51
24.	Área de influencia de columna crítica	53
25.	Sección de columna	63
26.	Geometría, indicando lados de zapata	64
27.	Planta de efectos de corte	68
28.	Desplante de zapata	70
29.	Detalle de cimentación del panel W	74
30.	Cocido longitudinal de lámina galvanizada	77

## TABLAS

I	Registro de personal	6
II	Registro de pacientes	7
III	Fuerzas por marco en cada nivel, para marcos dúctiles en el sentido X	28
IV	Fuerzas por marco en cada nivel, para marcos dúctiles en el sentido Y	28
V	Cargas admisibles en losacero	46
VI	Áreas de acero en sentido Y	49
VII	Áreas de acero en sentido X	49
VIII	Lista de materiales	80
IX	Lista de precios y cantidades de trabajo	85





## LISTA DE SÍMBOLOS

<b><math>f'c</math></b>	Resistencia especificada a la compresión del concreto.
<b><math>f_y</math></b>	Tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada.
<b><math>p_{bal}</math></b>	Cuantía de armadura que produce condiciones balanceadas de deformación.
<b><math>d</math></b>	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en tracción.
<b><math>M (-)</math></b>	Momento negativo debido a una carga distribuida en la parte superior del elemento.
<b><math>A_s</math></b>	Área de la armadura no pretensada en tracción.
<b><math>W</math></b>	Carga distribuida en la parte superior de un elemento estructural.
<b><math>A_v</math></b>	Área de armadura por corte en una distancia $S$ , o área de armadura por corte perpendicular a la armadura en tracción por flexión en una distancia $S$ para elementos sujetos a flexión.
<b><math>V_n</math></b>	Tensión nominal de corte.

<b>Vu</b>	Esfuerzo de corte mayorado.
$V_{cu}$	Resistencia nominal al corte proporcionado por el concreto cuando se produce el agrietamiento diagonal.
<b>Vu@d</b>	Resistencia nominal al corte proporcionado por el elemento a una distancia d.
<b>S</b>	Separación de la armadura por corte medida en dirección paralela a la armadura longitudinal.
<b>Smax</b>	Separación máxima de la armadura por corte medida en dirección paralela a la armadura longitudinal.
<b>P</b>	Integración total de cargas actuantes en el elemento estructural.
<b>Pu</b>	Resistencia requerida calculada para cargas mayoradas.
<b>Pn</b>	Resistencia nominal (Real) de la sección.
<b>Ast</b>	Área total de armadura longitudinal.
<b>Ag</b>	Área total o bruta de la sección de concreto.

<b><math>\Phi</math></b>	Coeficiente de reducción de resistencia en función del tipo de rotura, el cual es de 0.70 para columnas simples.
<b><math>\partial_s</math></b>	Peso específico del suelo.
<b><math>\partial_c</math></b>	Peso específico del concreto.
<b>Fcu</b>	Factor de carga última.
<b>Az</b>	Área de la zapata.
<b>a</b>	Altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzo definido.
<b>Qdis</b>	Esfuerzo de diseño para zapatas cuadradas.
<b>Qdu</b>	Esfuerzo último de diseño.
<b>Vact</b>	Esfuerzo de corte que actúa en la sección del elemento.
<b>Vr</b>	Esfuerzo de corte resistente de la sección de concreto.
<b>Bo</b>	Perímetro de la sección crítica para losas y zapatas.



## GLOSARIO

<b>Columna</b>	Elemento con una razón entre altura y menor dimensión lateral mayor que tres, usado principalmente para resistir cargas axiales de compresión.
<b>Concreto armado</b>	Concreto estructural armado con no menos de la cantidad mínima de cables de pretensado o armadura no pretensada.
<b>Estribo</b>	Armadura empleada para resistir esfuerzos de corte y de torsión en un elemento estructural; por lo general, barras, alambres o malla electro-soldada de alambre (liso o estriado), y situados en forma perpendicular o en ángulo con respecto a la armadura longitudinal.
<b>Instituto</b>	El Instituto Guatemalteco de Seguridad Social – IGSS-
<b>Muro</b>	Elemento, generalmente vertical, empleado para encerrar o separar espacios.
<b>Puntales</b>	Elementos de apoyo verticales o inclinados diseñados para soportar el peso de los moldajes, concreto y cargas de construcción sobre ellos.

<b>Resistencia de diseño</b>	Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción.
<b>Resistencia nominal</b>	Resistencia de un elemento o una sección transversal, calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia.
<b>Sobrecarga</b>	Son cargas vivas específicas que actúan en un elemento estructural.

## RESUMEN

El Hospital de Rehabilitación ha sido uno de los hospitales que cumple una razón social para los beneficiarios del IGSS, desde el momento que fue constituido como un área para la reincorporación de sus pacientes a la sociedad.

El Hospital de Rehabilitación fue inaugurado el 12 de junio de 1972, en las instalaciones que ocupa actualmente, pero poco a poco ha ido cediendo parte de su área para la rehabilitación a otros hospitales, como el de Gineco-obstetricia, CAMIP y Psiquiatría, con los cuales comparte servicios.

Dada la problemática de espacio, el Instituto tiene que tomar acciones en las cuales se tiene que aprovechar al máximo los espacios con los que se cuenta. Es de hacer notar que las instalaciones ya existentes muestran un deterioro en un 75%, teniendo que realizar reparaciones a corto plazo, sin tener un plan claro a largo plazo para un adecuado mantenimiento preventivo de las instalaciones.

En la División de Mantenimiento del IGSS, la cual es encargada de todos los proyectos de ampliación, se cuenta con todos los registros necesarios para la ubicación de las instalaciones médicas del Instituto, también es donde se realizó la planificación general del proyecto, contando con los recursos necesarios.





## **OBJETIVOS**

### Generales

1. Contar con un área adecuada para el desarrollo de las actividades médicas en el Instituto.
2. Desarrollar un proyecto adecuado a las necesidades del Hospital de Rehabilitación del IGSS.

### Específicos

1. Evitar un hacinamiento de personas en el área de consulta externa, para no tener una mala práctica médica en dicha unidad.
2. Diseñar un módulo de clínicas que venga a cumplir con todas las normas médicas, físicas y constructivas para un área de pacientes en rehabilitación.
3. Lograr que la nueva construcción sea eficiente y adecuada.



## INTRODUCCIÓN

El Instituto Guatemalteco de Seguridad Social “IGSS”, ante sus afiliados, es el encargado de reducir y prevenir los problemas de salud que se presentan por diferentes causas y escenarios; y es responsabilidad del Instituto mantener sus instalaciones en un estado adecuado para la buena práctica de la medicina. El Instituto, cuenta con la División de Mantenimiento, la cual es encargada de mantener estas instalaciones en buen estado.

Muchas de las instalaciones del I.G.S.S., tienen problemas de hacinamiento, por la cantidad de afiliados que llegan, tanto de la ciudad capital, como también del interior de la república; uno de estos casos, es el de la consulta externa del Hospital de Rehabilitación, ubicado en Colinas de Pamplona en zona 12, de la ciudad capital. En esta área es donde se realiza el diagnóstico de cada uno de los afiliados que llegan a ese servicio, dicha área se encuentra en el modulo No. 2 de dicho hospital. En el presente proyecto, se diseñará uná ampliación a dicho módulo, que constará de nueve clínicas nuevas, con todos los servicios que deben instalarse para su buen funcionamiento. También se adecuará un área especial para la colocación de autoclaves, manteniendo siempre la seguridad que conlleva este tipo de aparatos, para evitar incidentes en un futuro.

Esta ampliación se realizará, teniendo siempre en cuenta que el Instituto cuenta con un presupuesto asignado para la elaboración de dichos proyectos, los cuales determinan las dimensiones del proyecto.

## 1. FASE DE INVESTIGACIÓN

### 1.1 Antecedentes históricos

La implantación del régimen del Seguro Social, se inicio el 1 de enero de 1948 mediante la colectiva del riesgo de accidentes de trabajo a favor de los trabajadores, al servicio de empresas que emplean cinco o más personas en el municipio de Guatemala y a los trabajadores del Estado en todo el país. El 1 de octubre de 1948, esta cobertura se extendió para los trabajadores al servicio de empresas particulares, a los departamentos de Guatemala, Quetzaltenango, Escuintla, Sacatepéquez e Izabal.

Se instaló y abrió sus puertas en una casa alquilada en 5 calle 8-30 zona 1, el 20 de enero de 1948.

Durante el año 1968, el Instituto protegió a 397,253 trabajadores afiliados al régimen de seguridad social, los cuales presentaron un aumento de 8.1% con relación a años anteriores.

Cada año, sin interrupción, el Dr. Miguel Ángel Aguilar, Director de la Unidad de Rehabilitación, presentaba a las autoridades un proyecto para la construcción de un edificio adecuado para albergar al Hospital de Rehabilitación de Instituto. Estos proyectos fueron presentados en los años de 1969, 1970 y 1971, ininterrumpidos.

En el año 1972, hubo cambio de autoridades y ocupó la gerencia el señor Francisco Monasterio, y la subgerencia el señor Ernesto Molina, quienes demostraron interés por el proyecto presentado por la dirección del hospital y aprobaron la posibilidad de adquirir un terreno, y hacer las construcciones necesarias ya mencionadas.

Informados de la existencia de un predio propiedad del IRCA, que a la razón adeudaba una fuerte cantidad al Instituto, permitiendo su adquisición.

Después de las inspecciones y trámites de rigor, la compañía de Ferrocarriles hizo entrega por valor relativamente bajo, del predio localizado en Colinas de Pamplona en la zona 12, con una extensión de cinco manzanas y un poco mas en donde era posible construir un magnifico centro de rehabilitación. Inmediatamente después se ordenó el desarrollo de planos y proyectos para hacer la edificación y se nombro al Dr. Miguel Ángel Aguilar como el asesor del proyecto y elaboró todos los planos el Arq. Benjamín de León.

El 15 de agosto de 1972, se conocieron las ofertas recibidas dentro del procedimiento de licitación pública No. 26/72 relativo al movimiento de tierras donde se asentara la estructura y posteriormente los correspondientes: cimientos, muros, columnas, instalaciones y piso, tabiques, cielo falso, puertas de madera y urbanización.

El conjunto de adjudicación para la construcción del Hospital de Rehabilitación, fue ratificada por la Junta Directiva por un total de Q 702,474.21.

#### Inicio de labores

Habiéndose aprobado todos los trámites para iniciar trabajos, los cuales comenzaron con el despliegue de maquinaria para nivelar terreno el día 14 de noviembre de 1972 a las 10:00 de la mañana.

Después de los discursos de rigor y de la alocución del director de la unidad quien estaba sumamente gozoso por el éxito obtenido, la maquinaria empezó a movilizar la tierra y se dio por hincado el trabajo del programa.

El proyecto consta de 10 unidades de construcción, distribuidas así:

Administración, admisión y vestidores.

Terapia de cubículo, gimnasia y pediatría.

Gimnasio e hidroterapia colectiva.

Talleres de orientación profesional y prótesis.

Encajamiento de parapléjicos.

Encajamiento para rehabilitación.

Encajamiento para hospedaje y convalecencia.

Servicios generales.

La serie de edificios contemplaba un área de 7,830 metros cuadrados sin constar con lo referente a urbanización que comprende jardines y áreas para uso de actividades purgante de rehabilitación, así como jardines para terapia de la locomoción, áreas de prácticas agrícolas, áreas para polígonos de tiro con arco y flecha, jardines específicos para parapléjicos, amputados, etc. y dos campos de básquetbol.

### Inauguración

El 12 de junio de 1974, se declara solemnemente inaugurado el nuevo edificio del Hospital de Rehabilitación del IGSS, el cual fue aceptable, no solo por la forma en que fue construido por solidez, la seguridad de sus instalaciones, etc. sino también el bajo costo de construcción del mismo.

Una semana después se inicia el traslado de equipos y pacientes a las nuevas instalaciones de Pamplona el 10 de agosto y se continúa el movimiento el resto del año. El traslado se hizo realidad en forma oficial el lunes 10 de marzo de 1975.

En el año 1976 el 4 de febrero un violento terremoto sacude toda la República y muchos de los hospitales, especialmente el hospital de Gineco obstetricia, el materno infantil, hospital general y el hospital de traumatología, fueron sacudidos por el sismo, y se vieron en peligro de caer, cientos de pacientes fueron trasladados de estos hospitales a las instalaciones del hospital de Rehabilitación, que ofrecía mayor seguridad para esta clase de movimientos sísmicos, dada su construcción y la firmeza con que estaba edificado.

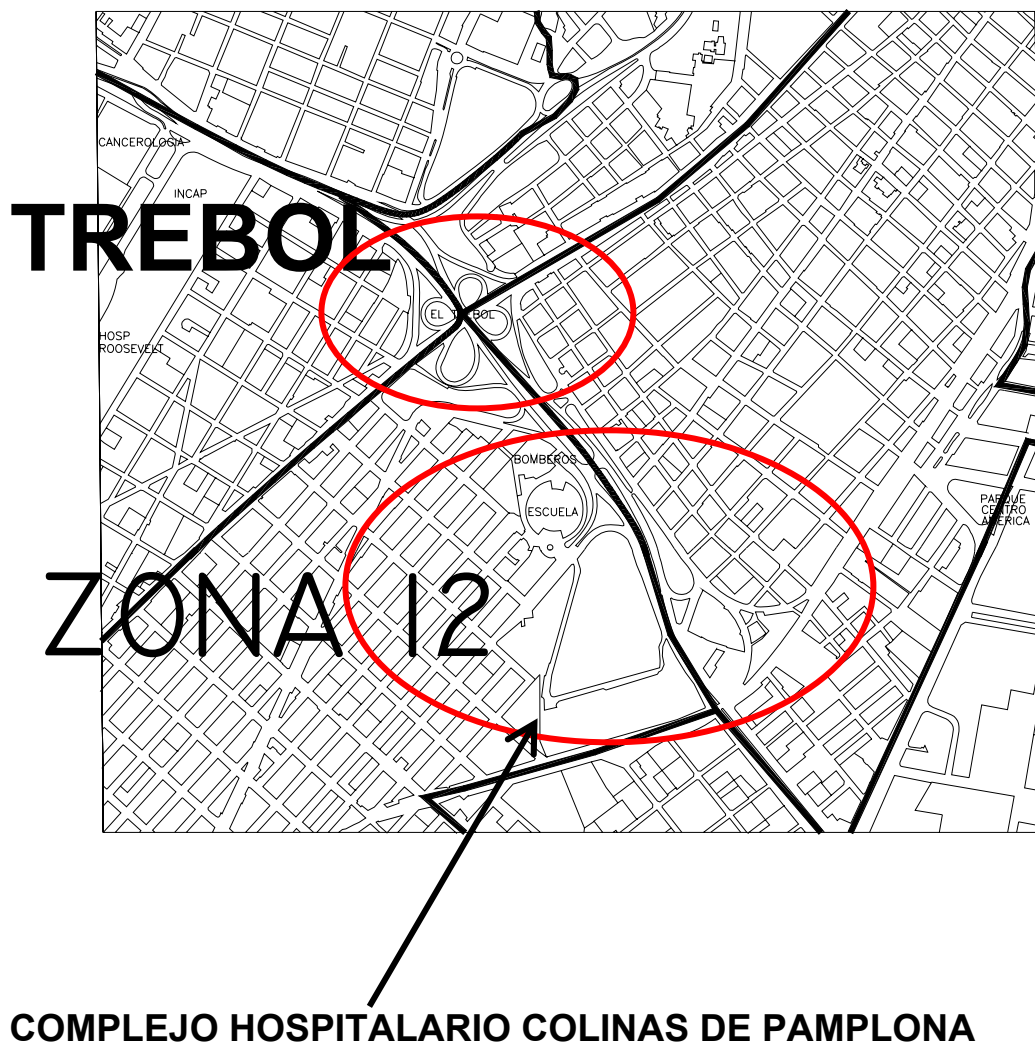
Se atendió durante seis meses a cientos de pacientes provenientes de las otras unidades médicas y del interior de la república, dándose gratuitamente todos los servicios que fueron posibles, multiplicándose los servicios hasta finales del mes de agosto del año de 1976.

Una vez instalados parte de los servicios correspondientes, el hospital de Gineco obstetricia, se quedó definitivamente, en las instalaciones del hospital de Rehabilitación, quien nuevamente sufre por esta situación y hasta la fecha no ha recuperado el espacio pedido, volviendo a ser nuevamente un problema insalvable para el desarrollo eficaz del programa, que necesita urgentemente ese espacio para atender la creciente demanda de servicios de rehabilitación.

## 1.2 Aspectos físicos

### 1.2.1 Ubicación geográfica

**Figura 1. Ubicación de complejo hospitalario Colinas de Pamplona**





### 1.2.2 Límites y colindancias

Actualmente en el área en que se ubica el Hospital de Rehabilitación, también se encuentran los hospitales de Gineco-obstetricia, Psiquiatría y el centro de atención médica e integral de pensionados (CAMIP). Esta área cuenta con una superficie de 82,592.8280 m<sup>2</sup>, que fue otorgado por Ferrocarriles de Guatemala (FEGUA), y cuenta con las siguientes colindancias:

Al norte con el Boulevard Liberación

Al sur con terrenos privados

Al este con la 14 Av. Zona 12

Al oeste con la línea férrea y la calzada Atanasio Tzul.

### 1.2.3 Población

Dentro de la población, en el hospital de Rehabilitación existen dos tipos, los cuales son: trabajadores de la institución y afiliados del Instituto. Dentro de la población de trabajadores existen a la fecha los siguientes datos:

**Tabla I. Registro de personal**

SERVICIO	TOTAL PERSONAL
Farmacia y bodega	10
Carpintería	4
Terapia del habla	3
Terapia ocupacional	11
Alimentación	22
Servicios varios	34
Lavandería	6
Ropería	3

Psicología	4
Mantenimiento	4
Fisioterapia	46
Taller de prótesis y ortesis	20
Administrativo	39
Laboratorio clínico	3
Rayos X	1
Enfermería	89
Médicos	17
Médicos Residentes	6
<b>TOTAL</b>	<b>322</b>

Fuente: Hospital de Rehabilitación IGSS.

Dentro de la población de afiliados existen los pacientes internos y externos; los pacientes internos son aquellos que por causas médicas no se pueden movilizar tan fácilmente o por el tipo de terapia que esto conlleva, la mayoría de los pacientes internos se encuentran por causa de desmembración de algún miembro de su cuerpo y también se encuentran pacientes por hospedaje y convalecencia. Estos se encuentran distribuidos de la siguiente manera:

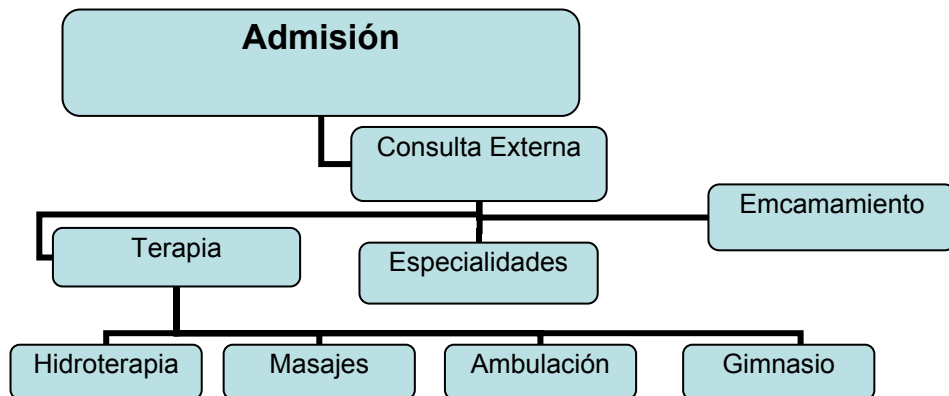
**Tabla II. Registro de pacientes**

TIPO DE PACIENTE	CANTIDAD
Grandes traumatizados	51
Rehabilitación general	105
Sala de mujeres	12
Hospedaje	36
<b>TOTAL</b>	<b>204</b>

Fuente: Hospital de Rehabilitación IGSS.

La población de afiliados de pacientes externos, son aquellos que llegan a sus terapias día a día, llevando un estricto control para realizar las

diferentes etapas de rehabilitación, según el tipo de lesión que tengan. El proceso se lleva de la siguiente manera:



**Admisión:** es el área en la cual se ingresa a los pacientes al hospital, ubicándolas en las diferentes clínicas de consulta externa que se tienen, en esta área se recibe un promedio de 40 pacientes por día.

**Consulta Externa:** en las diferentes clínicas que existen llegan un promedio de 300 pacientes, ya sea de admisión como también citas programadas.

**Especialidades:** dentro de las especialidades existe ultrasonido, odontología, rayos X, psiquiatría y electroterapia.

**Terapia:** en esta área llegan aproximadamente 570 pacientes a cada una de ellas, ya que cada terapia consta de treinta minutos a una hora.

En general, la cantidad de pacientes externos que se atienden en el hospital de rehabilitación es de 800 pacientes diariamente, lo cual sobrepasa la cantidad con la que se diseñó el hospital en un principio,

provocando así un hacinamiento durante todo el día en las diferentes áreas con las que cuenta el hospital.

#### 1.2.4 Clima

##### 1.2.4.1 Características climáticas:

La zona es la que inicia el altiplano guatemalteco, clima agradable por las condiciones de temperatura y humedad, aunados por el paisaje de alto valor estético.

##### 1.2.4.2 Precipitación:

La dinámica de la precipitación anual se establece entre 1,000 y 2,000 mm. se detectan dos épocas bien definidas durante el año de acuerdo al grado de incidencia de días de lluvia; época seca de noviembre a abril y época lluviosa el resto de meses.

El número de ocurrencias de días es variable de acuerdo a la localización de los distintos lugares donde ocurre la zona de vida, dicha variabilidad ha sido establecida en los rangos siguientes: época seca de 0 a 9 días, mientras que en la época lluviosa va de 10 a 26 días. El número total de días de lluvia durante el año es de 65 a 177.1

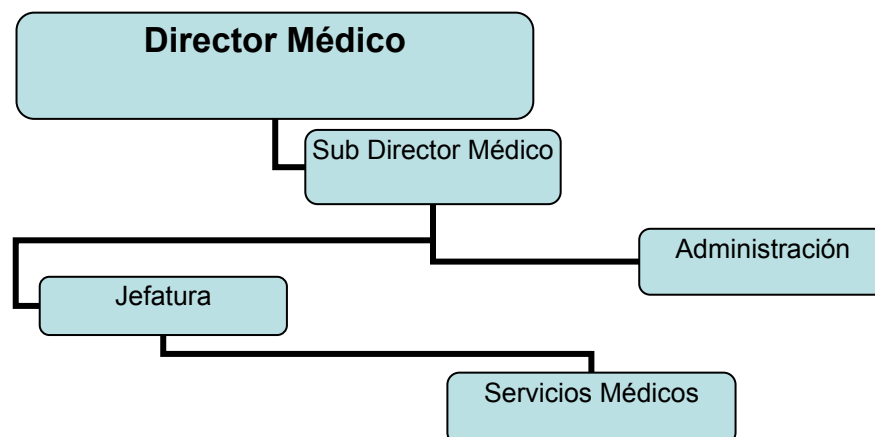
### 1.2.5 Temperatura

Las temperaturas promedio anuales van de 12° C. a 17.5/18° C. Los promedios de temperatura más altos se presentan de abril a septiembre y los más bajos de diciembre a febrero. Los promedios anuales de máxima y mínima van entre 23° y 29° C. y 8° y 16° C.

La ocurrencia de dichos promedios en sus valores altos y bajos siguen la tendencia de la temperatura promedio anuales. Las temperaturas absolutas máximas y mínimas entre los rangos de 27° a 35° C. y de 0° a 12° C. Esta condición de temperaturas mínimas favorece la incidencia de heladas en los meses más fríos del año.

### 1.2.6 Organización administrativa

Los servicios médicos se encuentran organizados de la siguiente manera:



Director: es el encargado de velar por el funcionamiento del hospital, tanto financieramente como médicamente, este tiene una función muy importante, ya que es el enlace entre oficinas centrales y la unidad médica.

Jefatura: este es el que dirige, coordina, supervisa y planifica todos los servicios de rehabilitación en el Instituto dependiendo siempre de médicos fisiatras.

Servicios médicos: estos servicios son dirigidos por cada jefatura, dentro de los distintos servicios se tienen: rehabilitación médica, medicina física, enfermería, terapia física, terapia del habla, terapia ocupacional, terapia recreativa y deportiva, talleres de prótesis, servicio social y reorientación profesional.

#### 1.2.7 Evaluación de servicios existentes

Actualmente el área de consulta externa se encuentra en el módulo No. 2 del Hospital de Rehabilitación, esta área cuenta con 12 clínicas de consulta, área de Rayos X, área administrativa, sala de espera, teléfonos, sistema de voceo y dos servicios sanitarios para el área de consulta externa.

#### Abastecimiento de agua

La fuente de suministro de agua potable y sus requerimientos para Las actividades a realizarse se obtendrá de EMPAGUA.

#### Drenajes de aguas servidas y pluviales alcantarillado

Se utiliza sistema separativo de aguas negras y pluviales con su candela domiciliar.

### Energía eléctrica

La energía la provee EMPRESA ELÉCTRICA S.A., para todo el complejo hospitalario de Colinas de Pamplona por medio de bancos de transformadores de corriente trifásica.

### Vías de acceso

El acceso peatonal se puede hacer por el Boulevard Liberación y la 14 Av. Zona 12; el acceso de automotores se puede realizar únicamente por el Boulevard Liberación y la salida es únicamente por la 14 Av. de la zona 12.

### Transporte público

Existen buses urbanos y extraurbanos, como medio de transporte colectivo del sistema, que circulan por vías que son altamente utilizadas diariamente por los automotores, entre ellas el Boulevard Liberación que es una de las arterias más transitadas, según la municipalidad de Guatemala.

## 1.2.8 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios e infraestructura de la institución

### 1.2.8.1 Descripción de las necesidades

La consulta externa del Hospital de Rehabilitación del I. G. S. S. cuenta con una sobrepoblación, dando como efecto una atención inadecuada a los pacientes; se tienen actualmente 12 clínicas de consulta, las cuales deben de ser utilizadas por 17 diferentes médicos especialistas, teniendo que compartir las clínicas ya existentes. En las horas de mas afluencia, el área designada para sala de espera

llega a saturarse de tal manera que provoca un hacinamiento por la cantidad de personas que permanecen en dicho lugar.

#### 1.2.8.2 Factibilidad técnica

La razón de realizar una ampliación adyacente a la estructura ya existente, es porque al realizar un replanteo de toda el área de consulta externa conllevaría gastos extras de movilización de personal y equipo; dentro del complejo hospitalario de colinas de Pamplona, no existiría un área adecuada para realizar este tipo de movilización.

#### 1.2.8.3 Justificación socioeconómica

En semejanza a la situación del país, la economía informal, absorbe más del 65% de los empleos de la economía nacional, es decir no se cuenta con un contrato que se extienda por un tiempo considerable, lo que provoca que la ampliación de los servicios médicos, generen puestos de empleo estables, con contratos indefinidos, a mediano y largo plazo, y que de acuerdo a la oferta de empleos en la economía del país, que además cuente con un flujo de efectivo adecuado, proporcione estabilidad económica a varias familias, a través de la generación de empleos directos.

El I.G.S.S. como institución exige el desarrollo, prestación de servicios médicos y proporcionar el acceso a medicamentos para sus afiliados y beneficiarios, lo que se vuelve sinérgico con los esfuerzos que hace el gobierno central para hacer llegar servicios médicos y medicinas a personas necesitadas, en este caso de la población



económica activa, goza de esta prestación establecida en ley, pero facilita la satisfacción de una necesidad básica como lo es la salud humana.

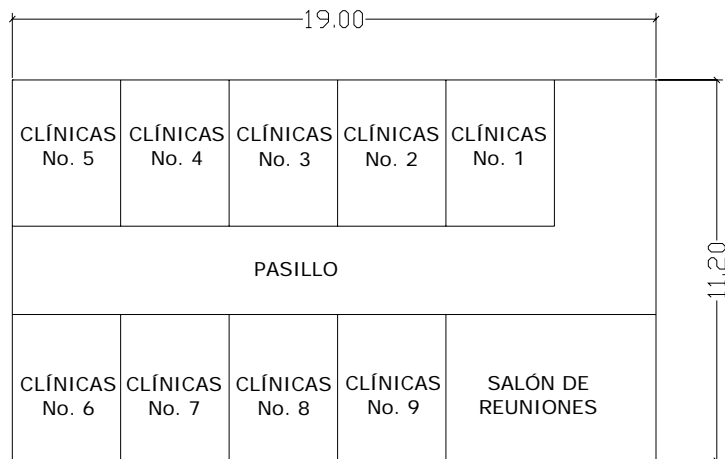
## 2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

### 2.1 Descripción del proyecto

En las instalaciones del Hospital de Rehabilitación se realizará la ampliación de la consulta externa, la cual tendrá un área aproximada de 298.81 m<sup>2</sup> de construcción, ubicando las nuevas instalaciones en la parte posterior del módulo No. 2 de consulta externa, ya que por accesibilidad a los servicios existentes dentro de las instalaciones se pudo constatar la mejor ubicación para dicho proyecto.

Se determinó dentro de la ampliación, la ubicación de nueve (9) clínicas para consulta, un salón de conferencias, y un área adyacente para la colocación de tres autoclaves con servicios de entrada y salida de material esterilizado.

**Figura 2. Planta de distribución de clínicas de consulta externa**



El tipo de estructura que se utilizará para la construcción, serán marcos dúctiles, con nudos rígidos, los cuales estarán diseñados para asegurar la estructura contra sismo y que sea funcional en condiciones de servicio.

La resistencia de una estructura depende de las resistencias de los materiales que la conforman. Las resistencias reales de los materiales no se pueden conocer en forma precisa y por tanto constituyen una variable aleatoria, también dependerá del cuidado que se tenga en la construcción, lo cual a su vez refleja la calidad de la supervisión y de la inspección; para dicha estructura los materiales que se utilizaran serán: concreto de  $210 \text{ Kg/cm}^2$  y acero de  $2810 \text{ Kg/cm}^2$  (grado 40).

## 2.2 Área disponible

En el lugar se realizó, una nivelación con nivel de manguera, con este se obtuvo las curvas de nivel del terreno, ver planos (No. 2).

## 2.3 Calidad del suelo

El tipo de suelo, que se encuentra en el lugar es descrito en el estudio de impacto ambiental, solicitado por el Instituto Guatemalteco de Seguridad Social (IGSS); realizado en el año 2005, para el traslado de clínicas de zona 9 al complejo de zona 13. Este estudio muestra lo siguiente: que el área se encuentra sobre una capa de grano bien distribuido, tendiendo esto a mejorar sus condiciones mecánicas, su granulometría presenta una arena limosa con índice plástico igual a cero o tendiendo a este, dependiendo de la cantidad de limo, su capacidad de soporte está también en promedio de  $22 \text{ T/m}^2$ . En su parte superior de aproximadamente 0.40 m. a 1.00 metros se tiene un material limo

arcilloso (talpetate), este es producto de la intemperización y meteorización de la capa. Su porosidad primaria es buena, ya que se tiene un buen porcentaje de arena, su porosidad secundaria es baja por su contenido de limo.

En este tipo de suelo no se encuentra humedad en su parte baja, pues en la parte superior el talpetate, si se puede encontrar bastante humedad, recordando que es limo arcilloso.

Sus niveles freáticos son profundos, deben de estar entre 800 pies a 1000 pies, en promedio, aguas que se encuentran en las lavas fracturadas.

Los suelos del área, son desarrollados a partir de materiales volcánicos, principalmente piro plásticos, constituidos por cenizas volcánicas.

#### 2.4 Movimientos de tierras

Los hospitales cuentan con una serie de normas para su diseño, algunas de esas normas son coherentes al momento de pensar en el diseño de uno de ellos, tal es el caso de un área para un hospital de rehabilitación donde se espera a pacientes con problemas de movilidad, ya sea en silla de ruedas, muletas o algún otro aparato que sirva para su movilidad.

Según los datos de la altimetría tomada del lugar, este mostraba una pendiente considerable como para pensar en realizar una rampa de acceso, que tendría que cumplir con una pendiente mínima del 12% para lograr una aceptación dentro de los límites, y teniendo que el área prevista para el proyecto, no era lo suficiente para desarrollar la rampa de acceso hacia la ampliación, fue necesario realizar un corte. Ver plano (No. 3).

Como se muestra en los planos adjuntos al documento, en el plano de secciones transversales se encontró el área de cada uno de los perfiles y multiplicándolo con la distancia de influencia de cada uno de ellos se pudo encontrar el volumen de tierra que se removerá del lugar.

El volumen de corte es el siguiente:

$$\text{Área sección E 00+003} = 13.045 \text{ m}^2$$

Distancia de influencia: 9.00 m.

$$\text{Área sección E 00+015} = 13.730 \text{ m}^2$$

Distancia de influencia: 10.50 m.

$$\text{Área sección E 00+024} = 10.935 \text{ m}^2$$

Distancia de influencia: 7.5 m.

$$\text{Volumen 1: } 13.045 \text{ m}^2 \times 9.00 \text{ m} = 117.405 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen 1: } 13.730 \text{ m}^2 \times 10.5 \text{ m} = 144.165 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen 1: } 10.935 \text{ m}^2 \times 7.50 \text{ m} = 82.0125 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total} = \mathbf{343.5825 \text{ m}^3}$$

## 2.5 Análisis estructural

El análisis estructural se realizará por medio del método de Kani, el cual integra las cargas muertas, vivas y de sismo, formando así una envolvente cuando reaccionan todas las cargas y escoge los momentos mas críticos que se puedan presentar.

### 2.5.1 Predimensionamiento estructural

Predimensionar la estructura es dar medidas preliminares a los elementos que la componen, los cuales serán utilizados en la estructura para soportar las cargas aplicadas. Para predimensionar adecuadamente, existen varios métodos analíticos y recomendaciones de códigos de construcción, como los que se describen a continuación.

**Columnas:** para predimensionar las columnas el código ACI recomienda que la sección mínima para una columna estructural sea de 0.20\*0.20 mts, por razones de seguridad, se propone una columna de 0.25\*0.25 mts.

**Vigas:** para predimensionar vigas, el método utilizado determina el peralte o altura de la viga, el cual depende de la luz que cubra la viga, la base de la viga queda a criterio del diseñador, el cual no debe ser mayor que la sección de la columna; según el código ACI, la altura mínima de vigas no pretensadas es  $L/21$ , donde L es la luz máxima, otro criterio es aplicar ocho centímetros de peralte por cada metro de luz, es decir  $0.08 * 4.17 = 0.33$  metros; quedando la viga de 0.35 mts, con una base de 0.20 mts.

### 2.5.2 Cargas aplicadas a los marcos dúctiles

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en tres grandes categorías: cargas muertas, vivas y ambientales.

Las cargas muertas son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Generalmente, la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura.

Las cargas vivas consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios y de tránsito en puentes. Estas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y pueden cambiar de ubicación.

Las cargas ambientales consisten principalmente en cargas de nieve, presión y succión de viento, cargas sísmicas (fuerzas inerciales causadas por movimientos sísmicos), presión del suelo en las porciones subterráneas de estructuras.

**Carga muerta (CM)**

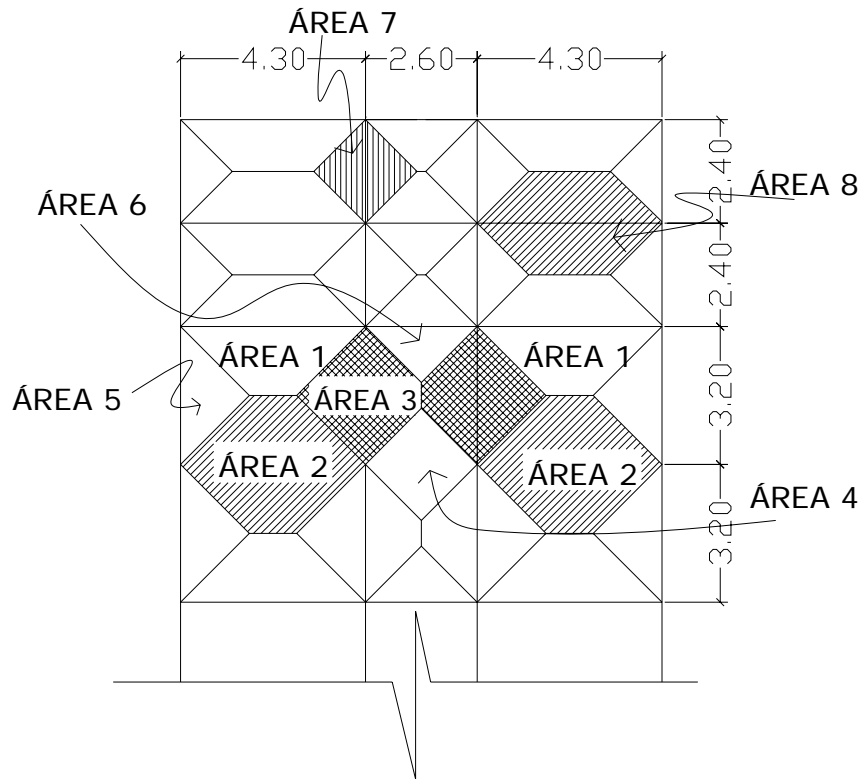
Peso del concreto 2400 Kg/m<sup>3</sup>  
Peso de acabados 60 Kg/m<sup>2</sup>  
Piso 150 Kg/m<sup>2</sup>

**Carga viva (CV)**

\* Techo 391.21 Kg/m<sup>2</sup>  
(carga para techo accesible)

\* referencia: Sociedad Americana de Ingeniería Civil, Arthur H. Nilson. Diseño de Estructuras de concreto. Duodécima edición. McGraw Hill. 1999. pag 10.

**Figura 3. Diagrama de distribución de áreas**



Área 1 =  $4.32 \text{ m}^2$

Área 2 =  $8.64 \text{ m}^2$

Área 3 =  $5.03 \text{ m}^2$

Área 4 =  $3.38 \text{ m}^2$

Área 5 =  $2.56 \text{ m}^2$

Área 6 =  $1.69 \text{ m}^2$

Área 7 =  $2.88 \text{ m}^2$

Área 6 =  $7.44 \text{ m}^2$



## Distribución de cargas por área

### Área 1

$$\text{Carga viva} = \frac{4.32 \text{ m}^2 * 391.21 \text{ kg/m}^2}{4.3 \text{ m}} = \mathbf{393.03 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Carga muerta} = \frac{213.54 \text{ kg/m}^2 * 4.32 \text{ m}^2}{4.3 \text{ m}} + 168 \text{ kg/m} = \mathbf{214.53 \text{ kg/m}}$$

### Área 2

$$\text{Carga viva} = \frac{8.64 \text{ m}^2 * 391.21 \text{ kg/m}^2}{4.3 \text{ m}} = \mathbf{786.06 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Carga muerta} = \frac{213.54 \text{ kg/m}^2 * 8.64 \text{ m}^2}{4.3 \text{ m}} + 168 \text{ kg/m} = \mathbf{597.06 \text{ kg/m}}$$

### Área 3

$$\text{Carga viva} = \frac{5.03 \text{ m}^2 * 391.21 \text{ kg/m}^2}{3.2 \text{ m}} = \mathbf{614.93 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Carga muerta} = \frac{213.54 \text{ kg/m}^2 * 5.03 \text{ m}^2}{3.2 \text{ m}} + 168 \text{ kg/m} = \mathbf{503.65 \text{ kg/m}}$$

### Área 4

$$\text{Carga viva} = \frac{3.38 \text{ m}^2 * 391.21 \text{ kg/m}^2}{2.6 \text{ m}} = \mathbf{508.57 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Carga muerta} = \frac{213.54 \text{ kg/m}^2 * 3.38 \text{ m}^2}{2.6 \text{ m}} + 168 \text{ kg/m} = \mathbf{445.60 \text{ kg/m}}$$

### Área 5

$$\text{Carga viva} = \frac{2.56 \text{ m}^2 * 391.21 \text{ kg/m}^2}{3.2 \text{ m}} = \mathbf{312.96 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Carga muerta} = \frac{213.54 \text{ kg/m}^2 * 2.65 \text{ m}^2}{3.2 \text{ m}} + 168 \text{ kg/m} = \mathbf{344.84 \text{ kg/m}}$$

### Área 6

$$\text{Carga viva} = \frac{1.69 \text{ m}^2 * 391.21 \text{ kg/m}^2}{2.6 \text{ m}} = \mathbf{254.28 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Carga muerta} = \frac{213.54 \text{ kg/m}^2 * 1.69 \text{ m}^2}{2.6 \text{ m}} + 168 \text{ kg/m} = \mathbf{306.80 \text{ kg/m}}$$

### Área 7

$$\text{Carga viva} = \frac{2.88 \text{ m}^2 * 391.21 \text{ kg/m}^2}{2.4 \text{ m}} = \mathbf{469.45 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Carga muerta} = \frac{213.54 \text{ kg/m}^2 * 2.88 \text{ m}^2}{2.4 \text{ m}} + 168 \text{ kg/m} = \mathbf{424.24 \text{ kg/m}}$$

### Área 8

$$\text{Carga viva} = \frac{7.44 \text{ m}^2 * 391.21 \text{ kg/m}^2}{4.17 \text{ m}} = \mathbf{697.98 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Carga muerta} = \frac{213.54 \text{ kg/m}^2 * 7.44 \text{ m}^2}{4.17 \text{ m}} + 168 \text{ kg/m} = \mathbf{548.99 \text{ kg/m}}$$

## 2.5.3 Cálculo del peso de la estructura

$$\text{CM: } W_{\text{losa}} = W_{\text{lamina}} = 9.54 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{\text{concreto}} = 0.085 \text{ m}^3/\text{m}^2 * 2400 \text{ kg/m}^3 = 204 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{losa total}} = 66,331.93 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = 0.20 \text{ m} * 0.35 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 144 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 144 \text{ kg/m} * 161.6 \text{ mL}$$

$$W_{\text{viga}} = 23,270.4 \text{ kg}$$

$$W_{col.} = 0.25 \text{ m} * 0.25 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 * 128 \text{ mL}$$

$$W_{col.} = 19,200 \text{ kg}$$

$$\text{Total CM} = 108,802.33 \text{ kg.}$$

Peso total de la estructura

$$W_{total} = \text{CM}$$

$$W_{total} = 108,802.33 \text{ kg}$$

#### 2.5.4 Cálculo del Corte Basal

$$V = ZIKCSW$$

Z: coeficiente de riesgo sísmico.

S: depende del tipo de suelo a cimentar.

W: peso de la estructura.

C: depende de la flexibilidad de la estructura.

I: este es el factor de importancia después del sismo.

K: depende del tipo de estructura seleccionada.

T: es el tiempo que necesita la estructura para una vibración.

Z = 1, por ser una zona altamente sísmica.

I = 1.5, para estructuras de uso público como hospitales.

K = 0.8, marcos dúctiles.

$$C = 1/(15\sqrt{t}) \leq 0.12 \text{ donde } C \text{ no puede ser mayor que } 12$$

$$t = 0.09h/\sqrt{b}$$

h: altura del edificio (m)

b: lado del edificio paralelo a la acción del sismo que se está considerando.

$$t_x = 0.09h/\sqrt{23.8} = 0.07$$

$$t_y = 0.09h/\sqrt{11.34} = 0.11$$

$$t = 0.11$$

$$C = 1/(15\sqrt{0.11}) = 0.20 > 0.12 \text{ por lo que se utiliza } 0.12$$

S: depende del tipo del suelo a cimentar (resonancia del suelo), comprendida entre;  $1.00 \leq S \leq 1.50$ , teniendo la limitación:

$$CS \leq 0.14$$

$$S \leq 0.14/C = 1.17$$

$$V = 1.00*1.00*0.80*0.12*1.17 * W$$

$$V = 0.11 W$$

$$V = 0.11 (108,802.33)$$

$$\mathbf{V = 11,968.25 \text{ kg.}}$$

- **Fuerza por nivel**

Se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$F_{ni} = \frac{(V - F_t) * W_{Hi}}{\sum W_i H_i}$$

Donde:

F<sub>ni</sub> = fuerza por nivel

V = corte basal

F<sub>t</sub> = fuerza de techo, cuando t (período natural de vibración) es menor que 0.25, F<sub>t</sub> = 0.00, sino se calcula F<sub>t</sub> = 0.07 \* t \* V

W = peso propio de la estructura

W<sub>i</sub> = peso propio de la estructura

H<sub>i</sub> = altura medida desde la cimentación al nivel considerado

Cálculo de  $F_n$  respecto al eje X

Como  $t_x = 0.12 \leq 0.25$ , entonces  $F_{t_x} = 0.00$

$$F_{n_x} = \frac{(11,968.25 - 0) * 108,802.33 * 4.00}{108,802.33 * 4.00} = 11,968.25 \text{ kg}$$

$$F_{n_y} = \frac{(11,968.25 - 0) * 108,802.33 * 4.00}{108,802.33 * 4.00} = 11,968.25 \text{ kg}$$

- **Fuerzas por marco**

Se aplican las fórmulas siguientes:

$$FM = FM' + FM''$$

Donde  $FM' = \frac{R * F_{ni}}{\sum R_i}$  y

$$FM'' = \frac{e * F_{ni}}{\frac{\sum R_i * d_i^2}{R_i * d_i}}$$

$$e = C_m - CR$$

$$CR = \frac{\sum R_i * d_i}{\sum R_i}$$

$$e_{\text{minimo}} = 0.05 * \text{altura total del edificio}$$

Donde:

$R_i$  = Rigidez del marco

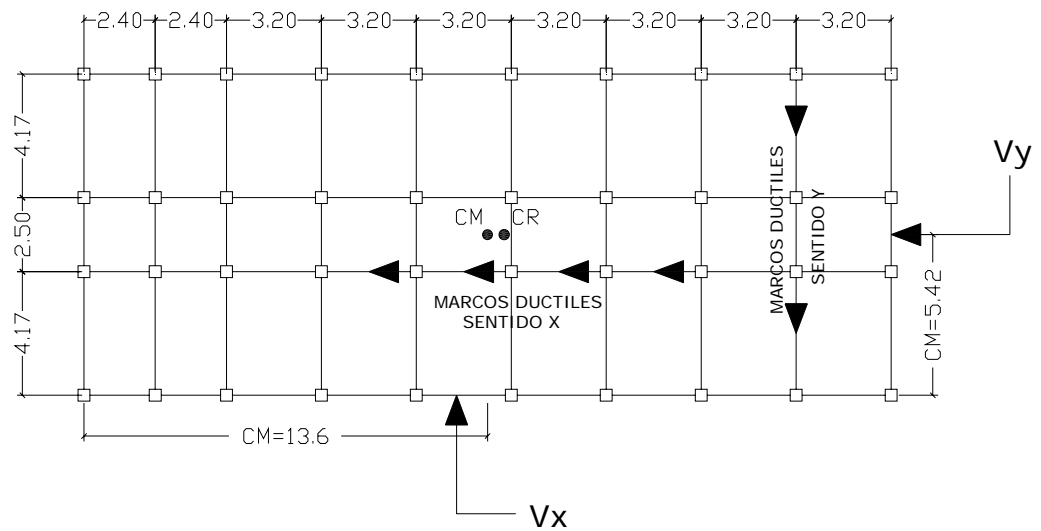
$D_i$  = distancia de CR a marco considerado

$e$  = excentricidad

$C_m$  = centro de masa

CR = centro de rigidez

**Figura 4. Planta típica, distribución de marcos**



$$CR_y = \frac{1 \cdot 10.84 + 1 \cdot 6.67 + 1 \cdot 4.17 + 1 \cdot 0}{1+1+1+1} = 5.42 \text{ m}$$

$$CR_x = \frac{1(141.6)}{1(10)} = 14.16 \text{ m}$$

$$Cm_x = 27.2/2 = 13.6 \text{ m} \quad Cm_y = 10.84/2 = 5.42 \text{ m}$$

$$e_x = 13.6 - 14.16 = 0.56 \text{ m}$$

$$e_y = 5.42 - 5.42 = 0 \text{ m}$$

$$e_{\min} = 0.05 \cdot 4.00 = 0.20 \text{ m}$$

De las excentricidades que se calcularon, se toma la mayor de ellas, en este caso se toma la de 0.56 m, y se procede a calcular los datos siguientes.

$$FM' = \frac{1 * 11,968.25}{10} = 1,196.83 \text{ kg.}$$

$$FM'' = \frac{0.56 * 11,968.25}{\frac{795.968}{14.16}} = 119.23 \text{ kg.}$$

$$FM = FM' + FM'' = 1,196.83 + 119.23 = 1,316.06 \text{ kg.}$$

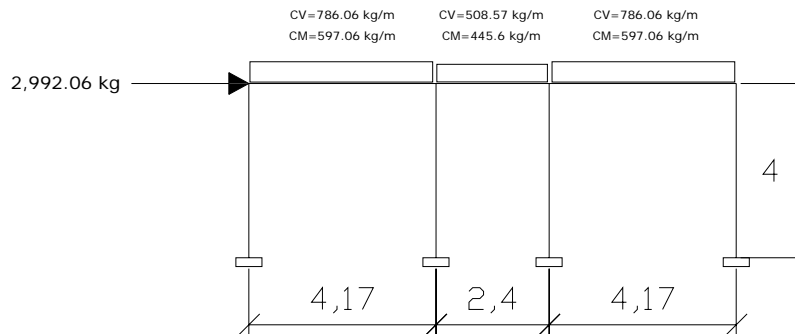
**Tabla III. Fuerzas por marco, en cada nivel, para marcos dúctiles, en el sentido X.**

MARCO	r1	d1	R1d1	R1d1^2	FM'	FM''	FMniv1
1	1	14.16	14.16	200.5056	1196.83	119.23	<b>1316.06</b>
2	1	11.76	11.76	138.2976	1196.83	99.02	1295.85
3	1	9.36	9.36	87.6096	1196.83	78.81	1275.64
4	1	6.16	6.16	37.9456	1196.83	51.87	1248.7
5	1	2.96	2.96	8.7616	1196.83	24.92	1221.75
6	1	-0.24	-0.24	0.0576	1196.83	-2.02	1194.81
7	1	-3.44	-3.44	11.8336	1196.83	-28.96	1167.87
8	1	-6.64	-6.64	44.0896	1196.83	-55.91	1140.92
9	1	-9.84	-9.84	96.8256	1196.83	-82.85	1113.98
10	1	-13.04	-13.04	170.0416	1196.83	-109.8	1087.03
$\Sigma =$	10			$\Sigma =$ 795.968			

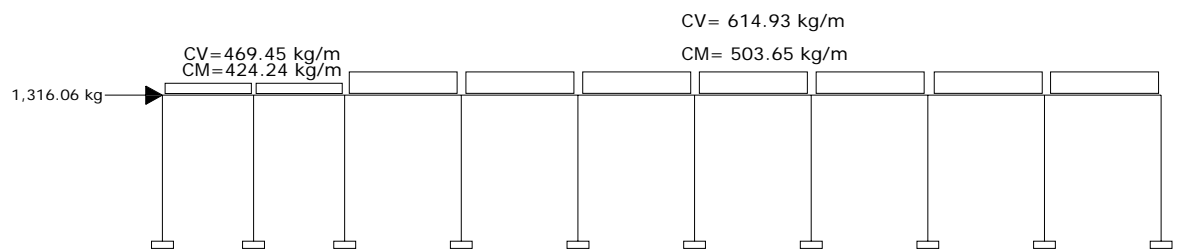
**Tabla IV Fuerzas por marco, en cada nivel, para marcos dúctiles, en el sentido Y.**

MARCO	R1	d1	R1d1	R1d1^2	FM'	FM''	FMniv1
1	1	5.42	5.42	29.3764	2992.06	0	<b>2992.06</b>
2	1	1.25	1.25	1.5625	2992.06	0	2992.06
3	1	1.25	1.25	1.5625	2992.06	0	2992.06
4	1	5.42	5.42	29.3764	2992.06	0	2992.06
$\Sigma =$	14			$\Sigma =$ 857.8458			

**Figura 5. Fuerzas aplicadas, marco dúctil típico sentido Y.**



**Figura 6. Fuerzas aplicadas, marco dúctil típico sentido X.**



### 2.5.5 Análisis de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos por el método de Kani

- ◆ **Cálculo de momentos fijos ( $MF_{ik}$ )**, estos se calculan cuando existen cargas verticales.
- ◆ **Cálculo de momentos de sujeción ( $M_s$ )**, estos se calculan cuando existen cargas verticales.

$$M_s = \sum MF_{ik}$$

- ◆ **Determinación de fuerzas de sujeción ( $H$ )**, estas se calculan cuando se hace el análisis de las fuerzas horizontales al marco dúctil unido con nudos rígidos.



$H = FM_{\text{nivel}}$  (fuerzas por marco del nivel n, del análisis sísmico)

- ◆ **Cálculo de la fuerza cortante en el piso ( $Q_n$ )**, se calcula cuando se realiza el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil.

$$Q_n = \Sigma H$$

- ◆ **Cálculo de momentos de piso ( $M_n$ )**, estos se calculan cuando se realiza el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil.

$$M_n = \frac{Q_n * h_n}{3} \quad h_n = \text{altura del piso "n"}$$

- ◆ **Cálculo de rigidez de los elementos ( $K_{ik}$ )**

$$K_{ik} = I / L_{ik}$$

I: inercia del elemento  
L: longitud del elemento

- ◆ **Cálculo de factores de giro o coeficiente de reparto ( $\mu_{ik}$ )**

$$\mu_{ik} = -1/2 * K_{ik} / \Sigma K_{in}$$

- ◆ **Cálculo de factores de corrimiento ( $V_{ik}$ )**, estos se calculan cuando hay ladeo causado por asimetría en la estructura o cuando se hace el análisis con la fuerza horizontal aplicada al marco dúctil.

$$V = -3/2 * K_{ik} / \Sigma K_{in}$$

- ◆ **Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra ( $M_{ik}$ )**

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$$

◆ **Cálculo de los momentos positivos en vigas ( $M_{ik(+)}$ )**

$$M_{ik(+)} = WL^2/8 - (M_{i(-)} + M_{k(-)})/2$$

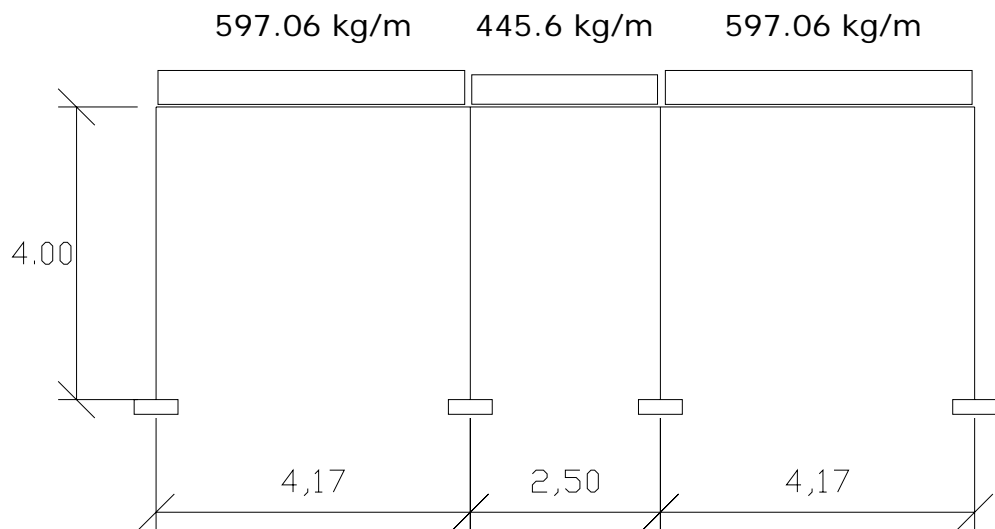
donde:

$M_{i(-)}$  = Momento negativo de la viga en el extremo del lado izquierdo

$M_{k(-)}$  = Momento negativo de la viga en el extremo del lado derecho

2.5.6 Método de Kani para carga muerta, en marcos dúctiles en sentido Y.

**Figura 7. Marco típico en sentido Y, carga muerta.**



◆ **Cálculo de momentos fijos ( $MF_{ik}$ )**

$$MF_{BC} = -(597.06 \cdot 4.17^2) / 12 = -865.18 \text{ kg-m} \quad MF_{CB} = 865.18 \text{ kg-m}$$

$$MF_{CD} = -(445.60 \cdot 2.50^2) / 12 = -232.10 \text{ kg-m} \quad MF_{DC} = 232.10 \text{ kg-m}$$

$$MF_{DE} = -(597.06 \cdot 4.17^2) / 12 = -865.18 \text{ kg-m} \quad MF_{ED} = 865.18 \text{ kg-m}$$

◆ **Cálculo de momentos de sujeción ( $M_s$ )**

Nudo B:  $MF_{BC} = -865.18 \text{ kg/m}$

Nudo C:  $MF_{CB} + MF_{CD} = 633.10 \text{ kg/m}$

Nudo D:  $MF_{DC} + MF_{DE} = -633.10 \text{ kg/m}$

Nudo E:  $MF_{ED} = 865.18 \text{ kg/m}$

◆ **Cálculo de rigidez de los elementos  $K_{ik} = I / L_{ik}$**

Inercia de los elementos rectangulares  $I = bh^3/12$

Inercia relativa  $I_{col} = I$

$I_{viga} = 1.38$

Rigidez

$K_{AB} = K_{BA} = K_{CH} = K_{HC} = K_{DG} = K_{GD} = K_{EF} = K_{FE} = \frac{1}{4} = 0.25$

$K_{BC} = K_{CB} = K_{DE} = K_{ED} = 1.38/4.17 = 0.33$

$K_{CD} = K_{DC} = 1.38/2.5 = 0.55$

◆ **Cálculo de factores de giro o coeficiente de reparto ( $\mu_{ik}$ )**

$\mu_{ik} = -1/2 * K_{ik} / \sum K_{in}$

Nudo A:  $\mu_{ik} = 0$

Nudo B:  $\mu_{BA} = -1/2 * 0.25 / 0.25+0.33 = -0.22$

$\mu_{BC} = -1/2 * 0.33 / 0.25+0.33 = -0.28$

Nudo C:  $\mu_{CB} = -1/2 * 0.33 / 0.25+0.33+0.55 = -0.15$

$\mu_{CD} = -1/2 * 0.55 / 0.25+0.33+0.55 = -0.24$

$\mu_{CH} = -1/2 * 0.25 / 0.25+0.33+0.55 = -0.11$

Nudo D:  $\mu_{DC} = -1/2 * 0.55 / 0.25+0.33+0.55 = -0.24$

$\mu_{DE} = -1/2 * 0.33 / 0.25+0.33+0.55 = -0.15$

$\mu_{DG} = -1/2 * 0.25 / 0.25+0.33+0.55 = -0.11$

Nudo E:  $\mu_{ED} = -1/2 * 0.33 / 0.25+0.33 = -0.28$

$\mu_{EF} = -1/2 * 0.25 / 0.25+0.33 = -0.22$

◆ **Cálculo de factores de corrimiento ( $V_{ik}$ )**

$$V = -3/2 * K_{ik} / \Sigma K_{in}$$

$V_{AB} = -3/2 * 0.25 / 0.25+0.25+0.25+0.25 = -0.38$

$V_{AB} = V_{HC} = V_{GD} = V_{FE} = -0.38$

◆ **Influencia de giro (primera iteración)**

Nudo E:  $M'_{ED} = -0.28*(865.18) = -242.25 \text{ kg-m}$

$M'_{EF} = -0.22*(865.18) = -190.34 \text{ kg-m}$

Nudo D:  $M'_{DE} = -0.15*(-633.10-242.25) = 131.30 \text{ kg-m}$

$M'_{DG} = -0.11*(-633.10-242.25) = 96.29 \text{ kg-m}$

$M'_{DC} = -0.24*(-633.10-242.25) = 210.08 \text{ kg-m}$

Nudo C:  $M'_{CD} = -0.24*(633.10+210.08) = -202.36 \text{ kg-m}$

$M'_{CH} = -0.11*(633.10+210.08) = -92.75 \text{ kg-m}$

$M'_{CB} = -0.15*(633.10+210.08) = -126.48 \text{ kg-m}$

Nudo B:  $M'_{BC} = -0.28*(-865.18-126.48) = 277.66 \text{ kg-m}$

$M'_{BA} = -0.22*(-865.18-126.48) = 218.16 \text{ kg-m}$

◆ **Influencia de desplazamiento (primera iteración)**

$$M''_{BA} = -0.38(218.16-92.75+96.29-190.34) = -11.92 \text{ kg-m}$$

$$M''_{BA} = M''_{CH} = M''_{DG} = M''_{EF} = -11.92 \text{ kg-m}$$

◆ **Influencia de giro (segunda iteración)**

Nudo E:  $M'_{ED} = -0.28*(865.18+131.3-11.92) = -275.67 \text{ kg-m}$

$$M'_{EF} = -0.22*(865.18+131.3-11.92) = -216.60 \text{ kg-m}$$

Nudo D:  $M'_{DE} = -0.15*(-633.10-275.65-11.92-202.36) = 168.45 \text{ kg-m}$

$$M'_{DG} = -0.11*(-633.10-275.65-11.92-202.36) = 264.53 \text{ kg-m}$$

$$M'_{DC} = -0.24*(-633.10-275.65-11.92-202.36) = 123.53 \text{ kg-m}$$

Nudo C:  $M'_{CD} = -0.24*(633.10+264.53+277.66-11.92) = -279.21 \text{ kg-m}$

$$M'_{CH} = -0.11*(633.10+264.53+277.66-11.92) = -127.97 \text{ kg-m}$$

$$M'_{CB} = -0.15*(633.10+264.53+277.66-11.92) = -174.50 \text{ kg-m}$$

Nudo B:  $M'_{BC} = -0.28*(-865.18-174.5-11.92) = 294.45 \text{ kg-m}$

$$M'_{BA} = -0.22*(-865.18-174.5-11.92) = 231.35 \text{ kg-m}$$

◆ **Influencia de desplazamiento (segunda iteración)**

$$M''_{BA} = -0.38*(231.35-127.97+123.53-216.6) = -3.92 \text{ kg-m}$$

$$M''_{BA} = M''_{CH} = M''_{DG} = M''_{EF} = -3.92 \text{ kg-m}$$

◆ **Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra ( $M_{ik}$ )**

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$$

$$MF_{AB} = 0 + 2*0 + 231.35 - 3.92 = 227.43 \text{ kg-m}$$

$$MF_{BA} = 0 + 2*231.35 + 0 + 0 = 458.78 \text{ kg-m}$$

$$MF_{BC} = -865.18 + 2*294.45 + 174.5 = -450.78 \text{ kg-m}$$

$$MF_{CB} = 865.18 + 2*-174.5 + 294.45 = 810.63 \text{ kg-m}$$

$$MF_{CH} = 0 + 2*-127.97 - 3.92 = -259.86 \text{ kg-m}$$

$$MF_{CD} = -232.10 + 2*-279.21 + 264.53 = -525.99 \text{ kg-m}$$

$$MF_{DC} = 232.10 + 2*264.53 - 279.21 = 481.95 \text{ kg-m}$$

$$MF_{DG} = 0 + 2*123.53 - 3.92 = 243.14 \text{ kg-m}$$

$$MF_{DE} = -865.18 + 2*168.45 - 275.67 = -803.95 \text{ kg-m}$$

$$MF_{ED} = 865.18 + 2*-275.67 + 168.45 = 482.29 \text{ kg-m}$$

$$MF_{EF} = 0 + 2*-216.60 - 3.92 = -437.12 \text{ kg-m}$$

$$MF_{HC} = 0 + 2*0 - 127.97 - 3.92 = -131.89 \text{ kg-m}$$

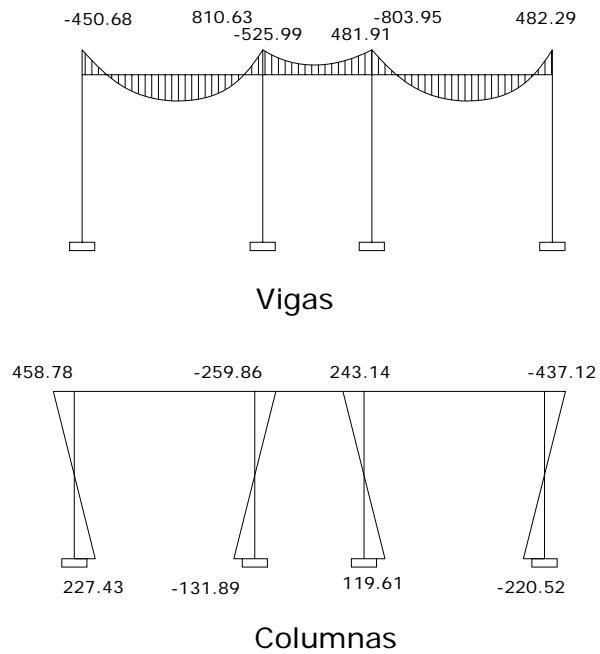
$$MF_{GD} = 0 + 2*0 + 123.53 - 3.92 = 119.61 \text{ kg-m}$$

$$MF_{FE} = 0 + 2*0 - 216.60 - 3.92 = -220.52 \text{ kg-m}$$

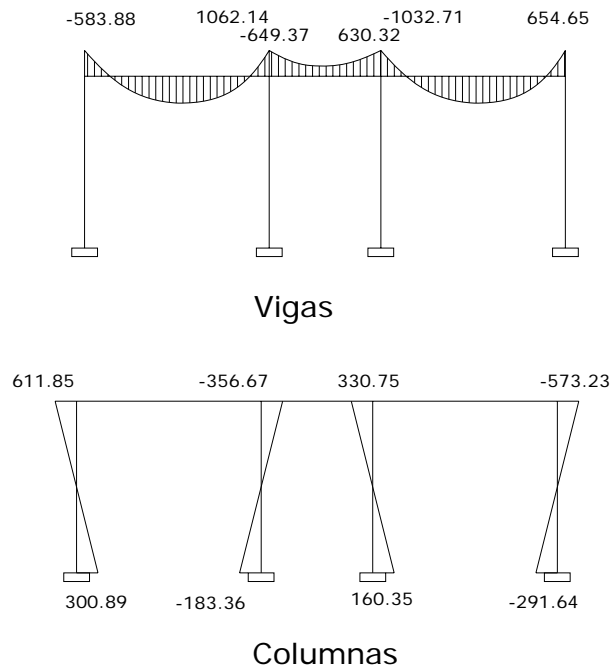
La rigidez, los factores de giro y los factores de corrimiento que se calcularon en el análisis de carga muerta, son los mismos que se utilizan en los análisis de carga viva y fuerza de sismo.

2.5.6.1 Resultados de los análisis de KANI, marco en sentido Y

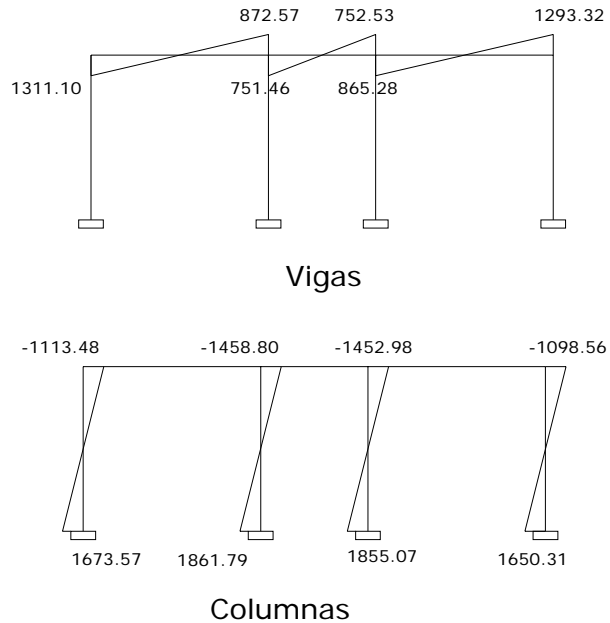
**Figura 8. Diagrama de momentos de carga muerta, marco dúctil en sentido Y.**



**Figura 9. Diagrama de momentos de carga viva, marco dúctil en sentido Y.**



**Figura 10. Diagrama de momentos de fuerza sísmica, marco dúctil en sentido Y.**



### 2.5.7 Envolvente de momentos

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir al superponer los efectos de carga muerta, carga viva y carga de sismo tanto en vigas como en columnas.

Combinaciones de cargas mayoradas para determinar la resistencia requerida en el código ACI.

$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)$ , se utiliza esta combinación por ser la mayor.

$$U = 0.9D + 1.43E$$

$$U = 1.4D + 1.7L$$



### 2.5.7.1 Cálculo de momentos positivos en vigas

Se calcula el momento positivo, de las vigas con la siguiente fórmula:

$$M_{(+)} = WL^2/8 - (M1 + M2)/2$$

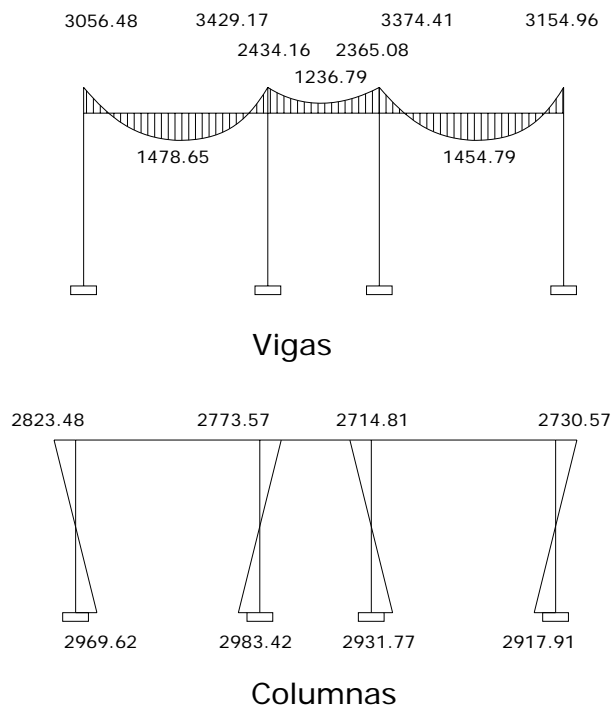
Donde M1 + M2 corresponden a los momentos de los extremos de las vigas.

$$M_{(+)_1} = 2172.18 * 4.17^2/8 - (3056.48 + 3429.17)/2 = 1478.65 \text{ kg-m}$$

$$M_{(+)_2} = 1488.41 * 2.50^2/8 - (2434.16 + 2365.08)/2 = -1236.79 \text{ kg-m}$$

$$M_{(+)_3} = 2172.18 * 4.17^2/8 - (3374.41 + 3154.96)/2 = 1456.79 \text{ kg-m}$$

**Figura 11. Diagrama de envolvente de momentos últimos (kg-m), marco dúctil en sentido Y.**



### 2.5.8 Cálculo de cortes

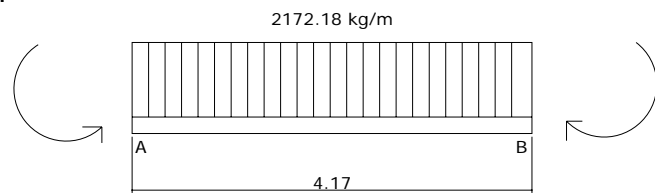
$$U = 1.4CM + 1.7 CV$$

$$U_{V_{1,3}} = 1.4(597.06) + 1.7(786.06) = 2,172.18 \text{ kg/m}$$

$$U_{V_2} = 1.4(445.60) + 1.7(508.57) = 1,488.41 \text{ kg/m}$$

Como las vigas de los extremos son parecidas, se analizará la más crítica.

Viga 1



$$\Sigma Ma = 0$$

$$-3056.48 + 3429.17 + (2172.18 * 4.17^2)/2 - 4.17Rb = 0$$

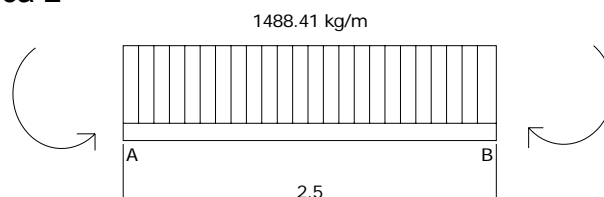
$$Rb = 4618.37 \text{ kg}$$

$$\Sigma Fv = 0$$

$$4618.37 - (2172.18 * 4.17) + Ra = 0$$

$$Ra = 4439.62 \text{ kg}$$

Viga crítica 2



$$\Sigma M_a = 0$$

$$-2434.16 + 2365.08 + (1488.41 * 2.5^2)/2 - 2.5R_b = 0$$

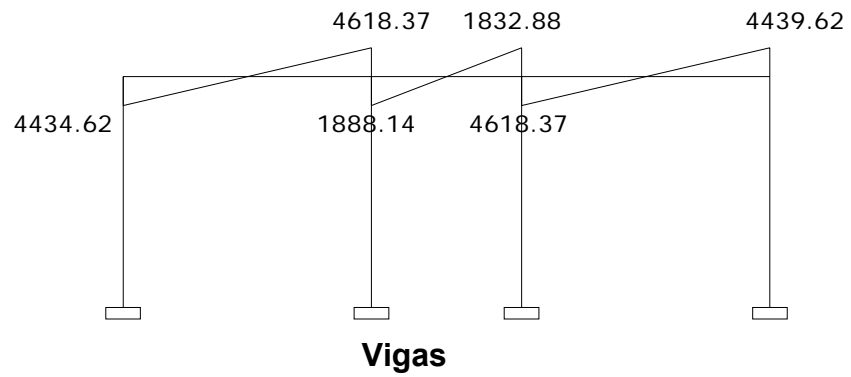
$$R_b = 1832.88 \text{ kg}$$

$$\Sigma F_v = 0$$

$$1832.88 - (1488.41 * 2.5) + R_a = 0$$

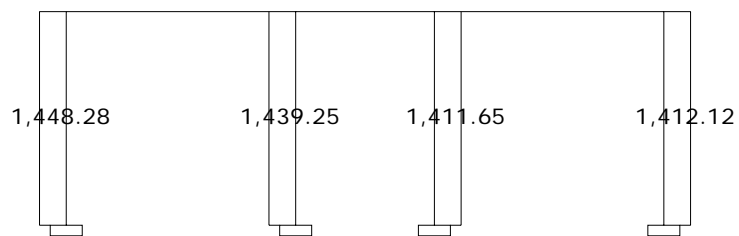
$$R_a = 1888.14 \text{ kg}$$

**Figura 12. Diagrama de cortes últimos (kg), marco dúctil en sentido Y**



Corte en columnas

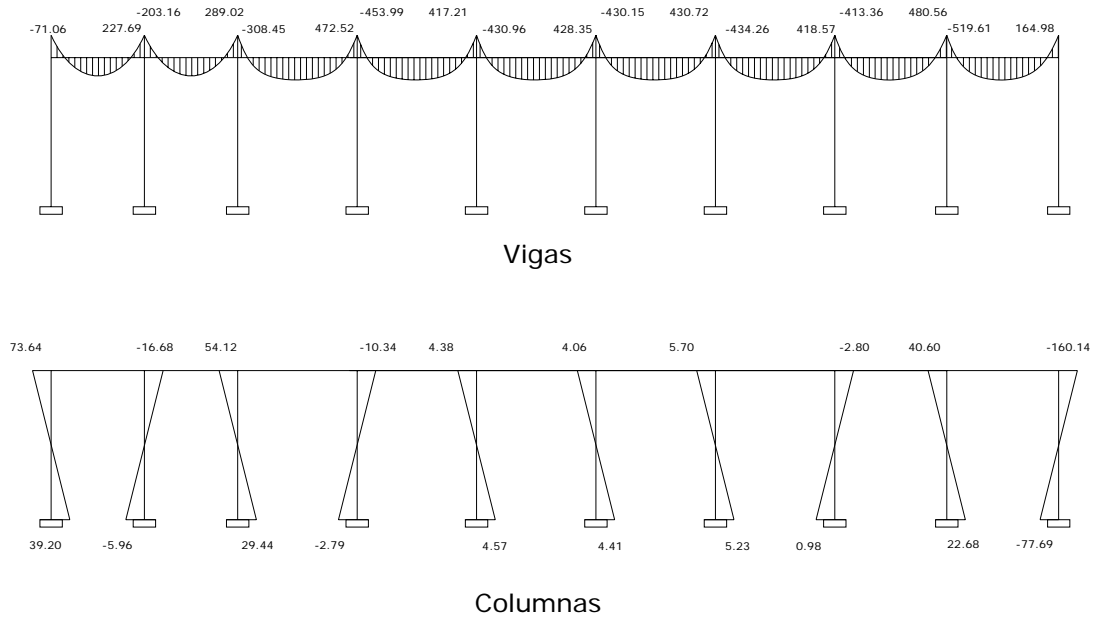
$$V_c = (\Sigma M_{col})/L$$



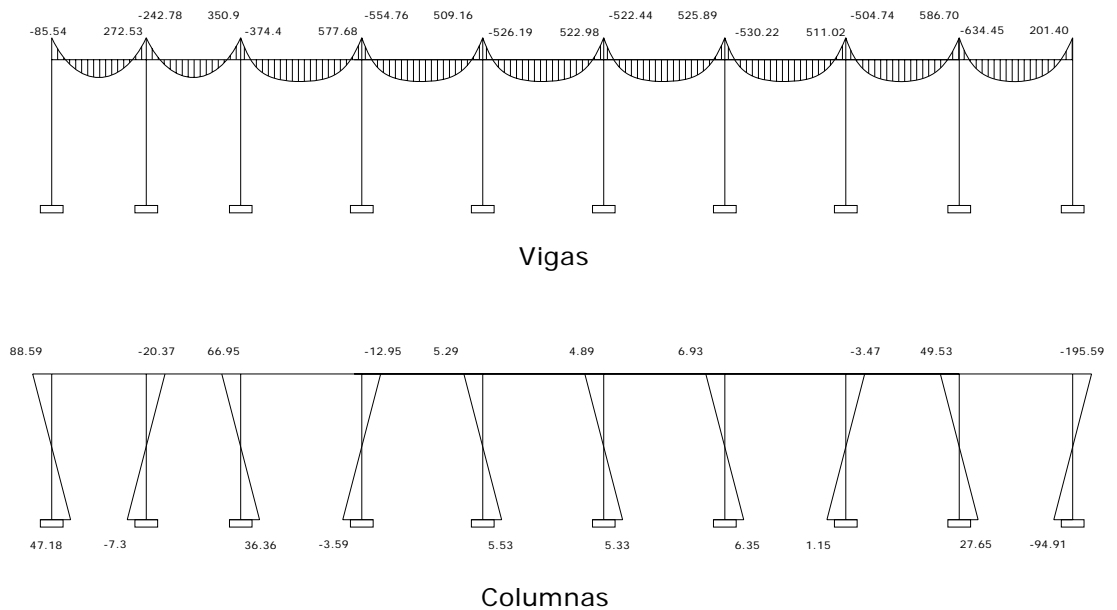
**Columnas**

2.5.9 Resultado del análisis de Kani (kg-m), marco dúctil en sentido X.

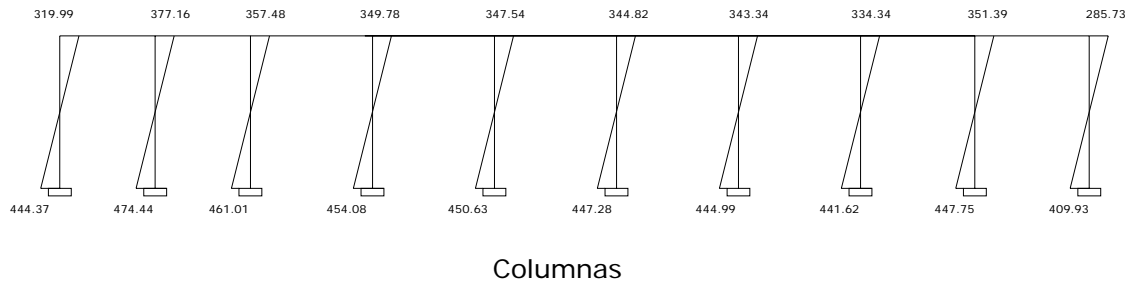
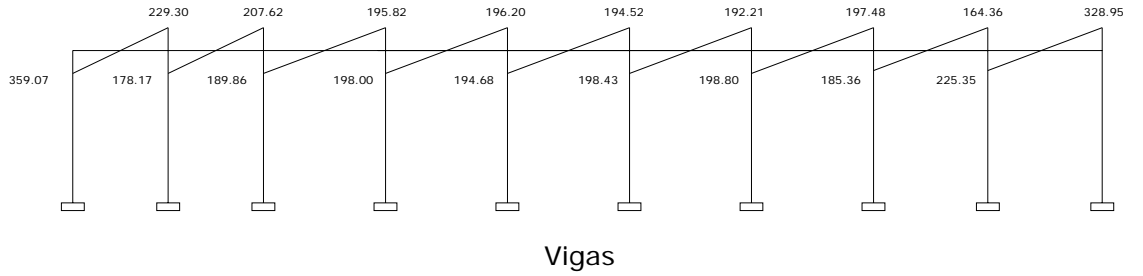
**Figura 13. Diagrama de momentos carga muerta (kg-m), marco dúctil en sentido X.**



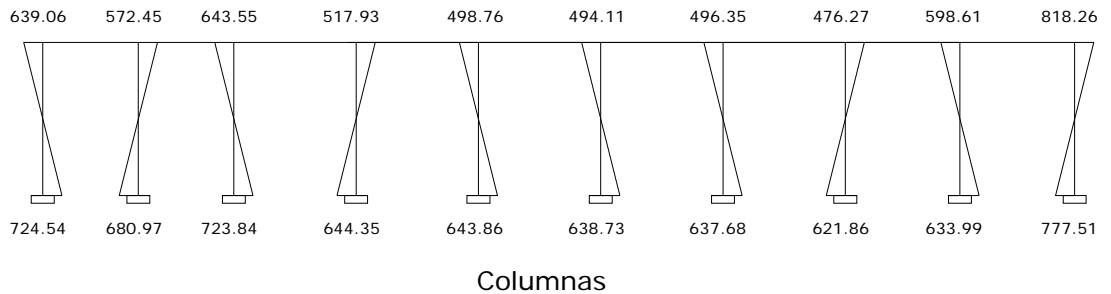
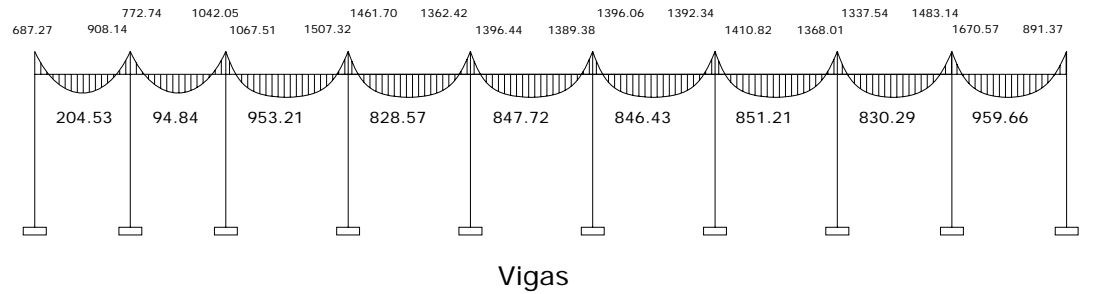
**Figura 14. Diagrama de momentos carga viva (kg-m), marco dúctil en sentido X.**



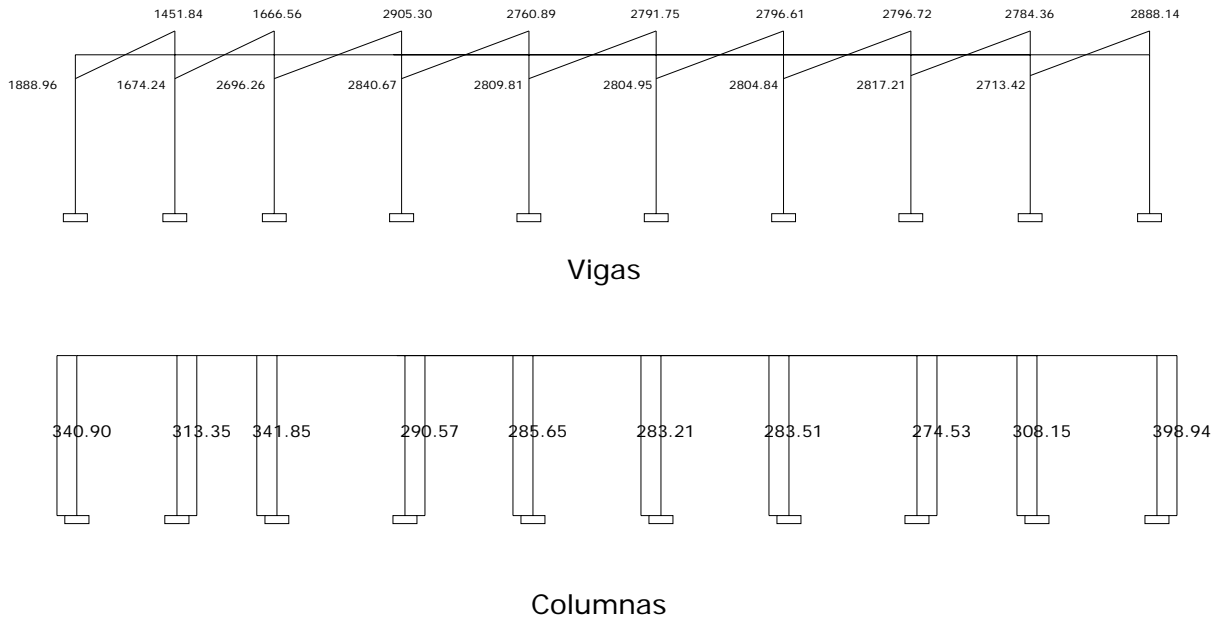
**Figura 15. Diagrama de momentos fuerza sísmica (kg-m), marco dúctil en sentido X.**



**Figura 16. Diagrama de envolvente de momentos últimos (kg-m), marco dúctil en sentido X.**



**Figura 17. Diagrama de cortes últimos (kg), marco dúctil en sentido X**



## 2.6 Diseño de estructuras

El diseño estructural es el procedimiento mediante el cual se definen los elementos que integraran a las estructuras en lo referente a materiales, dimensiones, uniones, detalles generales y su ubicación relativa en toda la estructura. Estos elementos deberán presentar condiciones de servicio y tener la capacidad para resistir las fuerzas a las que estén sometidas sin que se presente el colapso de la estructura.

Para el diseño estructural de estas clínicas, se usan los siguientes datos:

Materiales:

$$F_y = 2,810.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$$

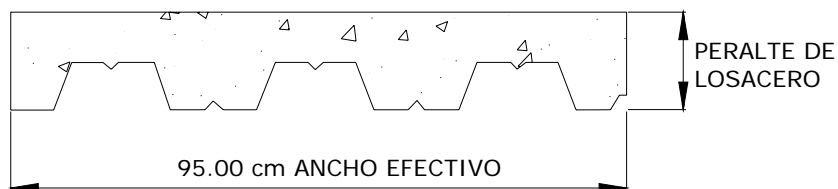
$$E_c = 15,100.00 \sqrt{f_c} \text{ kg/cm}^2 \quad W_{\text{concreto}} = 2,400.00 \text{ kg/cm}^3$$

### 2.6.1 Diseño de Losa

El término losacero se define como un sistema en el cual se logra la interacción del perfil metálico con el concreto, por medio de protuberancias que trae consigo. Parte del espesor de concreto se convierte en patín de compresión, mientras que el acero resiste los esfuerzos de tensión y la malla electrosoldada resiste los esfuerzos ocasionados por los cambios de temperatura en el concreto. Este sistema integra lámina de acero obtenido por proceso de laminación en frío galvanizada y conectores de cortante que van soldados a la estructura de apoyo. La efectividad del sistema se logra al unir en uno solo los conectores, la viga, la losacero y el concreto.

Las secciones comerciales son sección 3, sección 4 y se producen en calibres 18, 20, 22 y 24. Debido a su versatilidad el diseño estructural se simplifica.

**Figura 18. Sección 4, lámina de acero**



La tabla V, muestra la sobrecarga admisible que puede soportar la losacero. Este listado de cargas ya considera el peso propio de la lámina y del concreto, la sobrecarga admisible es considerada uniformemente distribuida y es lo que se tiene disponible para colocar sobre la losacero. Para el diseño que se tiene, se considero una carga de  $80 \text{ lb/ft}^2$  ( $391.21 \text{ kg/m}^2$ ). referencia: Sociedad Americana de Ingeniería Civil, Arthur H. Nilson. Diseño de Estructuras de concreto. Duodécima edición. McGraw Hill. 1999. pag 10.

En la tabla siguiente, se encuentra la sobrecarga admisible de  $435 \text{ kg/m}^2$ , para un ancho de 3.2 metros, y la lámina será de tipo sección 4, calibre 20 y un espesor de 5 cm. el cual satisface las necesidades de sobrecarga que se le aplicaran a la losa.

El limite de deflexión máxima que se puede obtener de la estructura de losacero, será de  $L/360$ .

También estará reforzada por una malla eletrosoldada de 6X6, que son las dimensiones en pulgadas, y 6/6 el cual es el calibre del alambre de la malla electrosoldada, el cual tiene un diámetro de 4.88 mm.

**Figura 19. Detalle de sección de losacero**

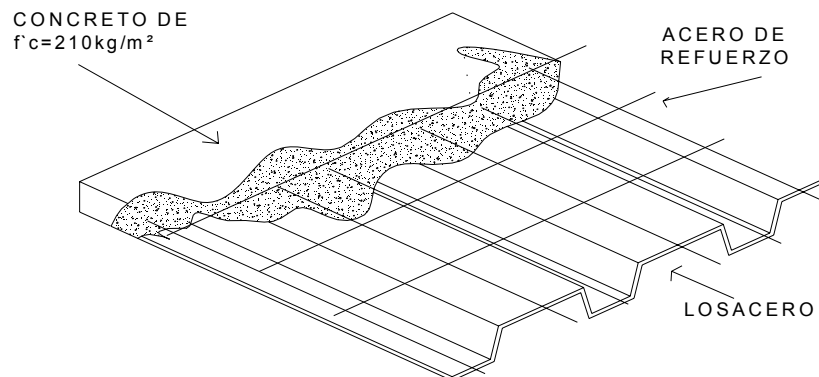


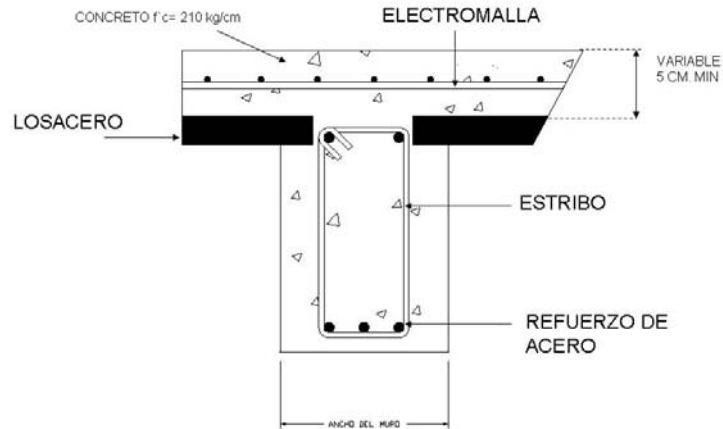


Tabla V. Cargas admisibles en losacero

LOSACERO SECCIÓN 4 SOBRECARGA ADMISIBLE (KG/M2)														
Calibre	Espesor de conc. cm.	Separación entre apoyos (m)												
		1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6	3.8	4
24	5	1537	1313	984	741	556	412	298	206	130				
	6	1653	1429	1058	783	574	411	282	178					
	8	1842	1640	1179	838	579	377	217						
	10	2000	1812	1257	847	535	292	100						
	12	2000	1937	1286	805	439	154							
22	5	2000	1533	1126	1044	815	637	496	382	289	211	146		
	6	2000	1653	1194	1129	871	670	510	381	276	189	116		
	8	2000	1858	1698	1277	957	707	510	350	219	111			
	10	2000	2000	1895	1388	1003	703	465	273	116				
	12	2000	2000	2000	1456	1003	652	372	147					
20	5	2000	2000	1474	1120	851	845	679	544	<b>435</b>	343	267	203	147
	6	2000	2000	1591	1192	888	907	720	568	444	342	255	183	
	8	2000	2000	1795	1300	1304	1011	778	591	437	310	203	113	
	10	2000	2000	2000	1889	1432	1079	799	514	389	176			
	12	2000	2000	2000	2000	1521	1107	778	513	296	116			
18	5	2000	2000	2000	2000	1305	1032	815	835	692	574	474	390	318
	6	2000	2000	2000	2000	1407	1098	853	900	739	605	492	397	316
	8	2000	2000	2000	2000	1582	1198	1258	1012	811	645	506	388	287
	10	2000	2000	2000	2000	1707	1755	1388	1093	851	650	482	340	218
	12	2000	2000	2000	2000	2000	1914	1483	1135	851	615	417	249	107

in Conectores

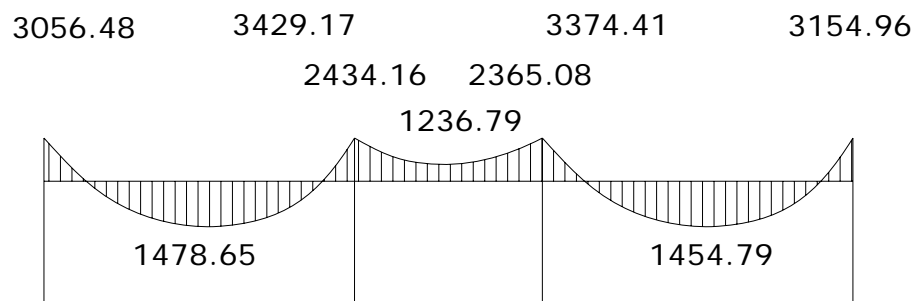
Figura 20. Sección de viga y ensamble de losacero



## 2.6.2 Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales, que están sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Para poder diseñar dicho elemento, es necesario usar los datos proporcionados por el análisis estructural, tomando los momentos últimos y cortes últimos actuantes.

**Figura 21. Diagrama de momentos últimos de las vigas en sentido Y.**



Antes de empezar a diseñar el elemento estructural se definen los límites dentro de los cuales debe permanecer los mismos, estos límites se describen a continuación:

Sección = 0.20 X 0.35 m

Recubrimiento = 0.04 m

Peralte efectivo = 0.31 m

### 2.6.2.1 Diseño de refuerzo longitudinal

Fórmulas:

$$As \text{ max} = 0.5 \rho_{bal} * b * d$$

$$As \text{ min} = 14.1 / Fy * b * d$$

$$As \text{ max} = 0.50 * 0.036946 * b * d$$

$$As \text{ min} = 14.1 / 2810 * 20 * 31 = 3.11 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ max} = 0.50 * 0.036946 * 20 * 31 = 11.45 \text{ cm}^2$$

El acero longitudinal, se calcula por medio de la fórmula siguiente:

$$As = \left[ (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'c}}) * \left( \frac{0.85 * f'c}{Fy} \right) \right]$$

Los datos obtenidos se tabularon en la tabla siguiente:

**Tabla VI. Áreas de acero en sentido Y**

Momento (kg - m)	As Requerida (cm2)	No. Varillas	Área real cm2
3056.48	4.11	2 No. 4 + 3 No. 3	4.672
3429.17	4.65	2 No. 4 + 3 No. 3	4.672
3374.41	4.57	2 No. 4 + 3 No. 3	4.672
3154.96	4.25	2 No. 4 + 3 No. 3	4.672
2434.16	3.23	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
2365.08	3.14	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1236.79	1.60 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1478.65	1.93 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1454.79	1.90 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247

**Tabla VII. Áreas de acero en sentido X.**

<b>Momento (kg - m)</b>	<b>As Requerida (cm2)</b>	<b>No. Varillas</b>	<b>Area real cm2</b>
687.27	0.88 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
908.14	1.18 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
772.74	0.99 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1042.05	1.35 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1067.51	1.38 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1507.32	1.97 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1461.70	1.91 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1362.42	1.78 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1396.44	1.82 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1389.88	1.81 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1396.06	1.82 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1392.34	1.82 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1410.82	1.84 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1368.01	1.79 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1337.54	1.74 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1483.14	1.93 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
1670.57	2.19 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
891.37	1.15 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
204.53	0.26 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
94.84	0.12 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
953.21	1.24 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
828.57	1.07 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
847.72	1.09 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
846.43	1.09 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
851.21	1.12 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
830.29	1.11 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247
959.66	1.25 usar As min	2 No. 4 + 1 No. 3	3.247

Teniendo el cálculo de las áreas de acero longitudinal, se propone el armado de tal forma que pueda cumplir con los requisitos sísmicos del ACI:

Se debe de colocar en la cama superior al centro, dos varillas o más de acero corridas, tomando el mayor de los siguientes valores.

$$\text{As mínimo} = 3.11 \text{ cm}^2$$

$$33\% \text{ As M(-)} = 4.65 * 0.33 = 1.53 \text{ cm}^2$$

Valor mayor = As mínimo

Para colocar el acero necesario en la cama inferior en apoyos, se deben de colocar dos varillas o más de acero corrido, tomando siempre el valor mayor de los siguientes.

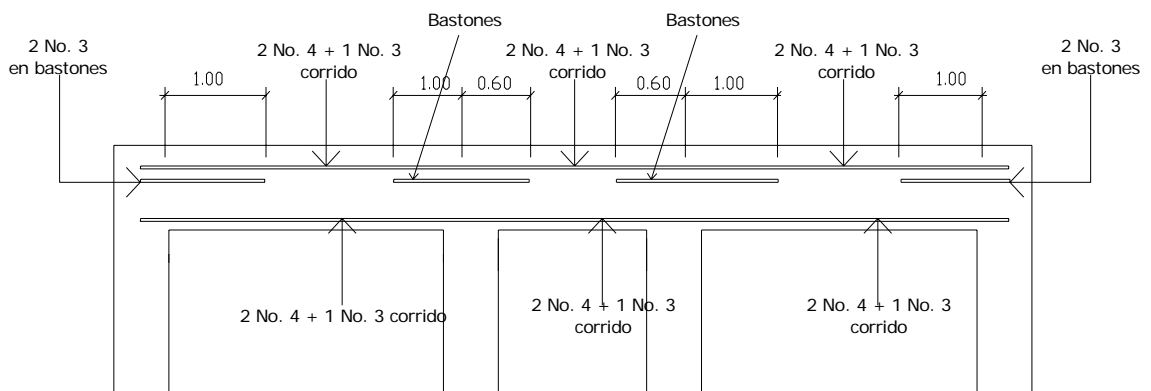
$$50\% \text{ de As M(-)} = 2.325 \text{ cm}^2$$

$$\text{As mínimo} = 3.11 \text{ cm}^2$$

$$50\% \text{ de As M(+)} = 1.62 \text{ cm}^2$$

Valor mayor = As mínimo

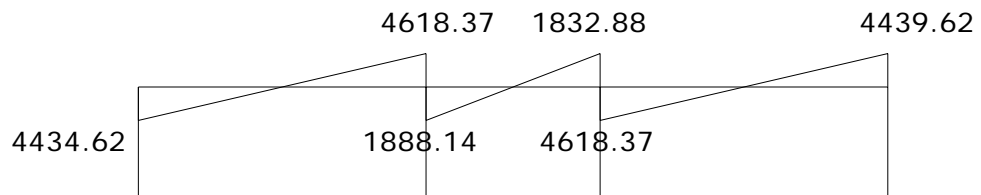
**Figura 22. Esquema de armado en sentido Y.**



### 2.6.2.2 Diseño por corte

Las vigas también deben de tener un margen de seguridad adecuado contra otro tipo de fallas, algunas de las cuales pueden ser más peligrosas que la falla a flexión. Un ejemplo de lo anterior es la falla a cortante del concreto reforzado, también conocida como falla a tensión diagonal.

**Figura 23. Diagrama de fuerzas cortantes**



$S_{max} = d/2$  usando acero No. 3 como mínimo requerido por el ACI.

Calculando  $S_{max} = d/2 = 31/2 = 15.50$  cm.

Cálculo del corte que resiste la sección de concreto

$$V_{cu} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_{cu} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 31$$

$$V_{cu} = 4,047.58 \text{ kg.}$$

Comparación de cortes últimos:

$$V_{ac} = 4618.37 \text{ kg.}$$

Si  $V_{ac} < V_{cu}$  no necesita reforzar a corte, colocar mínimo.

Si  $V_{ac} > V_{cu}$  se debe de diseñar a corte.

Como el corte actuante es mayor, se debe de diseñar los estribos por corte.

$$V_{cu} = 4,047.58 \text{ kg.}$$

$$V_{ac} = 4,618.37 \text{ kg.}$$

Corte que falta por resistir es  $V_s$

$$V_s = V_{ac} - V_{cu}$$

$$V_s = 4618.37 \text{ kg} - 4047.58 \text{ kg} = 570.79 \text{ kg.}$$

Espaciamiento en el corte máximo actuante.

$$S = \frac{2 * A_v * F_y * d}{V_{ac}}$$

$$S = \frac{2 * 0.713 * 2810 * 31}{4618.37} = 26.89 \text{ cm}$$

Distancia a la que se encuentra el corte que resiste el concreto.

$$X' = \frac{4,047.58 * 2.08}{4,618.37} = 1.82 \text{ m}$$

Distancia desde el extremo de la viga en donde no resiste el corte máximo el concreto, por lo tanto, se debe confinar.

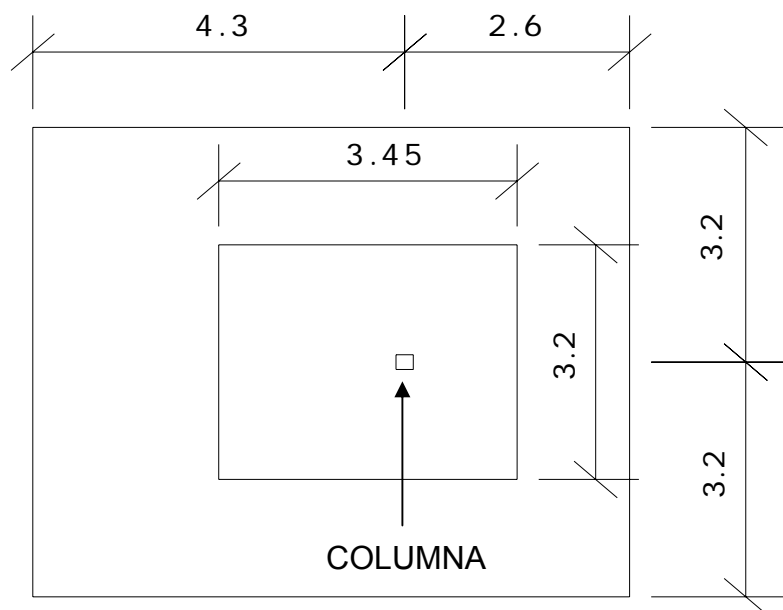
$$X'' = 2.08 - 1.82 = 0.26$$

Se colocaran estribos No. 3 1ro @ 0.05 m. en extremos, resto @ 0.15 m.

### 2.6.3 Diseño de columnas

Las columnas se definen como elementos estructurales que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal.

**Figura 24. Área de influencia de columna crítica**





Dimensiones:

Sección de columna =  $0.25 * 0.25$  m

Longitud de columna 4.0 m

$M_y = 2,983.42$  kg – m

$M_x = 723.84$  kg – m

$V_y = 398.94$  kg.

$V_x = 1,448.28$  kg.

Carga muerta = P losacero + P viga + P col.

P losacero =  $213.54 \text{ kg/m}^2 * 11.04 \text{ m}^2 = 2357.48 \text{ kg}$

P viga =  $168 \text{ kg/m} * 6.45 \text{ m (metros lineales)} = 1043.6 \text{ kg}$

P col =  $2400 \text{ kg/m}^3 * 0.2 \text{ m} * 0.20 \text{ m} * 3.65 \text{ m} = 350.4 \text{ kg}$

Peso total =  $3751.48 \text{ kg} = 339.81 \text{ kg/m}^2$

Para calcular el peso de la carga viva se toman los  $391.21 \text{ kg/m}^2$  de la American Society of Civil Engineers

Carga viva =  $391.21 \text{ kg/m}^2 * 11.04 \text{ m}^2 = 4319 \text{ kg}$

Carga muerta =  $3751.48 \text{ kg}$

Carga viva =  $4319 \text{ kg}$

Determinación de la carga axial

$C_u = 1.4C_M + 1.7C_V$

$C_u = 1.4*(339.81) + 1.7*(391.21) = 1140.79 \text{ kg/m}^2$

Cálculo del factor de carga última

$$F_{cu} = \frac{1140.79}{731.02} = 1.56$$

P<sub>u</sub> es la carga última la cual se calcula con la formula siguiente:

$$P_u = (A_{losa} * C_U) + (P_{vigas} * F_{cu})$$

$$P_u = (11.04 * 1140.79) + (1043.6 * 1.56)$$

$$P_u = 14,222.34 \text{ kg.}$$

#### 2.6.3.1 Cálculo de esbeltez de la columna:

La esbeltez de las columnas se basa en su geometría. Conforme crece su esbeltez, los efectos de flexión también crecen, por lo que puede presentarse pandeo.

Se dice que una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en comparación con su longitud. La relación de esbeltez se muestra por la clasificación en:

Cortas	$E < 22$
Intermedias	$22 > E > 100$
Largas	$E > 100$

El objetivo de esta clasificación es ubicarlas en un rango, ya que si son cortas se diseñan con los datos originales del análisis, si son intermedias se deben magnificar los momentos que actúan sobre el elemento, y si la relación de esbeltez es mayor que 100, no se debe de construir este tipo de columnas.

La esbeltez de la columna en el sentido Y se calcula con el procedimiento siguiente:

Cálculo de los coeficientes que miden el grado de empotramiento a la rotación:

$$\text{Extremo superior: } \Psi = \frac{\sum \left( \frac{E_m * I}{L} \right)_{\text{Columnas}}}{\sum \left( \frac{E_m * I}{L} \right)_{\text{Vigas}}}$$

$E_M$  = es la relación de los tipos de materiales con que será construido el marco, en este caso es igual a 1.

$I$  = es la inercia de cada elemento estructural.

$L$  = longitud de cada elemento estructural.

Cálculo de la esbeltez de la columna en el sentido Y.

Cálculo de inercia:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{\text{viga}} = \frac{20 * 35^3}{12} = 71,458.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{columna}} = \frac{25 * 25^3}{12} = 32,552.10 \text{ cm}^4$$

$$\Psi_a = \frac{\left( \frac{1 * 32,552.10}{3.40} \right)}{\left( \frac{1 * 71,458.33}{4.17} + \frac{1 * 71,458.33}{4.17} \right)} = 0.2794$$

$\Psi_b = 0$  (empotramiento en la base)

$$\text{Promedio } \Psi_p = \frac{\Psi_a + \Psi_b}{2} = \frac{0.2794 + 0}{2} = 0.1397$$

Cálculo del coeficiente K:

$$K = \frac{20 - \Psi_p}{20} * \sqrt{(1 + \Psi_p)} \quad \text{para } \Psi_p < 2$$

$$K = 0.9 * \sqrt{(1 + \Psi_p)} \quad \text{para } \Psi_p \geq 2$$

$$K = \frac{20 - 0.1397}{20} * \sqrt{(1 + 0.1397)} \quad K = 1.06$$

Cálculo de la esbeltez de la columna:

$$E = \frac{K * Lu}{\sigma}$$

Donde  $\sigma = 0.30 * \text{lado menor}$ , para columnas rectangulares

$$E = \frac{1.06 * 3.40}{0.30 * 0.25} = 48.05 \text{ (columna intermedia; } 22 > E > 100).$$

Calculo de la esbeltez de la columna en el sentido X.

$$\Psi_a = \frac{\left( \frac{1 * 32,552.10}{3.40} \right)}{\left( \frac{1 * 71,458.33}{3.20} + \frac{1 * 71,458.33}{3.20} \right)} = 0.2144$$

$\Psi_b = 0$  (empotramiento en la base)

$$\text{Promedio } \Psi_p = \frac{\Psi_a + \Psi_b}{2} = \frac{0.2144 + 0}{2} = 0.1072$$

$$K = \frac{20 - 0.11072}{20} * \sqrt{(1 + 0.1072)} \quad K = 1.06$$

$$E = \frac{1.06 * 3.40}{0.30 * 0.25} = 48.05 \text{ (columna intermedia; } 22 > E > 100).$$

Para los valores obtenidos de E, se pueden clasificar las columnas como intermedias, por lo que se deben de magnificar los momentos actuantes.

### 2.6.3.2 Magnificación de momentos

Antes de entrar a calcular los amplificadores para la estructura, es necesario efectuar un análisis de primer orden de la estructura. Las propiedades de la sección del miembro usadas para tal análisis deben tomar en cuenta la influencia de las cargas axiales.

Sentido Y

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta_d = \frac{CM_u}{CU} = \frac{475.73}{1140.79} = 0.42 \qquad \beta_d = 0.42$$

Cálculo del EI total del material

$$E_c = 15,100 \sqrt{f_c} \qquad I_g = \frac{1}{12} * b h^3$$

$$EI = \frac{E_c * I_g}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{15,100 \sqrt{(210)} * 35^4}{12 * 2.5 * (1 + 0.42)} = 7.7081325 * 10^9 \text{ Kg} - \text{cm}^2 = 770.81 \text{ T} - \text{m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} = \frac{\pi^2 * 770.81}{(1.06 * 3.40)^2} = 585.70 \text{ Ton}$$

Cálculo del magnificador de momentos

$$\delta = \frac{1}{1 - \left( \frac{P_u}{\phi P_{cr}} \right)} \geq 1$$

Donde:

$\emptyset = 0.70$  para estribos

$$\delta = \frac{1}{1 - \left( \frac{14.22}{0.70 * 585.70} \right)} = 1.04$$

Cálculo del momento de diseño:

$$M_{dy} = \delta * M_u = 1.04 * 2,983.42 = 3,102.76 \text{ kg-m}$$

Sentido X

$$\beta_d = 0.42$$

$$EI = 770.81 \text{ T} - \text{m}^2$$

$$P_{cr} = 585.70 \text{ Ton}$$

$$\delta = 1.04$$

$$M_{dx} = 1.04 * 723.84 = 752.79 \text{ kg-m}$$

### 2.6.3.3 Cálculo del acero longitudinal por el método de BRESLER

Un método de diseño simple y aproximado, desarrollado por Bresler, se ha verificado satisfactoriamente mediante comparación con resultados de gran cantidad de ensayos y cálculos precisos.

Procedimiento a seguir:

Según ACI, el área de acero en una columna debe de estar dentro de los siguientes límites  $1\% A_g \leq A_s \leq 8\% A_g$

$$A_s \text{ min} = 0.01(25 \cdot 25) = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 0.08(25 \cdot 25) = 50 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado que se encuentre dentro de estos límites, se aconseja un valor que este cerca de  $A_s \text{ min}$ .

$$\text{Tomar } 1.5\% A_g = 0.015(625) = 9.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armado propuesto: } 4 \text{ No. } 6 = 11.40 \text{ cm}^2$$

Para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas. Los valores a utilizar en los diagramas son:

Valor de la gráfica:

$$Y = \frac{H_{\text{núcleo}}}{H_{\text{columna}}} = \frac{b - 2 \cdot \text{rec}}{h} = \frac{0.25 - 2 \cdot 0.03}{0.25} = 0.76 \quad Y = 0.76$$

Valores de la curva:

$$\rho_{tu} = \frac{A_s \cdot f_y}{A_g \cdot 0.85 f'_c} = \frac{11.40 \cdot 2,810}{25 \cdot 25 \cdot 0.85 \cdot 210} = 0.23 \quad \rho_{tu} = 0.23$$

Excentricidades

$$e_x = M_{dx} / P_u = 752.79 / 14,222.34 = 0.05 \quad e_x = 0.05$$

$$e_y = M_{dy} / P_u = 3,102.76 / 14,222.34 = 0.22 \quad e_y = 0.22$$

Cálculo del valor de las diagonales:

$$e_x / h_x = 0.05 / 0.25 = 0.20$$

$$e_y / h_y = 0.22 / 0.25 = 0.88$$

Con los últimos datos obtenidos, se buscan los valores de  $K_x$  y  $K_y$ , siendo estos:

$$K_x = 0.26$$

$$K_y = 0.30$$

Cálculo de las resistencias de la columna a una excentricidad:

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad  $e_x$ :

$$P_{ux} = K_x * \Phi * f_c * b * h = 0.26 * 0.70 * 210 * 25 * 25 = 23,887.5 \text{ kg.}$$

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad  $e_y$ :

$$P_{uy} = K_y * \Phi * f_c * b * h = 0.30 * 0.70 * 210 * 25 * 25 = 27,562.5 \text{ kg.}$$

Carga axial de resistencia para la columna:

$$P_o = \Phi[0.85 * f_c(A_g - A_s) + A_s * f_y]$$

$$P_o = 0.70[0.85 * 210(625 - 11.40) + 11.40 * 2810]$$

$$P_o = 99,019.44 \text{ Kg.}$$

Carga de resistencia de la columna:

$$P_u = \frac{1}{\frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_o}}$$

$$P_u = \frac{1}{\frac{1}{23,887.5} + \frac{1}{27,562.5} - \frac{1}{99,019.49}}$$

$$P_u = 14,696.14 \text{ kg}$$



Como  $P^u > P_u$  el armado propuesto anteriormente si resiste las cargas aplicadas, si no fuera así, se debe de aumentar el área de acero hasta que cumpla con la condición.

### **Refuerzo transversal (estribos)**

$$V_r = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 25 * 22 = 3,590.60 \text{ Kg.}$$

$$V_u = 1,448.28 \text{ kg.}$$

Si  $V_r > V_u$  se colocan estribos a  $S = d/2$

Si  $V_r \leq V_u$  se diseñan estribos por corte

Para este resultado  $V_r > V_u$ , por lo tanto se colocan los estribos a  $S = d/2 = 22/2 = 11 \text{ cm.}$  por cuestiones de construcción se trabajaran con espaciamentos de 10 cm.

### **Refuerzo por confinamiento**

La longitud de confinamiento se escoge entre la mayor de las siguientes opciones:

$$L_o = \begin{cases} L_u / 6 = 3.4 / 6 = 0.60 \text{ m} \\ \text{Lado mayor de la columna} = 25 \text{ cm.} \\ 0.45 \text{ m.} \end{cases}$$

Se toma  $L_o = 0.60 \text{ m.}$  por ser el mayor de las tres opciones.

Relación volumétrica

$$\rho_s = 0.45 (A_g/A_{ch} - 1)(0.85f'_c/f_y);$$

se debe cumplir con:  $\rho_s \geq 0.12(f'_c/f_y)$

$$\rho_s = 0.45 (625/361 - 1)(0.85 * 210/2,810) = 0.0209$$

$$\rho_s \geq 0.12(210/2,810) = 0.008937$$

Valor que se utilizará será: 0.0209

El espaciamiento entre estribos en la zona de confinamiento es:

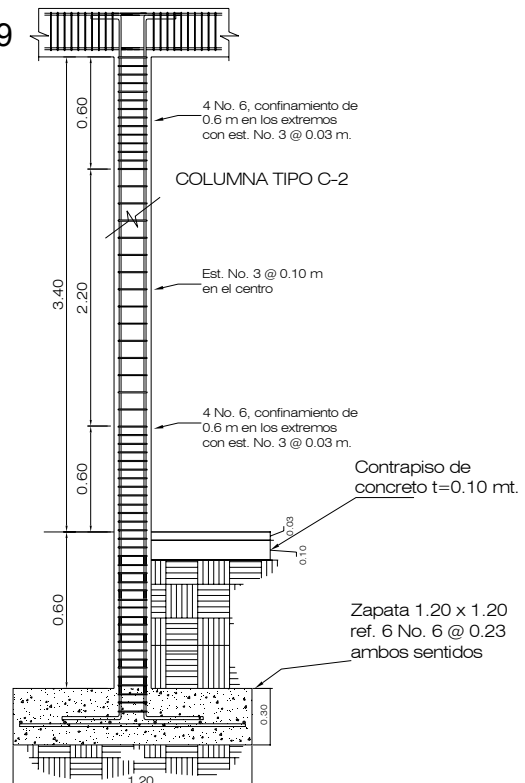
Estribo # 3

$$S_1 = 2A_v / \rho_s L_n = 2 * 0.71 / 0.0209 * 19$$

$$S_1 = 3.58 \text{ colocar estribos}$$

No. 3 @ 3 cm.

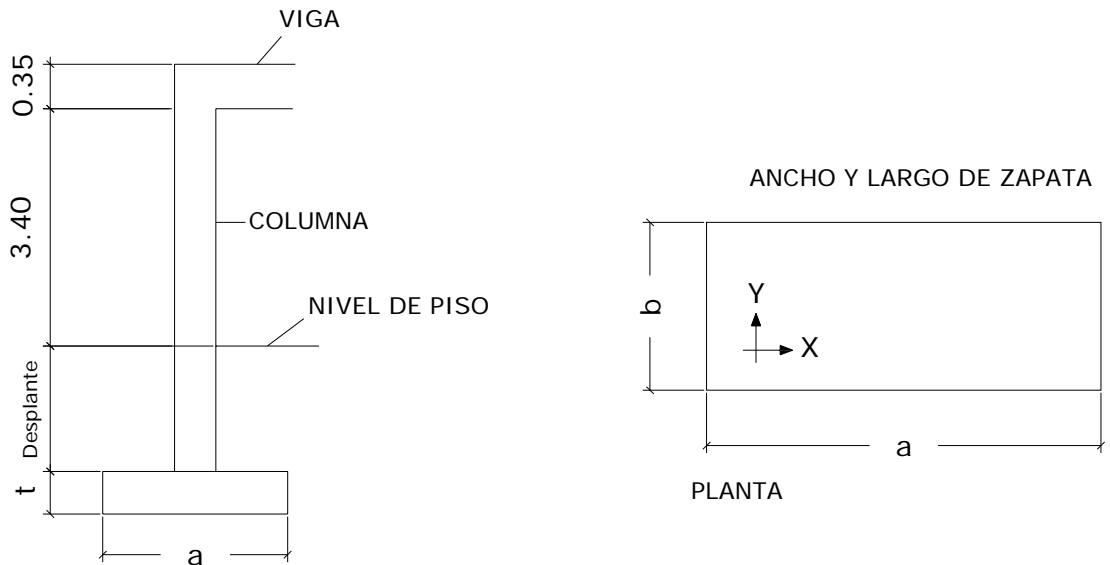
Figura 25. sección de columna



## 2.6.4 Zapatas

La subestructura o cimentación es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacentes. Todos los suelos se comprimen al someterlos a cargas y causan asentamientos en la estructura soportada. Con respecto a su comportamiento físico, los suelos y otras masas granulares ocupan una posición intermedia entre los líquidos y los sólidos; la magnitud con la que el suelo soporta todos los comportamientos físicos, es con respecto a su valor soporte, el cual puede variar dependiendo del tipo de suelo en el cual se esté realizando la cimentación, como se pudo conocer en la descripción del tipo de suelo, se tiene un valor soporte de 22 Ton/m<sup>2</sup>.

**Figura 26. Geometría, indicando lados de zapata.**



#### 2.6.4.1 Cálculo de área de Zapata

$$M_x = 723.84 \text{ kg-m}$$

$$M_y = 2,983.42 \text{ kg-m}$$

$$P_u = 14,222.34 \text{ kg}$$

$$F_{cu} = 1.56$$

$$q_d = 22 \text{ ton/m}^2$$

$$\rho_{\text{suelo}} = 1.34 \text{ ton/m}^3$$

Área de zapata: el peralte y la losa de la zapata, se dimensionan según las cargas aplicadas y reacciones inducidas.

- Carga de trabajo

$$P' = P_u / F_{cu}$$

$$P' = 14,222.34 / 1.56 = 9,116.88 \text{ kg}$$

$$M'_x = M_x / F_{cu}$$

$$M'_x = 723.84 / 1.56 = 464.00 \text{ kg-m}$$

$$M'_y = M_y / F_{cu}$$

$$M'_y = 2,983.42 / 1.56 = 1,912.45 \text{ kg-m}$$

- Predimensionamiento

$$\sigma_{\text{axial}} = \frac{1.50 * P'}{A} = \rho_{\text{suelo}}; \quad A_z = \frac{1.50 * P'}{\rho_{\text{suelo}}} = \frac{1.50 * 9,116.88}{22,000} = 0.62 \text{ m}^2$$

Tomando en cuenta estas dimensiones el área de la zapata será de aproximadamente 0.80 m \* 0.80 m, para un área de zapata de 0.64 m<sup>2</sup>.

- Chequeo de presión sobre el suelo:

Para determinar la presión sobre el suelo se debe considerar: a) la carga de trabajo, b) el peso del suelo del desplante y c) peso de la zapata.

$$q = \frac{P}{Az} \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y} ; \text{ donde: } S_x = \frac{1}{6} * a * b^2 \quad S_y = \frac{1}{6} * b * a^2$$

$$S_x = \frac{1}{6} * 0.8 * 0.8^2 = 0.09 \text{ m}^2 \quad S_y = \frac{1}{6} * 0.8 * 0.8^2 = 0.09 \text{ m}^2$$

$$P = P' + P_s + P_{cim} + P_{col}$$

Donde:

P = integración total de cargas actuantes

P' = carga de trabajo

P<sub>s</sub> = peso del suelo del desplante

P<sub>cim</sub> = peso de la zapata

$$P_s = Az \times \text{desplante} \times \partial_s$$

$$P_{cim} = Az \times \text{espesor asumido} \times \partial_c$$

$$P' = 9.11 \text{ Ton}$$

$$P_s = 0.64 \text{ m}^2 * 0.60 \text{ m} * 1.34 \text{ ton/m}^3 = 0.51 \text{ Ton}$$

$$P_{cim} = 0.64 \text{ m}^2 * 0.25 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.38 \text{ Ton}$$

$$P_{col} = 0.25 \text{ m} * 0.25 \text{ m} * 4.0 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.60 \text{ Ton}$$

$$P = 10.6 \text{ Ton}$$

$$q_{\min} = \frac{10.6}{0.64} - \frac{0.46}{0.09} - \frac{1.91}{0.09} = -26.17 \text{ Ton / m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{10.6}{0.64} + \frac{0.46}{0.09} + \frac{1.91}{0.09} = 26.49 \text{ Ton / m}^2$$

Según los datos anteriores, la presión máxima del suelo excede el  $q_d$ , se debe de aumentar el área de la zapata, hasta cumplir con las condiciones que se especifican anteriormente.

Área propuesta

$$A_z = 1.20 \times 1.20 = 1.44 \text{ m}^2$$

$$S_x = \frac{1}{6} * 1.2 * 1.2^2 = 0.29 \text{ m}^2$$

$$S_y = \frac{1}{6} * 1.2 * 1.2^2 = 0.29 \text{ m}^2$$

$$P' = 9.11 \text{ Ton}$$

$$P_s = 1.44 \text{ m}^2 * 0.60 \text{ m} * 1.34 \text{ ton/m}^3 = 1.15 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{cim}} = 1.44 \text{ m}^2 * 0.30 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 1.03 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{col}} = 0.25 \text{ m} * 0.25 \text{ m} * 4.0 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.60 \text{ Ton}$$

$$P = 11.89 \text{ Ton}$$

$$q_{\min} = \frac{11.89}{1.44} - \frac{0.46}{0.29} - \frac{1.91}{0.29} = 0.08 \text{ Ton / m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{11.89}{1.44} + \frac{0.46}{0.29} + \frac{1.91}{0.29} = 16.42 \text{ Ton / m}^2$$

$q_{\max} < V_s$  no excede el valor soporte del suelo, lo que indica que están bien las dimensiones asumidas para el cálculo del área de la zapata.

La presión última de diseño será:

$$q_{dis} = q_{max} * F_{cu}$$

$$q_{dis} = 16.42 * 1.56 = 25.62 \text{ Ton / m}^2$$

#### 2.6.4.2 Chequeo por punzonamiento

Según el código ACI 318-99 en la sección 15.7, se toma la consideración de la altura mínima de la zapata, la cual no debe ser menor de 150 mm. sobre la armadura inferior, para una zapata apoyada sobre el terreno.

Asumiendo  $t = 0.3 \text{ m}$  y varilla No. 5

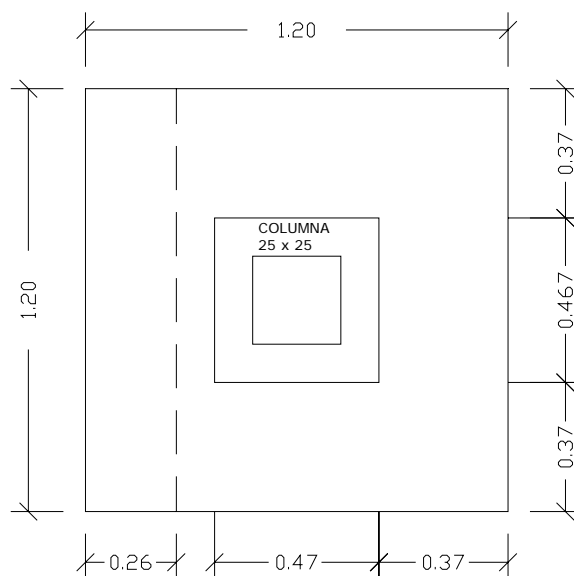
$$d = t - \text{recubrimiento} - \Phi \text{ varilla}/2$$

$$d = 30 - 7.5 - 1.59/2 = 21.70 \text{ cm}$$

Calculando el corte punzonante actuante

El límite en donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a  $d/2$  del perímetro de la columna.

**Figura 27. Planta de efectos de corte**



$$V_{act} = \text{área de punzonamiento} * q_{dis}$$

$$\text{Área de punzonamiento} = (1.20 \times 1.20) - (0.467 \times 0.467)$$

$$\text{Área de punzonamiento} = 1.22 \text{ m}^2$$

$$V_{act} = 1.22 \text{ m}^2 \times 25.62 \text{ Ton / m}^2$$

$$V_{act} = 31.25 \text{ Ton.}$$

Calculando el corte punzonante resistente

$$V_{cu} = \frac{\phi * 1.06 \sqrt{f_c} * (\beta_o * d)}{1,000}$$

Donde:

$$\phi = 0.85 \text{ para corte}$$

$\beta_o$  = perímetro del área de punzonamiento

$$V_{cu} = \frac{0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * (186.8 * 21.7)}{1,000}$$

$$V_{cu} = 52.92 \text{ Ton.}$$

$$V_{act} < V_{cu}$$

La zapata soporta el punzonamiento actuante ya que es menor que el punzonamiento que resiste la sección.

#### 2.6.4.3 Chequeo por corte simple

Calculando el corte simple actuante

$$V_{act} = A_{critica} * q_{dis}$$



$$A_{\text{critica}} = 0.26 \times 1.20 = 0.312 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{act}} = 0.312 \text{ m}^2 \times 25.62 \text{ Ton/m}^2$$

$$V_{\text{act}} = 7.99 \text{ Ton.}$$

Calculando el corte simple resistente

$$V_{\text{cu}} = \frac{\phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * (b * d)}{1,000}$$

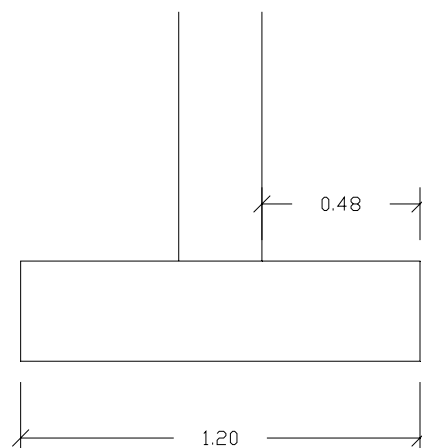
$$V_{\text{cu}} = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * (120 * 21.7)}{1,000}$$

$$V_{\text{cu}} = 16.99 \text{ Ton}$$

El corte simple actuante es menor que el corte resistente, por lo tanto si soporta la sección de la zapata.

#### 2.6.4.4 Diseño de refuerzo por flexión

**Figura 28 Desplante de zapata**



## Diseño del refuerzo

Como los dos lados son iguales, se calculará solo el refuerzo de uno de sus lados.

Momento último: este momento se calcula como una losa en voladizo con la siguiente fórmula:

$$M_{u_x} = \frac{q_u * \ell^2}{2} = \frac{(25.62 * 1000) * 0.48^2}{2} = 2,951.42 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

Donde  $\ell$ , es la distancia medida del rostro de la columna al borde de la zapata, como se muestra en la figura 28.

El área requerida de acero es

$$A_s = \left[ (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_{u_x} * b}{0.003825 * f'_c}}) * \left( \frac{0.85 * f'_c}{F_y} \right) \right]$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

Datos:

$$M_{u_x} = 2,951.42 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

$$b = 1.00 \text{ cm}.$$

$$d = 21.7 \text{ cm}.$$

$$\text{No. Var} = 5$$

$$A_{S_{\text{req}}} = \left[ (100 * 21.7) - \sqrt{(100 * 21.7)^2 - \frac{2,951.42 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * \left( \frac{0.85 * 210}{2,810} \right)$$

$$A_{S_{\text{req}}} = 5.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{14.1}{2,810} * 100 * 21.7$$

$$A_{S_{\min}} = 10.88 \text{ cm}^2$$

De los datos anteriores, se toma el mayor de ellos, siendo este el  $A_{S_{\min}} = 10.88 \text{ cm}^2$ .

Se usaran 6 varillas No. 6 @ 0.15 m.

### 2.6.5 Muros

El panel W es el elemento base de un versátil sistema constructivo que utiliza paneles modulares, para realizar todo tipo de elementos de construcción como azotea, trabes, pérgolas, fachadas, faldones, marquesinas, etc.

Los paneles, una vez instalados en la obra se recubren por ambas caras con mortero de cemento-arena, hasta lograr el espesor requerido.

#### Características generales

- Largo: 2.44 m (8')
- Ancho: 1.22 m (4')
- Peso aproximado: 18 libras
- Espuma de poliestireno: 5.5 cms. de espesor
- Con electromalla: 7.5 cms.
- Espesor muro terminado: 10.5 cms.
- Peso aprox.  $2.15 \text{ qq/m}^2$  ( $97.8 \text{ kg/m}^2$ )

Descripción y proceso: El sistema estructural, consiste en una estructura tridimensional de alambre calibre #14 (2,03 mm), electrosoldado en cada punto de contacto, compuesto por armaduras verticales (escalerillas), cuya principal característica es su forma de diagonales continuas en toda la altura del panel. Las armaduras se unen a lo ancho por alambres horizontales calibre #14 (2.03mm) electrosoldado en cada punto de contacto.

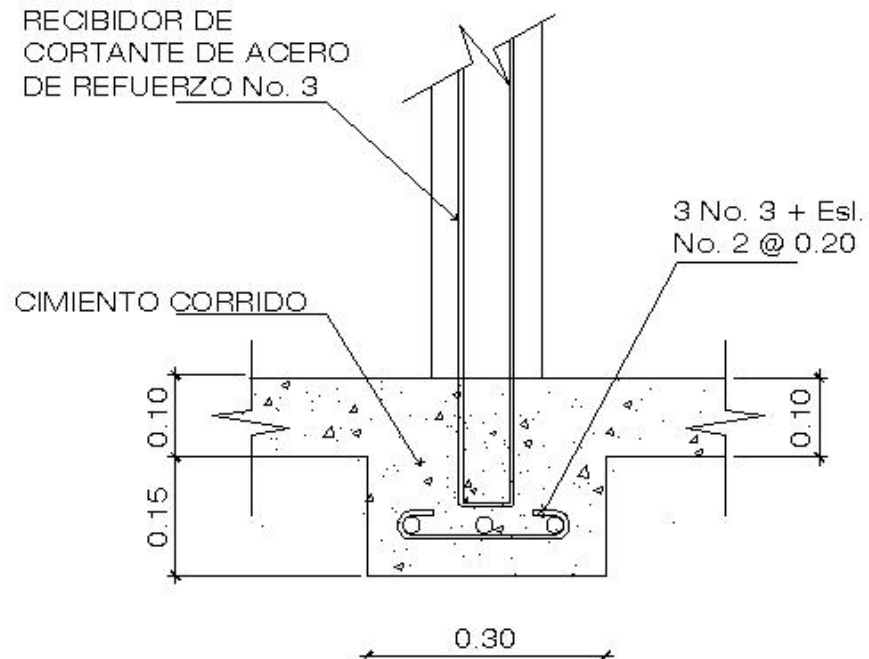
Entre armaduras se incorpora un alma compuesta de prismas de poliestireno expandido de una densidad mínima de 10 kg/m<sup>3</sup>. El poliestireno es autoextinguible, lo que permite quemar e introducir las tuberías de las instalaciones fácilmente sin dejar nada a la vista. La retícula de alambre permanece completamente separada en 9,5 mm del poliestireno para permitir una correcta cobertura del mortero aplicado a cada cara del panel después de su montaje.

En primer lugar, se ancla el panel a la fundación, losa o estructura de soporte mediante barras de acero de 3/8", inyectados a una distancia que puede variar entre 20 a 60 cm según cálculo. Luego se amarra la varilla con grapas por ambas caras para obtener una estructura básica de 1,22 metros. "Lo que determina la capacidad estructural del panel es la cantidad de alambre que tiene incorporado".

Velocidad de construcción: Los fabricantes destacan la rapidez del sistema que en sólo 3 minutos puede producir 3 m<sup>2</sup> de muro aislado y estucado, aseguran que esto se traduce en 50% de ahorro de tiempo respecto de los sistemas tradicionales. El sistema no requiere mano de obra especializada ya que se trata de un trabajo de "carpintería sencilla", en el que un equipo de dos maestros puede hacer 40 m<sup>2</sup> diarios, incluyendo todas las

actividades de afianzamiento y amarre de los paneles, lo que equivale a una vivienda social.

**Figura 29. Detalle de cimentación del panel W**



## 2.7 Materiales a usar. Recomendaciones sobre calidad, manipulación, uso y proceso constructivo

### 2.7.1 Calidad de los materiales

#### 2.7.1.1 Concreto

El concreto deberá ser de primera calidad, con  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , el cual deberá llevar un cemento Pórtland tipo I, el cual alcanzara su máxima resistencia a los 28 días. La principal medida de la calidad estructural del concreto es su resistencia a la compresión. Los ensayos que se realizan

para medir esta propiedad se realiza sobre especímenes cilíndricos de altura igual a dos veces el diámetro, usualmente 6 X 12 pulgadas. Los moldes impermeables de esta configuración se llenan con concreto durante la operación de colocación tal como lo especifica la norma ASTM C-172 y la norma ASTM C-31, que se refieren al ensayo de concreto recientemente colocado y prácticas usuales para realizar y curar las muestras de concreto en el campo. Los cilindros se curan al vapor a aproximadamente 21° C, generalmente por 28 días, y posteriormente se ensayan en el laboratorio a una tasa de carga especificada. La resistencia a la compresión obtenida de tales ensayos se conoce como resistencia del cilindro  $f'_c$  y es la principal propiedad especificada para propósitos de diseño. El código ACI especifica que deben ensayarse un par de cilindros por cada 150 yd<sup>3</sup> de concreto o por cada 5000 pie<sup>2</sup> de área superficial colocada.

#### 2.7.1.2 Cemento

El cemento Pórtland generalmente se fabrica en cinco tipos, siendo el Tipo I el mas comúnmente empleado en la construcción de vivienda, aunque también se esta empleando el Pórtland Tipo I modificado, el cual contiene puzolana.

#### 2.7.1.3 Acero

La resistencia útil tanto a tensión como a compresión de los aceros comunes, es decir, la resistencia a la fluencia, es aproximadamente quince veces la resistencia a la compresión del concreto estructural común y más de 100 veces su resistencia a la tensión. Por otro lado, el acero viene a ser un material mucho más costoso que el concreto. De

esto que los dos materiales se emplean mejor en combinación si el concreto se utiliza para resistir los esfuerzos de compresión y el acero los esfuerzos de tensión. El acero que se utiliza en nuestro país son los de grado de fluencia de 40 y 60, esto quiere decir que tiene una resistencia de 40,000 lb/plg<sup>2</sup> y 60,000 lb/plg<sup>2</sup> respectivamente, el porque del uso de estos grados, es la comercialización de cada uno de ellos, y también su plataforma de fluencia que presentan; el código ACI permite aceros de refuerzo con  $F_y$  de hasta 80,000 lb/plg<sup>2</sup>. Estos aceros de alta resistencia generalmente fluyen en forma gradual pero no tienen una plataforma de fluencia.

El tipo de ensayo que se realizan para las barras de acero, es un ensayo a tensión, verificando así, que alcance su grado de fluencia.

#### 2.7.1.4 Agregados

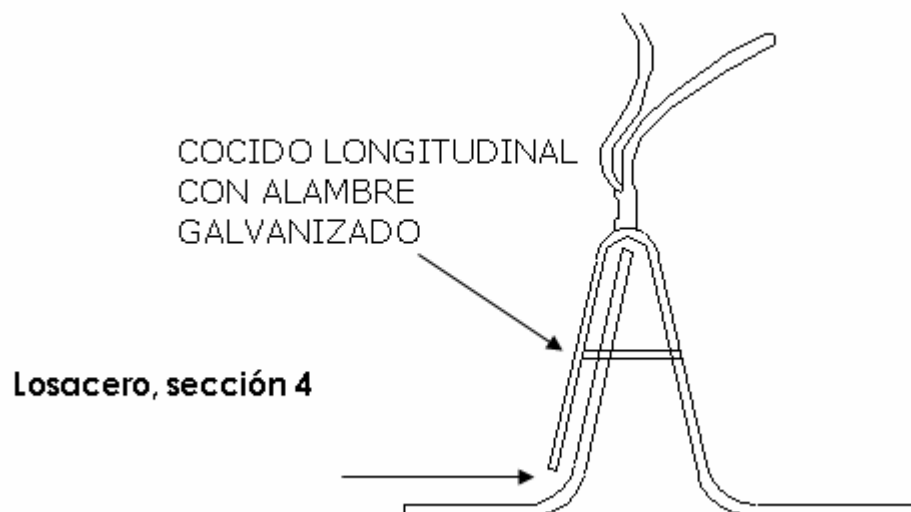
Para un concreto estructural común, como el que se utilizara, los agregados ocupan aproximadamente entre el 70 y 75 por ciento del volumen de la masa endurecida. El resto esta conformado por la pasta de cemento endurecida, agua no combinada y vacíos de aire. Los agregados son clasificados en finos y gruesos, el agregado fino o arena, tendrá que ser un material que pasa por el tamiz No. 4, es decir un tamiz con cuatro aberturas por pulgada lineal. El agregado grueso o grava deberá de ser de  $\frac{3}{4}$ ", para lograr una buena distribución en las áreas pequeñas.

## 2.7.2 Recomendaciones para la manipulación y uso de los materiales.

### 2.7.2.1 Losacero

Para la losacero, se deberá hacer un adecuado cosido longitudinal para garantizar el correcto funcionamiento estructural de la lámina y evitar filtraciones de concreto por el traslape longitudinal, como lo muestra la figura; este cosido longitudinal se realizara a cada 30 cm. con alambre galvanizado en la unión longitudinal de la lamina, utilizando una punzonadora o bien tornillo autotaladrante. El concreto deberá de tener una resistencia a la compresión a los 28 días ( $f'c$  de 210 kg/cm<sup>2</sup>) que para su proporcionamiento, revenimiento, elaboración y manejo se deberán seguir las especificaciones vigentes a la norma aplicable para un concreto con mínimo refuerzo y al ambiente en cuestión. No se deberá utilizar aditivos acelerantes de fraguado que contengan cloruros de sodio. Para disminuir el tiempo de colado y la cantidad de juntas frías se recomienda utilizar concreto bombeado.

**Figura 30. Cocido longitudinal de lámina galvanizada**





Al momento de colocar la losacero, se deben colocar puntales a cada 100 cm. entre las luces que se tengan, ya que los momentos de trabajo pueden ser mayores a los diseñados para la losacero, lo cual puede causar daños a la estructura.

#### 2.7.2.2 Dosificación y mezcla del concreto

Los componentes de una mezcla se dosifican de manera que el concreto resultante tenga una resistencia adecuada, una manejabilidad apropiada para su vaciado y un bajo costo. Mientras mejor sea la gradación de los agregados, es decir, mientras menor sea el volumen de vacíos, menor será la pasta de cemento necesaria para llenar estos vacíos. Adicionalmente el agua requerida para la hidratación es necesaria para humedecer la superficie de los agregados. A medida que se adiciona agua, la plasticidad y la fluidez de la mezcla aumentan (es decir, su manejabilidad mejora), pero su resistencia disminuye debido al mayor volumen de vacíos creados por el agua libre. Para reducir el agua libre y mantener la manejabilidad, es necesario agregar cemento; de esta manera, desde el punto de vista de la pasta de cemento, la relación agua-cemento es el factor principal que controla la resistencia del concreto.

#### 2.7.2.3 Vaciado

El vaciado es el proceso de transferir el concreto fresco, del dispositivo de conducción a su sitio final de colocación en las formaletas. Antes de la colocación se debe remover el óxido suelto del refuerzo, limpiar las formaletas y depurar y tratar en forma adecuada las superficies endurecidas de concreto previamente colocado. El vaciado y la

compactación son actividades decisivas por el efecto que tiene sobre la calidad final del concreto. Un vaciado adecuado debe evitar la segregación, el desplazamiento de las formaletas o del refuerzo, y la adherencia deficiente entre capas sucesivas de concreto. Inmediatamente terminado el vaciado, el concreto debe compactarse, usualmente mediante vibradores. Esta compactación evita la formación de vacíos, asegura un contacto cercano con las formaletas y con el refuerzo, y sirve como remedio parcial a una segregación previa.

#### 2.7.2.4 Cemento

El cemento debe estar en su empaque original, fresco y al utilizarse se debe asegurar que conserve sus características de polvo fino sin grumos. El cemento se debe almacenar en un lugar techado, que protejan al mismo de la lluvia y de la humedad sin contacto con paredes o muros que puedan humedecerlo. En los trabajos pequeños, y en forma temporal, se puede permitir el almacenamiento al aire libre, en cuyo caso debe proporcionarse una plataforma separada del suelo, con amplia cubierta impermeable, también no se debe apilar los sacos de cemento ya sea en el transporte o almacenamiento en pilas de más de 8 sacos de alto.

## 2.8 Materiales

**Tabla VII. Lista de materiales**

LISTADO DE MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD
CEMENTO	SACOS	684
ARENA	M3	48
ARENA AMARILLA	M3	9
ARENA BLANCA	M3	5
PIEDRIN	M3	38
ACERO No. 6	QUINTALES	14
ACERO No. 4	QUINTALES	16
ACERO No. 3	QUINTALES	30
ACERO No. 2	QUINTALES	15
ALAMBRE	LIBRAS	73
MADERA	PIE TABLA	2071,94
BLOCK 0.14	UNIDAD	1835
BLOCK 0.09	UNIDAD	35
SABIETA	M3	
ELECTROPANEL	PANEL	85
LAMINA SECCION 4	LAMINA	91
ELECTROMALLA	UNIDAD	25
PISO CERAMICO	M2	275
AZULEJO	M2	22
CAL HIDRATADA	SACOS	5
PINTURA	GALONES	70
TUBO HN 4"	UNIDAD	2
TUBO CONCRETO 4"	TUBOS	2
TUBO PVC 4"	TUBOS	9
TUBO PVC 3"	TUBOS	11
TUBOS PVC 3/4"	TUBOS	33
CODOS 45° 4"	UNIDAD	1
CODOS 90° 4"	UNIDAD	9
CODO 45° 3"	UNIDAD	2
CODO 90° 3"	UNIDAD	5
TEE 45° 3"	UNIDAD	3
TEE 45° 4"	UNIDAD	3
CODO 90° 3/4"	UNIDAD	21
TEE 90° 3/4"	UNIDAD	17
PEGAMENTO	GALON	1
LAVAMANOS	UNIDAD	10
INODOROS	UNIDAD	2
LAMPARAS FLUORECENTES 2X40	UNIDAD	40
LAMPARAS INCANDESCENTES	UNIDAD	7
TOMACORRIENTES 120 V	UNIDAD	28
TABLEROS DE DISTRIBUCION	UNIDAD	2

## 2.9 Diagnóstico de impacto ambiental

Un diagnóstico de impacto ambiental es un estudio (o una evaluación) sistemática, multidisciplinaria utilizada para predecir los efectos potenciales y las consecuencias ambientales de una acción propuesta y las alternativas posibles en las características físicas, biológicas, culturales, y socioeconómicas en un lugar dado.

El objetivo del Diagnóstico Ambiental es asegurar que los problemas potenciales sean identificados y tratados en la fase inicial de la planificación y diseño del proyecto. Para lograr este fin, los hallazgos de la evaluación son distribuidos a todos los grupos quienes participan en la toma de decisiones en la ejecución del proyecto propuesto. Estos grupos pueden constituirse de políticos, personal de la agencia, organizaciones ambientales, planificadores, y por supuesto, el público interesado. En la mayoría de los países se publica un informe con los hallazgos del Impacto Ambiental que se entrega a la agencia gubernamental correspondiente para su aprobación y para documentar el hecho de haber cumplido con los procedimientos de la IA. Este estudio puede denominarse "Estudio de los Impactos Ambientales; Exposición de Efecto en el Medio Ambiente; o solamente un Reporte de Evaluación Ambiental.

El propósito de este documento producido como resultado del estudio del IA consiste en ayudar a las personas encargadas de la toma de decisiones para llegar a una conclusión lógica, racional en base a la información precisa, o a su vez una alternativa adecuada, o al contrario no ejecutar el proyecto. El documento también sirve para que los proponentes del proyecto logren sus objetivos con mayor éxito, como:

### 2.9.1 Geología

El Valle de la ciudad de Guatemala se encuentra situado dentro del cinturón volcánico que atraviesa el país de NW a SE. La parte central de esta gran unidad geológica comprende esencialmente formaciones de origen ígneo (rocas plutónicas sin dividir que incluye granitos y dioritas de edad prepérmica, también de edad cretácica y terciaria estas con intercalaciones de tocas sedimentarias del tipo carbonatado), rocas volcánicas terciarias sin dividir; sedimentos piroplásticos de origen volcánico (cuaternarios y recientes, que comprenden cenizas, polvo, piedra pómez de diferente graduación, todos con diferentes grados de consolidación).

### 2.9.2 Capacidad de uso de tierra

De acuerdo a la metodología de clasificación de tierras por capacidad de uso, del departamento de agricultura de Estados Unidos –USDA- el área se encuentra dentro de las clases VI y VII, lo cual indica que no son aptas para el desarrollo de actividades agrícolas intensivas, pero que pueden adecuarse para producción forestal u otras actividades que demanden usos menos intensivos de la tierra.

### 2.9.3 Riesgos naturales

Desde el punto de vista de los deslizamientos, por el relieve y el material geológico, el área presenta susceptibilidad a los deslizamientos de tierra. El proyecto no se encuentra sobre la falla de Santa Catarina, esta falla sobre el municipio de Santa Catarina, aun así se debe de prever de planes de contingencia para algún riesgo natural.

#### 2.9.4 Hidrología

Guatemala, posee abundancia de agua, con 18 ríos principales que se originan en las partes altas de los volcanes.

Debido a la lluvia y a la abundancia de recursos de agua, existe la cantidad de agua necesaria para cubrir la demanda, sin embargo, no hay un buen manejo de los recursos para desarrollar y mantener los requerimientos de suministro de agua. Los recursos de agua se ven agotados por el aumento de la demanda, la cual se ha desarrollado hasta una situación crítica. Este agotamiento se debe en parte a una distribución desigual de la población; las áreas más densamente pobladas son las regiones donde la disponibilidad de agua es baja debido a la altura o a un déficit de lluvia. La ciudad de Guatemala viene a ser un ejemplo típico. Lo contrario ocurre donde los recursos de agua son abundantes. Actualmente no existe una ley que regule el uso y abuso de las vías nacionales de suministro de agua, como resultado, los ríos están siendo usados para disponer de los desechos.

Existen comisiones para otros sectores tales como el sector agrícola, electricidad, medio ambiente y salud, pero no la hay para el suministro de agua. El porcentaje de la población que tiene acceso al agua y servicios de sanitación es extremadamente bajo.

#### 2.9.5 Amenazas naturales

El área donde se ubica el proyecto, de acuerdo al INSIVUMEH está identificada como área vulnerable a eventos sísmicos; a la fecha la Comisión Nacional para la Reducción de Desastres –CONRED-, no ha elaborado mapas de riesgos para la región donde se ubica el proyecto. Ni de inundaciones, amenaza volcánica, ni de incendios; y en años

anteriores las erupciones del volcán Pacaya, afectaron el área sur este de la ciudad capital con depósitos de arena volcánica que fue aportada al ambiente en un radio de hasta 70 kilómetros.

#### 2.9.6 Descripción del ambiente socioeconómico y cultural

Toda la zona excepto las partes más escarpadas de los barrancos, han sido cubiertas por casas, industrias, bodegas, centros comerciales, edificios y pavimento, con las siguientes carencias de áreas verdes, en la zona 12, 13 y 8, son escasos los centros donde se puede obtener un área verde, pública o privada para distracción. Se encuentran muy pocos estratos de vegetación y la mayor parte son suelos agredidos por la deforestación.

El paisaje urbano representa un desorden en cuanto a la concentración de flujos de energía provenientes de los diferentes ecosistemas que lo subsidian, dicho paisaje presenta cambios irreversibles.

## 2.10 Presupuesto

Tabla IX. Lista de precios y cantidades de trabajo

### RENGLONES DE TRABAJO

No	DESCRIPCIÓN	CANT.	UNIDAD	P. UNITARIO		P. TOTAL
<b>100</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
101	MOVIMIENTO DE TIERRAS	343.00	M3	Q	78.25	Q26,839.75
102	LIMPIEZA Y CHAPEO	364.68	m2	Q	12.50	Q4,558.50
103	TRAZO Y ESTAQUEADO	364.68	ml	Q	10.55	Q3,847.37
<b>200</b>	<b>CIMENTACION</b>					
201	EXCAVACIÓN	28.80	m3	Q	45.63	Q1,314.14
202	RELLENO COMPACTADO	10.80	m3	Q	43.50	Q469.80
203	CIMIENTO CORRIDO TIPO 1	90.00	ml	Q	150.28	Q13,525.20
204	ZAPATA Z-1	43.00	U	Q	565.61	Q24,321.23
205	SOLERA HIDROFUGA	90.00	ml	Q	125.40	Q11,286.00
206	CIMIENTO CORRIDO TIPO S.A.	38.00	ml	Q	115.24	Q4,379.12
207	MURO DE CIMENTACION	36.00	m2	Q	140.35	Q5,052.60
<b>300</b>	<b>MUROS</b>					
301	MURO DE BLOCK DE 0,14*0,39*0,19	110.77	m2	Q	119.15	Q13,198.25
302	MURO DE PANEL W	261.63	m2	Q	204.10	Q53,398.68
<b>400</b>	<b>COLUMNAS - VIGAS CONCRETO LOSAS</b>					
401	SOLERA INTERMEDIA 1	41.62	ml	Q	121.70	Q5,065.15
402	SOLERA DE CORONA	41.62	ml	Q	142.90	Q5,947.50
403	COLUMNA TIPO C-1	23.00	U	Q	2,335.25	Q53,710.75
404	VIGA TIPO V-1	105.47	ml	Q	645.36	Q68,066.12
405	TECHO DE LOSACERO	285.54	m2	Q	356.65	Q101,837.84
<b>600</b>	<b>ACABADOS</b>					
601	PISO CERAMICO ANTIDESLIZANTE	274.83	m2	Q	223.55	Q61,438.25
602	REPELLO	744.80	m2	Q	65.40	Q48,709.92
603	CERNIDO	744.80	m2	Q	45.20	Q33,664.96
604	PINTURA EN MUROS Y CENEFA	1348.24	m2	Q	32.45	Q43,750.39
605	AZULEJO	21.96	m2	Q	202.45	Q4,445.80
606	CENEFA DE ELECTROPANEL	82.97	ml	Q	137.65	Q11,420.82



**Continuación**

<b>700</b>	<b>PUERTAS</b>					
701	PUERTA TIPO P-1	10.00	U	Q	1,350.00	Q13,500.00
702	PUERTA TIPO P-2	1.00	U	Q	1,026.79	Q1,026.79
703	PUERTA TIPO P-3	2.00	U	Q	1,964.29	Q3,928.58
704	PUERTA TIPO P-4	1.00	U	Q	1,049.11	Q1,049.11
<b>800</b>	<b>VENTANAS</b>					
801	VENTANAS TIPO V-1	10.00	U	Q	1,005.00	Q10,050.00
802	VENTANAS TIPO V-2	1.00	U	Q	175.50	Q175.50
803	VENTANAS TIPO V-3	1.00	U	Q	280.45	Q280.45
804	VENTANAS TIPO V-4	1.00	U	Q	720.30	Q720.30
805	VENTANAS TIPO V-5	4.00	U	Q	630.00	Q2,520.00
806	VENTANAS TIPO V-6	1.00	U	Q	340.00	Q340.00
807	VENTANAS TIPO V-7	2.00	U	Q	660.00	Q1,320.00
808	VENTANAS TIPO V-8	2.00	U	Q	365.00	Q730.00
809	VENTANAS TIPO V-9	2.00	U	Q	528.00	Q1,056.00
<b>900</b>	<b>DRENAJES</b>					
901	TUBO DE HN (HIERRO NEGRO) DE 4"	5.50	ml	Q	151.85	Q835.18
902	TUBO DE CONCRETO DE 4"	2.00	ml	Q	153.40	Q306.80
903	TUBO PVC DE 3" B.A.P.	65.00	ml	Q	74.45	Q4,839.25
904	TUBO PVC DE 3" DRENAJE BLANCO	31.20	ml	Q	131.10	Q4,090.32
905	TUBO PVC DE 4" DRENAJE BLANCO	52.65	ml	Q	93.38	Q4,916.46
906	CAJAS DE UNION	10.00	ml	Q	275.10	Q2,751.00
907	CAJAS DE REGISTRO	1.00	ml	Q	826.97	Q826.97
<b>1000</b>	<b>AGUA POTABLE</b>					
1001	TUBERIA PVC DE 3/4"	101.47	ml	Q	23.00	Q2,333.81
1002	CODO A 90° DE PVC 3/4"	21.00	U	Q	6.55	Q137.55
1003	TEE HORIZONTAL 90° DE 3/4"	17.00	U	Q	6.55	Q111.35
<b>1100</b>	<b>ARTEFACOS SANITARIOS</b>					
1101	LAVAMANOS COLOR BLANCO	10.00	U	Q	850.00	Q8,500.00
1102	INODORO COLOR BLANCO	2.00	U	Q	1,200.00	Q2,400.00
<b>1200</b>	<b>INSTALACIONES ELECTRICAS</b>					
1201	LAMPARAS FLUORESCENTES 2*40 WATTS	40.00	U	Q	305.00	Q12,200.00
1202	LAMPARA INCANDESCENTE	7.00	U	Q	65.50	Q458.50
1203	TOMACORRIENTES POLARIZADOS 120	28.00	U	Q	45.30	Q1,268.40
1204	TABLERO DE DISTRIBUCION 1	1.00	U	Q	1,008.00	Q1,008.00
1205	TABLERO DE DISTRIBUCION 2	1.00	U	Q	1,008.00	Q1,008.00
<b>1300</b>	<b>TRABAJOS EXTERIORES</b>					
1301	BANQUETA PERIMETRAL	37.69	m2	Q	126.63	Q4,772.68
	<b>TOTAL</b>					<b>Q689,709.14</b>

## 2.11 Cronograma

Actividades	días	semana 1	semana 2	semana 3	semana 4	semana 5	semana 6	semana 7	semana 8	semana 9	semana 10
Trabajos preliminares	2	■									
Topografía para referencia	5	■	■								
Movimiento de tierras	14		■	■							
Excavación de zanjas	3				■						
Cimentación	2				■						
limpieza y nivelación	1				■						
trazo y zanjeo	5				■						
Guardianía	1					■					
instalación eléctrica	1						■				
perímetro de construcción	1							■			
elaboración estruc de zapata	4						■				
elaboración estruc de CC-1	4							■			
elaboración estruc de C-2 y C-1	4								■		
elaboración estruc de C-1	5									■	
colocación estruc de zapatas	1										■
centrado de columnas principales	2										■
colocación estruc de cimiento	2										■
colocación de columnas secundarias	3										■
fundición de elementos	1										■
fraguado de cimentación	3										■
levantado de muros	5										■
elaboración solera hidrófuga	4										■
colocación solera hidrófuga	3										■
formateado de soleras y columnas	2										■
fundición de solera y columnas	1										■
levantado de muros	5										■

		semana 11	semana 12	semana 13	semana 14	semana 15	semana 16	semana 17	semana 18	semana 19	semana 20
elaboración de solera intermedia	4	■									
colocación de solera intermedia	3	■									
formateado de solera intermedia y C	2		■								
fundición de solera y columna	1		■								
hechura y colocación de andamios	3		■								
levantado de muros	5		■								
elaboración solera final	4		■								
colocación de solera final	3			■							
paraleado y entarimado	8			■							
emparrillado de techo	5				■						
armado de vigas	3					■					
instalaciones en techo	2						■				
arrastre de techo	1							■			
fundición de techo	1								■		
acabado de fundición	4									■	
fraguado de techo	15					■					
Desentarimado	2						■				
zanjeado para tuberías	3							■			
colocación de tuberías	1								■		
elaboración de cajas	3									■	
prueba de permeabilidad	1										■
conexión a candela	1										■
instalación de tubería	2										■
prueba de presión	1										■
conexión a acometida	1										■

		semana 21	semana 22	semana 23	semana 24	semana 25	semana 26	semana 27	semana 28	semana 29	semana 30
relleno de zanjeado	1	■									
cableado toda las instalaciones	3	■	■								
colocación tablero de distribución	1		■								
Acometida	1		■								
resanado de muros	1		■								
tallado de columnas y soleras	2		■								
andamios para cielos y muros	6		■	■							
repello de muros	5		■	■							
cernido de muros	6			■	■						
colocación de piso	5				■	■					
colocación de azulejo	3				■						
colocación de puertas y ventanas	2					■					
colocación de artefactos	5					■	■				
colocación de accesorios	1						■				
pintura general	3							■	■		
Jardinizado	2						■				
TOTAL DE DÍAS	210										



## CONCLUSIONES

1. Se realizó la planificación de nueve clínicas de consulta externa, un área para el manejo de material esterilizado, un salón de reuniones y sus servicios sanitarios, porque los espacios existentes están sobrepoblados, provocando un hacinamiento en los lugares existentes, evitando así un adecuado trabajo.
2. El uso de elementos prefabricados, tales como el panel W, se debe a la necesidad de realizar la construcción en un tiempo record, dadas las circunstancias de espacio que se tienen en el área asignada para dicho proyecto; el uso de panel W y losacero, se resume en la facilidad de instalación, resistencia con dimensiones y pesos bajos, también se refleja en costos directos como indirectos, tales como equipo, fletes y hasta en tiempo.
3. El proyecto viene a beneficiar tanto a pacientes del Instituto, como a los trabajadores de la Institución, tales como médicos, personal de enfermería, fisioterapeutas y hasta el personal administrativo que labora en las instalaciones del hospital. El área en la que se localiza la ampliación de consulta externa, es un área adecuada, ya que está adyacente al módulo donde se encuentra actualmente la consulta externa, logrando así poder ampliar el área de sala de espera y secretarías.



## RECOMENDACIONES

A la Unidad de Mantenimiento del IGSS.

1. Dentro de los límites de construcción, se debe colocar señalizaciones, ya que el área es transitada por pacientes con problemas de movilidad, y poder evitar así problemas durante la elaboración del proyecto.
2. Asignar una supervisión para los diferentes procesos constructivos, y verificar la realización de las especificaciones técnicas, especialmente a pruebas de presión de permeabilidad, resistencia del concreto, acero y suelos.
3. Verificar el tipo de material que se estará usando en la construcción, para evitar el uso de material en mal estado o que no cumpla con las especificaciones del proyecto; los materiales deberán ser de primera calidad, cumpliendo con todos los requerimientos.
4. Mantener las instalaciones en buen estado, dando un mantenimiento preventivo a las mismas, para evitar un deterioro prematuro, y así aumentar la vida útil de las mismas.





## BIBLIOGRAFÍA

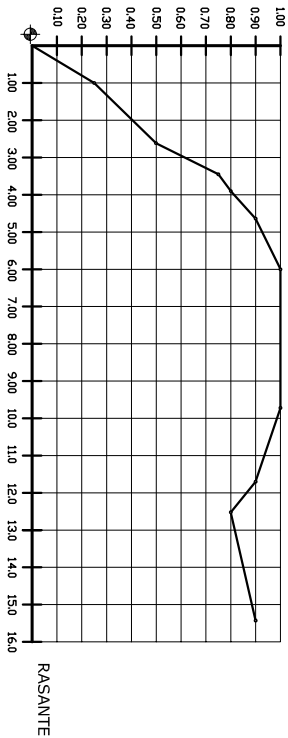
1. Nilson. Arthur H. **Diseño de Estructuras de Concreto**. Duodécima edición. McGraw Hill. 1999, 722 Pág.
2. Aragón Guzmán, Edgar Fernando. Paneles Sometidos a Carga de Impacto. Trabajo de graduación ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1985. 57 Pág.
3. Carrera Seis, Jadenon Vinicio. Guía Teórica y Práctica del Curso de Cimentaciones 1. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994 178 Pág.
4. Aguilar, Dr. Miguel Ángel. Recopilación de Datos Históricos y Estadísticos. Programa de Rehabilitación. Guatemala, Instituto Guatemalteco de Seguridad Social. 1981.
5. Estrada Hurtarte, Gustavo Adolfo. Manual de Cuantificación de Materiales para Urbanizaciones y Edificaciones. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1990. 173 Pág.
6. INSIVUMEH. Guatemala 2005. Registros Climáticos. Informe Final.
7. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. **Mecánica de suelos**, tomo 1, tercera edición. Editorial Limusa, 2003, 642 Pág.



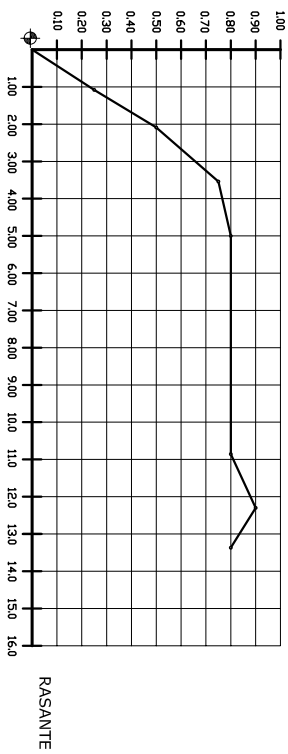
## **APÉNDICE**



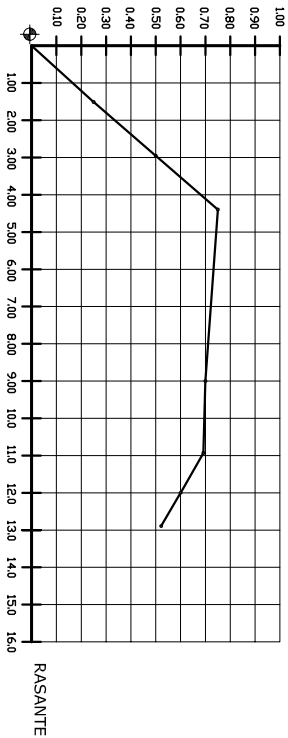




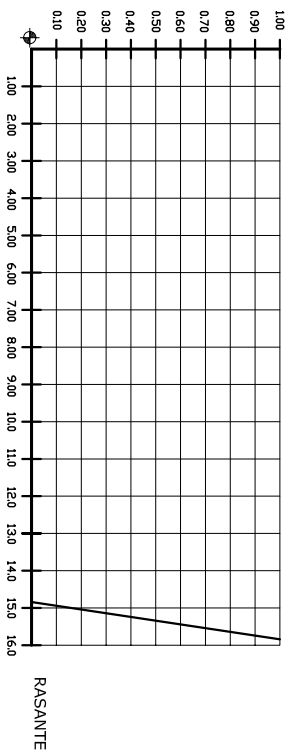
SECCION TRANSVERSAL E+0+015



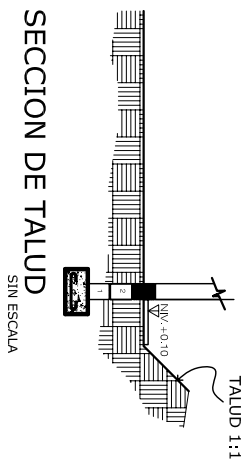
SECCION TRANSVERSAL E+0+024



SECCION TRANSVERSAL E+0+003



CORTE A NIVEL DE TERRENO



SECCION DE TALUD

**Secciones Transversales**

CONSULTA EXTERNA

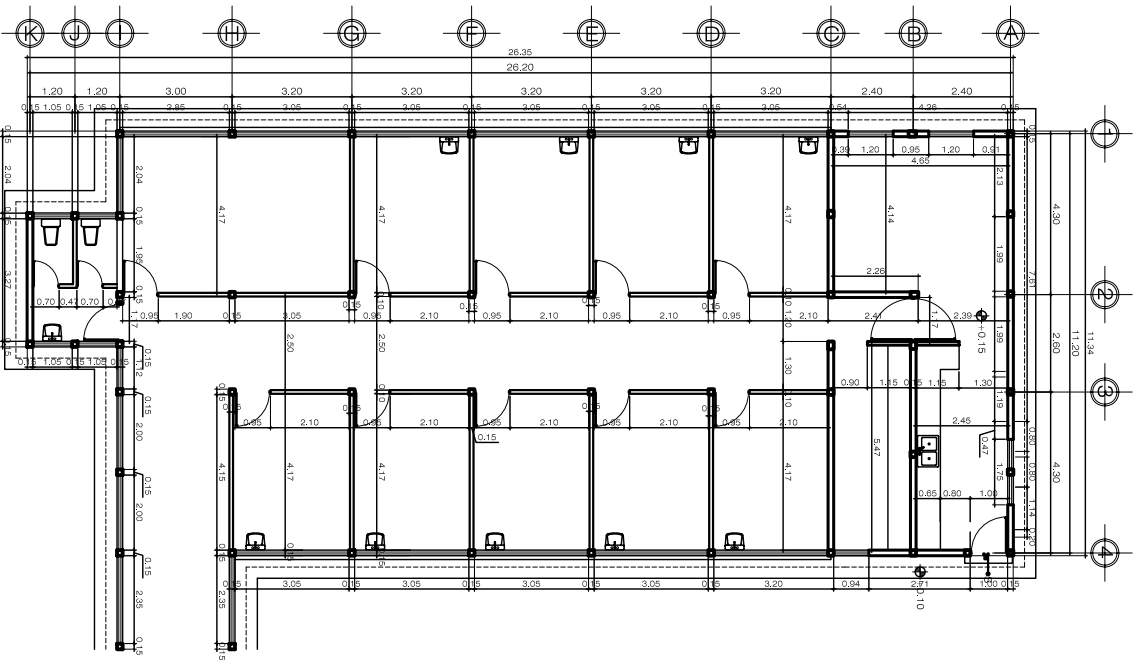
ESCALA: H: 1/100 V: 1/15

	INSTITUTO GUATEMALTECO DE SEGURIDAD SOCIAL DIVISION DE MANTENIMIENTO	
	PROYECTO: CONSULTA EXTERNA HOSPITAL DE REHABILITACION ZONA 12	

OPERA CIVIL		
FLANO DE: SECCIONES TRANSVERSALES		
DISEÑO: BYRON JACINTO	CALCULO: BYRON JACINTO	REVISO: DM
DIBUJO: BYRON JACINTO	FECHA: SEPTIEMBRE 2006	ESCALA: INDICADA
Vo. Bo. DIVISION DE MANTENIMIENTO		Vo. Bo. DEPENDENCIA
HOJA No. 03		17

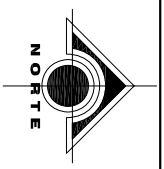






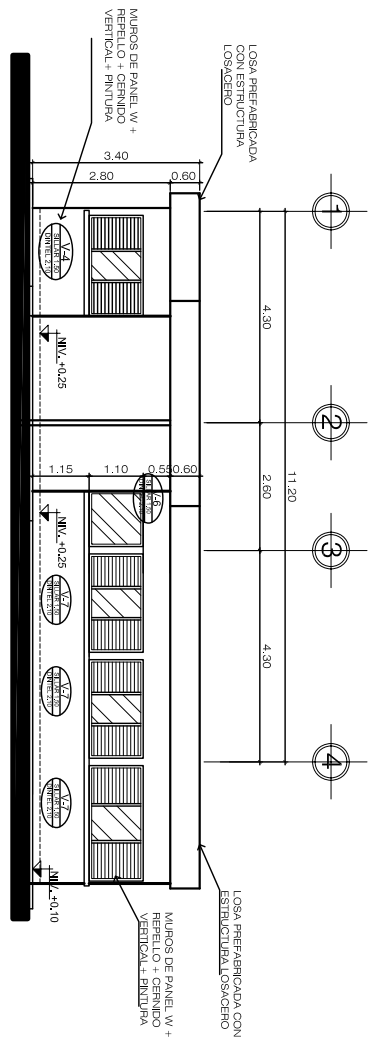
**PLANTA ACOTADA**  
ESCALA: 1:100

Clinicas Consulta Externa



		INSTITUTO GUATEMALTECO DE SEGURIDAD SOCIAL DIVISION DE MANTENIMIENTO	
PROYECTO: <b>CONSULTA EXTERNA          HOSPITAL DE REHABILITACION ZONA 12</b>			
PLANO DE: <b>OBRA CIVIL          PLANTA ACOTADA DE AREA          DE CONSULTA EXTERNA</b>			
DISEÑO: BYRON E. JACINTO	CALCULO: BYRON E. JACINTO	REVISO: DM	CLAVE: A A-5
DIBUJO: BYRON E. JACINTO	FECHA: SEPTIEMBRE 2006	ESCALA: INDICADA	E I
Vo. Bo. DIVISION DE MANTENIMIENTO		Vo. Bo. DEFERENCIA	
		HOJA No. <b>05</b> / <b>17</b>	

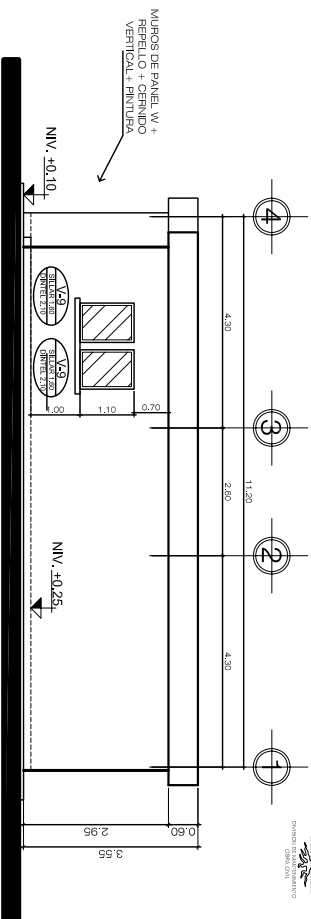




**ELEVACION LAT. IZQUIERDA E-3**

Clinicas Consulta Externa

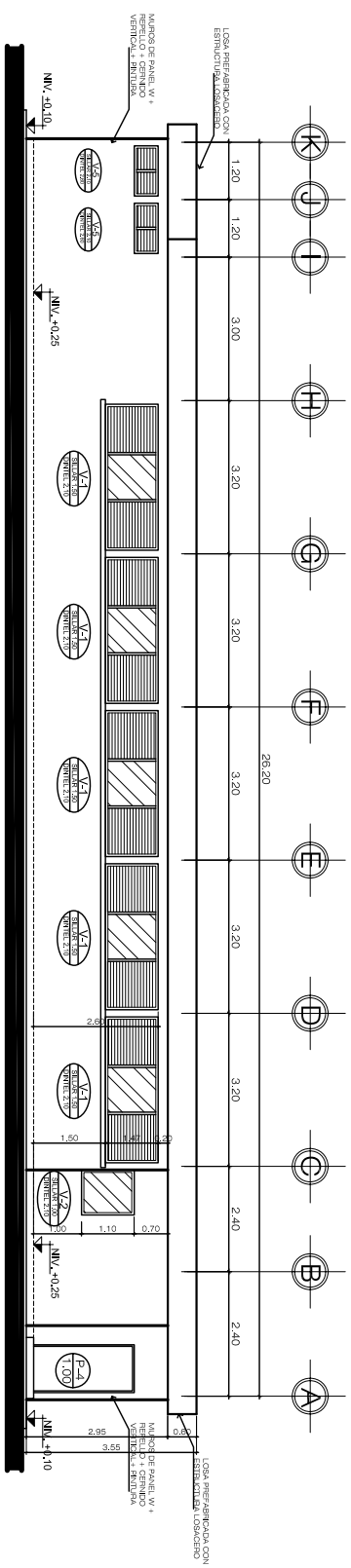
ESCALA: 1:75



**ELEVACION LAT. DERECHA E-2**

Clinicas Consulta Externa

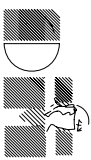
ESCALA: 1:75



**ELEVACION LAT. DERECHA E-1**

Clinicas Consulta Externa

ESCALA: 1:75



INSTITUTO GUATEMALTECO DE SEGURIDAD SOCIAL  
DIVISION DE MANTENIMIENTO  
PROYECTO: CONSULTA EXTERNA  
HOSPITAL DE REHABILITACION ZONA 12

PLANO DE: ELEVACIONES DE AREA DE CONSULTA EXTERNA

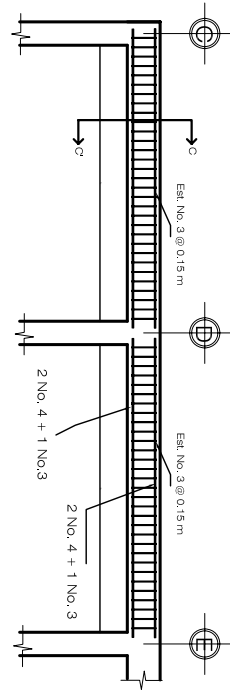
OPERA CIVIL	OPERA CIVIL	OPERA CIVIL	OPERA CIVIL
DISEÑO: BRON E. JACINTO	CALCULO: BRON E. JACINTO	REVISO: DM	CLAVE: A A-7
DIBUJO: BYRON E. JACINTO	FECHA: SEPTIEMBRE 2006	ESCALA: INDICADA	INDICADA
Vg. Bta. DIVISION DE MANTENIMIENTO			INDICADA

Vg. Bta. DIVISION DE MANTENIMIENTO

07/17



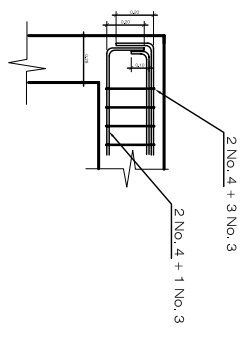




Criticas de orilla Externa

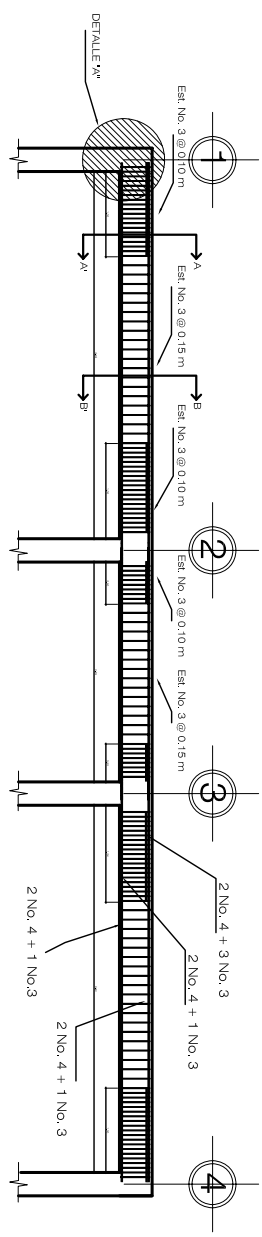
**Detalle de viga**

ESCALA: 1/25



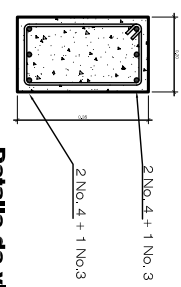
**Detalle 'A'**

ESCALA: 1/5



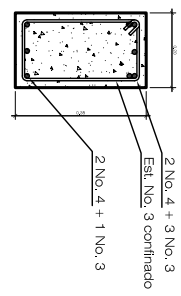
**Detalle de viga**

ESCALA: 1/25



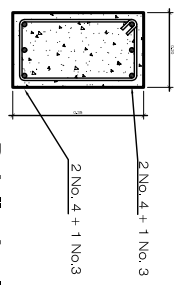
**Detalle de viga corte C-C'**

ESCALA: 1/10



**Detalle de viga corte A-A'**

ESCALA: 1/10



**Detalle de viga corte B-B'**

ESCALA: 1/10



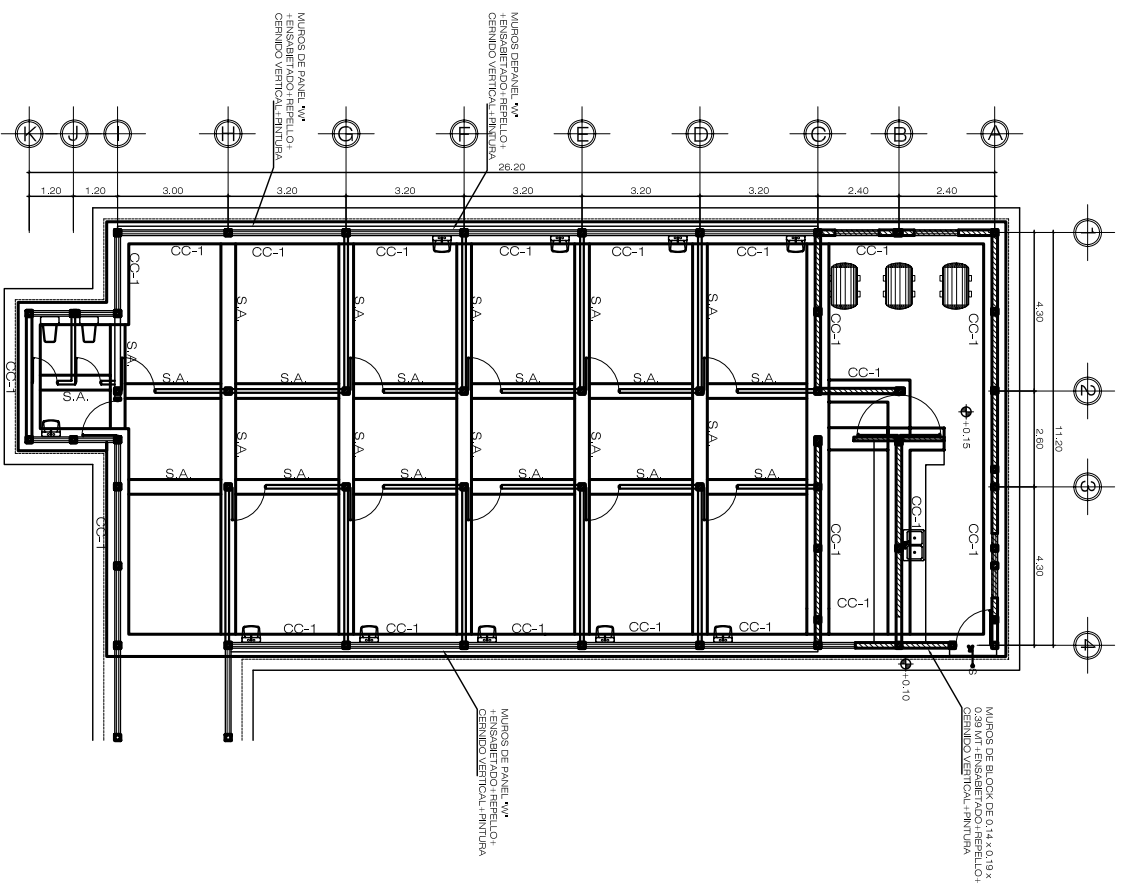
PLANO DE:

DETALLE DE VIGAS.

INSTITUTO GUATEMALTECO DE SEGURIDAD SOCIAL  
 PROYECTO: CONSULTA EXTERNA  
 DIVISION DE MANTENIMIENTO  
 HOSPITAL DE REHABILITACION ZONA 12

PROYECTO:	CONSULTA EXTERNA	REVISOR:	DM	CLAVE:	A
DISEÑO:	BYRON E. JACINTO	CAUCION:	BYRON E. JACINTO	ESCALA:	E-1
DIBUJO:	BYRON E. JACINTO	FECHA:	SEPTIEMBRE 2006	ESCALA:	INDICADA
PROYECTO:	HOSPITAL DE REHABILITACION ZONA 12	FECHA:	SEPTIEMBRE 2006	ESCALA:	INDICADA

Vo. Bo. DIVISION DE MANTENIMIENTO \_\_\_\_\_ Vo. Bo. DEPENDENCIA \_\_\_\_\_

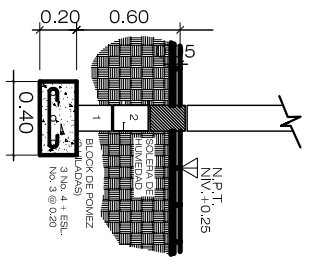


**Planta de cimientos**

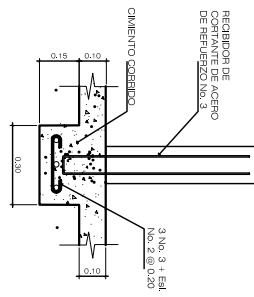
Clinicas de Consulta Externa

ESCALA: 1:100

**DETALLE DE CIMENTO CORRIDO CC-1**  
ESCALA 1:20



**DETALLE UNION DE PANEL 'W' CON CIMENTO CORRIDO S.A.**  
SIN ESCALA



INSTITUTO GUATEMALTECO DE SEGURIDAD SOCIAL  
DIVISION DE MANTENIMIENTO

PROYECTO: CONSULTA EXTERNA HOSPITAL DE REHABILITACION ZONA 12

OPERA CIVIL

PLANTA DE CIMENTACION.

PLANO DE:	OPERA CIVIL	PLANTA DE CIMENTACION.	
DISEÑO:	BYRON E. JACINTO	REVISO:	DM
DIBUJO:	BYRON E. JACINTO	FECHA:	SEPTIEMBRE 2006
ESCALA:	INDICADA	CLAVE:	A
ESCALA:	INDICADA	CLAVE:	E-2
ESCALA:	INDICADA	CLAVE:	II
ESCALA:	INDICADA	CLAVE:	11
ESCALA:	INDICADA	CLAVE:	17

Vg. Bg. DIVISION DE MANTENIMIENTO

Vg. Bg. DIFERENCIA





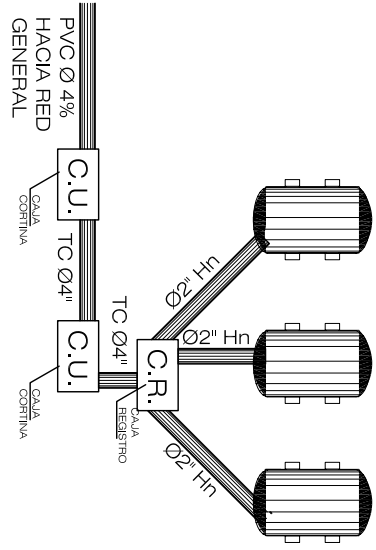


# SIMBOLOGIA

AGUA POTABLE

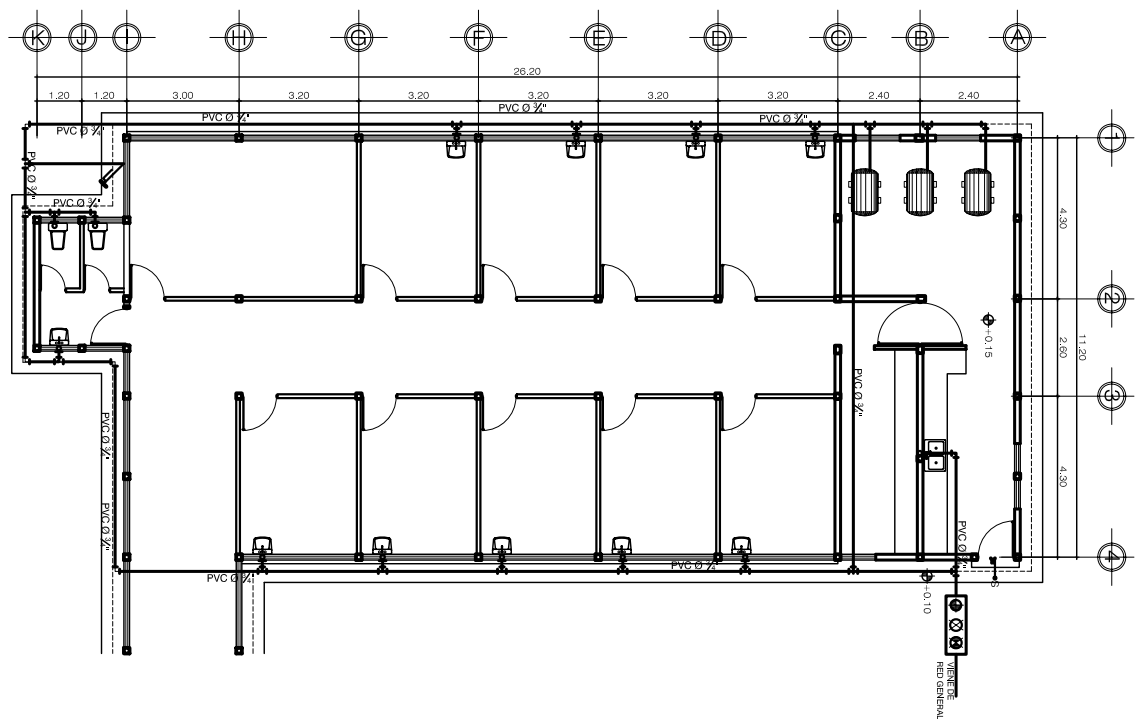
SIMBOLO	SIMBOLO
	INDICA TUBERIA AGUA FRIA PVC Ø INDICADO
	INDICA TUBERIA AGUA CALIENTE DE CPVC Ø INDICADO
	INDICA TEE HORIZONTAL A 90º TIPO Y Ø INDICADOS
	INDICA TEE HORIZONTAL A 90º TIPO Y Ø INDICADOS
	INDICA CODO HORIZONTAL A 90º TIPO Y Ø INDICADOS
	INDICA CODO VERTICAL A 90º TIPO Y Ø INDICADOS
	INDICA GRIFO EXTERIOR Ø INDICADO PARA JARDIN
	INDICA CALENTADOR TIPO TITAN
	INDICA LLAVE DE CHEQUE
	INDICA CONTROLADOR
	INDICA LLAVE DE CORTE MUNICIPAL
	INDICA LLAVE DE GLOBO

NOTA:  
 TODA LA TUBERIA AGUA FRIA  
 DIAM. 3/4" PVC CLASE 250 PSI  
 DIAM. 1/2" PVC CLASE 315 PSI  
 TODOS LOS ACCESORIOS DEBEN  
 LLEVAR CONTORNILLO  
 HACIA LAS SENTIDAS DEL CIRCUITO  
 HACIA LOS ACCESORIOS,  
 SERVAN DE PVC DIAM. 1/2".



## DIAGRAMA DE CONEXION DE CDRENAJES DE AUTOCLAVES

SIN ESCALA



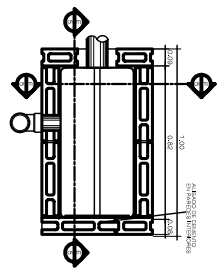
## INST. HID. AGUA POTABLE

ESCALA: 1:100



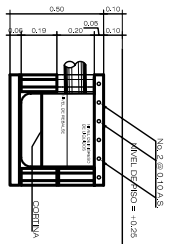
### DETALLE CAJA DE REGISTRO

ESCALA 1:20



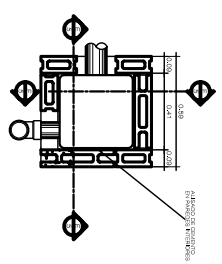
### DETALLE CAJA DE REGISTRO

ESCALA 1:20



### SECCION E-E

SIN ESCALA



### PLANTA DE CAJA DE UNION

SIN ESCALA

		INSTITUTO GUATEMALTECO DE SEGURIDAD SOCIAL DIVISION DE MANTENIMIENTO	
PROYECTO: CONSULTA EXTERNA HOSPITAL DE REHABILITACION ZONA 12			
OPERA CIVIL PLANTA DE INSTALACION HIDRAULICA AGUA POTABLE		REVISOR: D.M. A.	
DISEÑO: BYRON E. JACINTO	CALCULO: BYRON E. JACINTO	ESCALAS: INDICADA	CLAVE: F-1
DIBUJO: BYRON E. JACINTO	FECHA: SEPTIEMBRE 2006	ESCALAS: INDICADA	CLAVE: F-1
VO. BO. DPTO. INFRAESTRUCTURA		VO. BO. DEFENDENCIA	
13		17	







