

# Universidad Nacional de Ingeniería

**PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA**

**C I V I L**



## **“ Diseño y Construcción de una Edificación Multifamiliar ”**

**T E S I S**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

**INGENIERO CIVIL**

**RAUL EDUARDO FLORES VARGAS**

PROMOCION 1974 - I

**LIMA • PERU • 1981**

## I N D I C E

<u>CAPITULO I</u>	<u>PAGINA</u>
Introducción	6
<u>CAPITULO II</u>	
Arquitectura	9
Especificaciones Técnicas	11
<u>CAPITULO III</u>	
Estructuras	
- Análisis Estructural y Concreto Armado	28
<u>CAPITULO IV</u>	
Instalaciones Sanitarias	105
<u>CAPITULO V</u>	
Instalaciones Eléctricas	143
<u>CAPITULO VI</u>	
Licencia de Construcción	148
<u>CAPITULO VII</u>	
Análisis de Costos Unitarios	152
Metrados	170
Presupuesto	187
Planos	

# C A P I T U L O I

## I N T R O D U C C I O N

En este trabajo intitulado "Diseño y Construcción de una Edificación para vivienda multifamiliar" es el desarrollo de un proyecto completo en la cual involucra el Diseño Arquitectónico, Estructuras, Instalaciones Sanitarias y Electricas, como sus Análisis de Costos Unitarios, Metrados y Presupuestos, como también la tramitación y obtención de la Licencia de Construcción.

En este proyecto se desarrollan conocimientos de las especialidades de Arquitectura, Construcción, Estructuras e Hidráulica, estos 3 últimos del programa Académico de Ingeniería Civil, como también de las especialidades de los programas académicos de Sanitaria y Electricidad, es lógico suponer que para proyectos de mayor envergadura; es necesario contar además del Ingeniero Civil, con profesionales en las diferentes especialidades; sean Arquitectos, Ingenieros Sanitarios, e Ingenieros en la especialidad de Electricidad.

Seguidamente exponemos el proceso seguido en el desarrollo del proyecto :

### a) Arquitectura

Diseño arquitectónico en el cual se proyecta la edificación, dándole la forma adecuada cumpliendo con las Normas de Diseño, de modo de no desperdiciar espacio alguno.

b) Especificaciones Técnicas

Estas especificaciones técnicas son basadas en el Reglamento Nacional de Construcciones, en el A.C.I. etc, son pues, normas y recomendaciones basadas para el diseño y construcción de la edificación.

c) Diseño Estructural

El diseño estructural involucra los cálculos de los elementos de concreto armado.

d) Diseño de las Instalaciones Sanitarias

Un adecuado diseño de las instalaciones sanitarias debe prever aspectos sanitarios de confort y de economía para los usuarios.

e) Diseño de las Instalaciones Electricas

El diseño de las instalaciones electricas involucran el diseño de los circuitos a establecer y de los conductos y conductores de los circuitos electricos.

f) Metrados

g) Análisis de Costos y Presupuestos

h) Requisitos para la obtención de la Licencia de Construcción.

i) Planos de Arquitectura y Estructuras e Instalaciones Eléctricas y Sanitarias.

Características de la Edificación y Necesidades

El terreno en donde se desarrollará la edificación tiene las siguientes características :

Ubicación : Lote en esquina con pasaje peatonal

Dimensiones: 18 x 30 = 540 m<sup>2</sup>.



Zonificación : R - 5

Capacidad portante del suelo : 3 kg/cm<sup>2</sup>.

Se proyectará un edificio para viviendas multifamiliar de 4 pisos

## C A P I T U L O    I I

### ARQUITECTURA

#### Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico se ha realizado de acuerdo a las dimensiones mínimas que da el Reglamento Nacional de Construcciones para una vivienda Multifamiliar de 4 pisos; así se tiene que el área de recreación mínima por unidad de vivienda es de 15 m<sup>2</sup>., el área de cada ventana será de 1/10 del área del piso de cada habitación, el área de ventilación será 1/20 de la superficie del piso de la habitación.

Toda unidad de vivienda deberá tener como mínimo 45 m<sup>2</sup>. techados según RNC III-X-2.

La cocina y el cuarto de baño, tendrán una área mínima de 3 m<sup>2</sup>. - cada una.

La altura mínima será de 2.30 m., medida libre entre el piso y el cielo raso.

La dimensión mínima sea largo ó ancho de cualquier ambiente en el área habitable será de 2.40 mts., en el caso de dormitorios complementarios la dimensión mínima será de 2.00 mts. y el área mínima de 6 m<sup>2</sup>.

El ancho mínimo del pasaje de circulación dentro de la casa habitación será de 0.90 m. El ancho mínimo del pasaje cubierto de circula

ción exterior a la casa-habitación y común a varias casas , será de 1.20 m. cuando sirve hasta 5 casas, y se incrementará el ancho en -- 0.30 m. por cada 1 a 5 casas más, según RNC III-X-5.1

El coeficiente de edificación determinará el área máxima total de edificación, techada, en función del área del lote, es decir que se podrá techar un área equivalente a tantas veces el área del lote, como lo indica el coeficiente.

Así se tiene que para la zonificación R-5 tenemos :

Máximo coeficiente de edificación	:	2.4
Area libre mínima	:	40% (ósea $0.4 \times 30 \times 18$ $= 216 \text{ m}^2$ .)
Número de Pisos	:	4
Estacionamiento	:	1 vehículo por cada 2 departamentos.

De donde se obtiene :

Area máxima de construcción :  $30 \times 18 \times 2.4 = 1296 \text{ m}^2$ .

Area de construcción por planta:  $0.6 \times 30 \times 18 = 324 \text{ m}^2$ .

Descripción del Diseño Resultante.

En el 1er. piso- Un Hall General y una Escalera Común, un departamento con 1 sala comedor, 2 dormitorios, 1 cocina, 2 baños completos y un patio de servicio.

Otro departamento con 1 sala comedor, 2 dormitorios, 1 cocina, 1 baño completo y 1 patio de servicio.

Una portería que consta de un dormitorio con su baño respectivo.

Pisos típicos 2do., 3er y 4to. piso.

Un hall por piso y una escalera común.

Un departamento consta de 1 sala comedor, 3 dormitorios, 2 baños completos y una cocina, además tiene un dormitorio de servicio con su respectivo baño y un patio de servicio.

El otro departamento consta de 1 sala comedor, 2 dormitorios, 1 baño completo, 1 cocina y un patio de servicio.

Además el edificio tiene una azotea en donde está ubicado el tanque elevado.

### ESPECIFICACIONES TECNICAS

#### 1. Instalaciones Provisionales

Incluye la construcción de casetas para guardiana, almacén, depósitos para herramientas ó otros implementos.

Se instalarán y mantendrán en buenas condiciones los servicios sanitarios para todos los obreros y personal administrativo, retirándolos, al finalizar la obra todas las instalaciones provisionales, debiendo quedar limpia y sin desechos de construcción la zona utilizada.

#### 2. Trazado

Comprende el replanteo de los planos en el terreno, fijando los ejes de referencia y las estacas de nivelación.

## MOVIMIENTO DE TIERRAS

### 1. Excavaciones

Las excavaciones para zapatas y cimientos corridos serán de tamaño exacto.

El fondo de la excavación hecha para la cimentación quedará limpio y parejo. Si por error se excavará en exceso, no será permitido rellenar la excavación, debiéndose llenar con concreto 1:12 el volúmen excedente.

Las excavaciones para las zapatas y cimientos en general tendrán como mínimo las dimensiones indicadas en los planos.

### 2. Rellenos

Se limpiará la superficie del terreno eliminando las plantas, raíces u otras materias orgánicas antes de ejecutar el relleno.

Los rellenos se harán en capas sucesivas no mayor de 0.15 m. de espesor, debiendo ser muy bien compactadas y regados en forma homogénea a humedad óptima, para que el material empleado alcance su máxima densidad seca

### 3. Eliminación de Desmonte

Una vez terminada la obra se debe dejar el terreno, completamente limpio de desmonte ó otros materiales que impidan los trabajos de jardinería y otras obras.

La eliminación del desmonte deberá ser periódica, no permitiendo-se que el desmonte permanezca dentro del perímetro de la obra más de 1 mes, salvo el material a emplearse en rellenos.

## OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

### 1. Cimientos Corridos

Llevarán cimiento corrido los muros que se apoyen sobre el terreno. Serán de concreto ciclópeo, de cemento y hormigón en proporción 1:10 con un máximo de diez galones de agua por saco de cemento. Se agregará piedra grande de río limpio hasta un tamaño máximo de 8", en un volumen que no excede el 30%.

El concreto podrá vaciarse directamente a la zanja sin encofrados siempre y cuando no exista posibilidades de derrumbe.

Se humedecerán las zanjas antes de llenar los cimientos, y no se colocarán las piedras grandes sin antes haber vaciado una capa de concreto de por lo menos 10 cm. de espesor. Todas las piedras deberán quedar completamente rodeadas por la mezcla sin que se toquen sus extremos.

Las dimensiones de las cimentaciones serán las que indican los planos de cimentación.

### 2. Sobrecimientos

Llevarán sobrecimientos todos los muros de la planta baja.

El ancho del sobrecimiento será el mismo del muro de ladrillo.

La altura será la que indiquen los planos correspondientes, serán de concreto ciclópeo, de cemento y hormigón en proporción de 1:8 con 25% de piedra mediana hasta un tamaño máximo de 4".

3. Falso Piso y Gradass

Se harán de concreto ciclópeo, de cemento-hormigón en proporción 1:10 y de acuerdo a los planos.

OBRAS DE CONCRETO ARMADO

1. Generalidades

El concreto armado es una mezcla de cemento, arena y piedra, los cuales mezclados con agua forman el concreto el cual al contactarse con la armadura de acero forma lo que llamamos comunmente concreto armado.

El cemento a usarse será el cemento Portland normal.

El cemento será almacenado en bolsas en un lugar techado, fresco y libre de humedad y contaminación.

El agua que se empleará en la mezcla será fresca, limpia y potable, libre de sustancias perjudiciales tales como aceites, ácidos alcalis , sales, materias orgánicas u otras sustancias que puedan perjudicar el concreto ó el acero.

Los agregados que se usarán son: el agregado grueso ó piedra partida y el agregado fino ó arena. Los agregados finos y gruesos deberán ser considerados como ingredientes separados.

La arena será limpia, de grano grueso, rugoso, resistente y se controlará la materia orgánica que pueda existir en ella.

La piedra partida será limpia, libre de partículas de arcilla plástica en su superficie y proveniente de una roca que no se encuentre en proceso de descomposición.

El tamaño máximo del agregado grueso será de 1/2" para el concreto armado.

2. Consistencia del Concreto

Las proporciones de agregado a cemento serán tales que se pueda producir una mezcla fácilmente trabajable y que además tenga la resistencia especificada de manera que se acomode dentro de las esquinas y ángulos de las formas y alrededor del refuerzo con el método de colocación empleado en obra, pero que no permita que los materiales se segreguen ó produzcan un exceso de agua libre en la superficie.

3. Dosificación y Mezclado del Concreto en Obra

La dosificación de las partes integrantes del concreto será realizada en la obra. Antes de comenzar a preparar el concreto, todo el equipo para el mezclado estará perfectamente limpio.

El agua de los depósitos de los equipos de mezcla, que haya estado guardada del día anterior será eliminada y se llenará nuevamente el depósito con agua limpia y fresca.

La mezcladora deberá ser descargada totalmente antes de agregar una nueva carga.

4. Colocación del Concreto y Preparación Previa

a) Preparación Previa.- Antes del vaciado del concreto, el trabajo de encofrado debe haberse terminado, las formas ó encofrados deben ser mojados completamente ó asentados.

Los muros de ladrillo cerámica ó de concreto que irán en contac-



to con el concreto, deberán humedecerse bien.

El refuerzo ó barras, deberán estar perfectamente limpios de oxidos ú otras sustancias deletérea. El refuerzo deberá fijarse adecuadamente en su lugar, se usarán ganchitos adecuados de fierro y cubitos de mortero de alta resistencia para dar la separación debida entre barras y el recubrimiento correcto, ya que de ésta forma la armadura no se pegará al encofrado.

Todo material flojo e inconsistente, pegado al encofrado debe eliminarse, así como el concreto antiguo pegado a las formas. Se deberán humedecer los ladrillos de cerámica y de concreto de los techos aligerados, previamente al vaciado.

Se cuidará que se hayan ejecutado todos los tendidos de ductos ó tubos para el pase de las instalaciones eléctricas, así como de que estén perfectamente colocados los puntos ó cajas para luz, conexiones ó tuberías de agua y desagüe.

b) Vaciado ó colocación del Concreto.- En general el concreto deberá ser depositado en forma continúa, ó en capas de un espesor, tal que el concreto no sea depositado sobre el concreto ya endurecido suficientemente, de manera que ésta situación pueda producir planos débiles.

Si una sección determinada no puede ser colocada continuamente se deberán colocar juntas de construcción.

La velocidad de colocación del concreto debe ser, tal, que el concreto antes colocado esté todavía plástico y se integre con

el concreto que recién se coloca, especialmente al que está entre las barras.

No debe colocarse concreto, el cual ha endurecido parcialmente ó el cual ha sido contaminado con materias extrañas.

En el vaciado de columnas se deberá evitar que el concreto golpee contra las formas, ya que esto produce segregación, la práctica correcta es de que el concreto caiga nítidamente en el centro de la sección, para ello se puede usar aditamentos especiales.

#### PROTECCION Y CURADO DEL CONCRETO

a) Protección

El concreto no debe ser colocado durante las lluvias fuertes que puedan perjudicar al concreto que se está colocando, ya que pueden incrementar el agua de la mezcla y malograr el terminado si lo hubiera.

b) Curado del Concreto.

El curado deberá ser realizado por lo menos 7 días, con la excepción de los concretos con aditivos de los llamados de alta resistencia rápida, los que se curarán por lo menos durante 3 días.

Se comenzará a curar a las 10 ó 12 horas del vaciado.

Si se curan con agua los elementos horizontales se mantendrán con agua, especialmente en las horas de mayor calor y cuando el sol está actuando directamente.

En los elementos inclinados y verticales como columnas, muros, etc. cuando son curados por agua, se regará continuamente de manera que les caiga agua en forma de lluvia.

### ENCOFRADOS

Los encofrados deberán ceñirse a la forma, límites y dimensiones indicados en los planos y serán suficientemente estancos para evitar una pérdida de mortero ó filtraciones de mortero.

El diseño de los encofrados será el correcto y seguro, tanto en espesores como en apuntalamiento, de manera que no existan deflexiones que causen desalineamiento, elementos fuera de plano y desniveles, y que no exista ningún peligro en el momento del vaciado.

Desencofrado ó Remoción de Formas.- No se permitirán cargas producidas por ó durante la construcción, que excedan las cargas de diseño y que estén sobre porciones de la estructura sin apuntalamiento.

En los elementos de la estructura durante el período de construcción no se cargarán los puntales, ni se quitarán, hasta que dicha porción haya adquirido suficiente resistencia.

Las formas se deberán remover de tal manera que se garantise la seguridad de la estructura.

Para descimbrar se hará descender gradualmente, quedando totalmente prohibido forzarlas ó golpearlas, evitará toda trepidación.

Para el caso de desencofrado, se tendrá las siguientes consideraciones :

<u>Desencofrado para el</u> <u>Caso Normal</u>	<u>Tiempo Mínimo para</u> <u>Desencofrar</u>	<u>f'c a los 7 días</u>
a) Columnas, muros, costados de vigas y zapatas.	2 días	-
b) Fondo de losas normales.	10 días	75%
c) Fondo de viguetas	10 días	75%
d) Fondo de losas y vigas	21 días	90%
e) Ménsulas ó voladizos	28 días	100%

#### ALBAÑILERÍA

El asentado de los ladrillos será hecho proligamente y en particular se pondrá atención a la calidad del ladrillo, a la ejecución de las juntas, al plamo de muro y perfiles de derrames, y a la dosificación y colocación del mortero.

La mezcla del mortero será de 1:5

## REV ESTIMIENTOS

### 1. Tarrajeos

Se empleará mortero de cemento-arena en proporción de 1:4 con un espesor de 2 cm.

La arena será uniforme, libre de arcilla, materiales orgánicos y sa  
litre.

Se limpiarán y humedecerán las superficies, según el caso, antes de proceder a su tarrajeo.

Las superficies deberán tener la suficiente aspereza para que exista buena adherencia.

El acabado del tarrajeo será plano y desecho, para ello se trabajará con cintas de referencia de mortero pobre 1:7 corridos verticalmente a lo largo del muro. Las cintas, convenientemente aplomadas sobresaldrán el espesor exacto del tarrajeo, tendrán un espaciamiento máximo de 1.5 m. arrancando lo más cerca posible de la esquina del paramento.

Terminando el tarrajeo, se fijarán las cintas rellenando el espacio con mezcla algo más rica que la usada para el resto del tarrajeo.

Donde se aplique una segunda capa de tarrajeo (enlucido) se dará a la primera capa una superficie rugosa, para ello se rayará debidamente la superficie para obtener una adherencia con la siguiente capa

2. Enlucido Cieloraso.-Se empleará mortero de yeso. El acabado se hará con llana metálica, debiendo quedar una superficie pulida, pareja y firme.

3. Derrames. - Los derrames de los marcos de puertas y ventanas así como terminados de muros serán de la misma calidad que el tarrajeo ó enlucido.

### IMPERMEABILIZACION

Se impermeabilizarán las caras interiores y el fondo de la cisterna.

La impermeabilización constará de una preparación previa de la superficie, de manera que ella quede perfectamente limpia.

La superficie sobre la cual se aplicará el mortero impermeabilizante deberá ser lo suficiente rugoso para que se adhiera perfectamente el mortero impermeabilizante.

Para preparar el mortero impermeabilizante se utilizará una solución del producto sika Nº 1 ó Tricosol.

La preparación se hará de acuerdo a la especificación del producto a usarse.

La primera capa se trabajará con frotachado metálico de manera que quede una superficie lo más rugosa posible a la cual se pueda adherir la segunda capa, se dejará un rayado para que se pueda adherir la segunda capa.

La segunda capa se alisará con llana metálica de manera que quede una superficie pulimentada.

La aplicación del mortero se hará siempre de abajo hacia arriba - prensandolo fuertemente y continuamente con la plancha metálica.

## PISOS

### 1. Falso Piso

Llevarán falso piso todos los ambientes de la planta baja en contacto con el terreno.

Serán de 4" de espesor, utilizando concreto en proporción 1:12 de cemento hormigón, se vaciará el concreto sobre el terreno humedecido bien nivelado, compactado a máxima densidad seca, utilizando reglas.

Los falsos pisos se ejecutarán en lo posible, tan pronto se terminen los sobrecimientos.

### 2. Contrapiso

Llevarán contrapisos preparados para recibir materiales pegados (parquet, etc.) los comedores, dormitorios, closets y en general todos los ambientes que indiquen los planos de acabados respectivos.

Los contrapisos serán de mezcla de cemento y arena 1:4, perfectamente bien nivelados y pulidos con plancha de madera.

El espesor mínimo total del contrapiso será de 2.5 cm.

Su ejecución será después de terminados los cielos rasos, colocados los marcos de las puertas, incluido el tarrajeo de los muros y enlucido de los cielos rasos, de manera que queden perfectamente limpios y sin defectos que perjudiquen la colocación del piso.

### 3. Piso de Cemento

Irán en los ambientes que indique las especificaciones de acabado

El piso será de mezcla de cemento-arena 1:4 y acabado con una capa de 1.5cm. de espesor, de mezcla 1:2 cemento-arena.

4. Pisos de Cemento Pulido Coloreado

De una mezcla de 1:4 de cemento-arena, y acabados con una capa de 1.5 cm. de espesor, de mezcla 1:2 cemento arena, y espolvoreando la superficie externa con cemento y ocre rojo, planchando con llana metálica para obtener una superficie lustrosa.

5. Pisos de Parquet.

Disposiciones generales sobre la colocación de pisos de parquet.

- a) El contrapiso no se mojará, debiendo estar perfectamente seco antes de procederse al trabajo.
- b) La superficie del contrapiso estará perfectamente nivelada y rugosa.
- c) El parquet a usarse estará perfectamente seco.
- d) Sobre el contrapiso se pasará una capa de imprimante que se dejará secar por lo menos 24 horas.
- e) Usándose un pegamento adecuado, se procederá a pegar el parquet, colocándose la cantidad adecuada de pegamento, evitándose que sobresalga y manche la superficie del piso o los bordes de las paredes, estas deberán ser limpiadas totalmente y a satisfacción antes de entregarse el trabajo terminado.
- f) El imprimante y pegamento especificados, son el mismo material que es una "brea industrial" para colocar parquet. Es una - brea seca que se ablanda por acción del calor y se licúa.
- g) Una vez colocada la totalidad de los pisos de parquet, se procederá al cepillado, cuidando dejar una superficie completamente lisa y pareja en el total, tanto al centro del piso como en los bordes.



6. Pisos de Loseta Corriente

Serán de color claro de 20 x 20 cm. asentados con cama de cemento-arena 1:4 de 1.5 cm. de espesor y fraguado con pasta de cemento.

7. Pisos de Losetas Venecianas

Serán de color claro de 20 x 20 cm., asentados con cama de cemento-arena 1:4 de 1.5 cm. de espesor y fraguado con pasta de cemento.

ZOCALOS Y CONTRAZOCALOS

1. Zócalos de Mayólica.

La mayólica será de color blanco nacional de 15 x 15 cm. y de color de 11 x 11 cm., de primera calidad.

El mortero de la capa base será de cemento y arena en proporción 1:4 con 10% de cal con relación al volumen de cemento.

2. Contrazócalo de Madera.

Todos los ambientes que tengan pisos de parquet, llevarán contrazócalos de madera de cedro nacional seco de buena calidad tipo - seleccionado de 4" de alto por 3/4" de espesor.

Contrazócalos de Losetas.

Serán de losetas de 10 x 30 cm. asentados sobre una pasta de cemento-arena 1:4 y de acuerdo al tipo de losetas del piso.

### CARPINTERIA DE MADERA

Se empleará para los marcos de las puertas el cedro nacional seleccionado, y para las hojas el triplex, la madera será secada al horno.

Los pasamanos de las escaleras serán de cedro nacional de 2" x 4"

### CARPINTERIA METALICA

La carpintería metálica será de fierro y de acuerdo a lo indicado en los planos.

### CERRAJERIA

Todas las puertas llevarán bisagras de 4" bronceadas ó de acero, según se determine.

Las ventanas serán del tipo corredizo con seguro interno.

### INSTALACIONES SANITARIAS

Las tuberías para el desagüe serán del tipo PVC y de concreto normalizado según lo indicado en los planos.

Las tuberías para agua serán de fierro galvanizado.

Pruebas.- Antes de cubrirse las tuberías, se efectuarán las pruebas correspondientes que consistirán en lo siguiente :

- a) Prueba de presión con bomba de mano para las tuberías de agua, debiendo soportar una presión de 100 lb/pulg<sup>2</sup>. sin presentar escapes por lo menos durante 15 minutos.

- b) Prueba de las tuberías de desagüe, que consistirá en llenarlas después de haber taponeado las salidas bajas, debiendo permanecer llenas, sin presentar escapes, por lo menos durante 24 horas. Las pruebas de las tuberías y aparatos podrán ser realizados parcialmente, a medida que lo permita el trabajo, pero al final se realizará siempre una prueba general del conjunto.

### INSTALACIONES ELECTRICAS

#### 1. Tablero General

Será del tipo centro, irá empotrado con interruptores automáticos sin fusibles.

#### 2. Conductos

Los conductos serán de plástico (PVC) del tipo Sel, irán empotrados en techos, pisos y muros, y serán de los diámetros indicados en los planos respectivos, el diámetro mínimo de las tuberías será de 3/4" y de 5/8" para la instalación de timbres.

#### 3. Conductores

Los conductores serán de cobre, con aislamiento termoplástico, tipo Tw, para facilitar su paso por los conductos, se empleará talco ó estearina, no debiéndose usar grasas, ó aceites.

El calibre mínimo de los conductores para 220 voltios será el N° 14 AWG, y para la instalación de timbres será el N° 18 AWG.

#### Posición de las Salidas.

La ubicación de todas las salidas sobre los pisos terminados cuando no esten indicados expresamente en los planos, será como se indica a continuación:

Borde superior de tablero .....	1.60 m.
Braquetes .....	1.90 m.
Interruptores .....	1.20 m.
Tomacorrientes .....	0.40 m.
Tomacorrientes en la cocina .....	1.10 m.
Antenas de T.V. en muro y telefono .....	0.40 m.

### VIDRIOS

Los vidrios serán blancos, transparentes y que no deformen la imagen.

Los vidrios serán del tipo doble.

### PINTURA

Se pondrá pintura para muros exteriores Supermate Latex, y para muros interiores Supermate Temple.

- Se pondrá barniz en puertas, contrazócalos.
- Pintura en cielo raso.

CONSIDERACIONES SISMICAS

La estructuración de la edificación se compone de elementos estructurales de concreto armado y de muros de corte de ladrillo. La función de algunos muros es resistir cargas verticales y en conjunto tiene la rigidez y resistencia necesaria y suficiente para tomar las fuerzas sísmicas laterales especificadas por el código Peruano de Diseño Sísmico.

La estructuración adoptada corresponde a una situación de Defensa Escalonada, donde los muros de corte de ladrillo tienen la rigidez necesaria para absorber en caso de un sismo moderado toda la fuerza lateral; y si el sismo es muy severo de manera que la rigidez de los muros disminuyen apreciablemente, debido a agrietamiento de los mismos, las fuerzas laterales en segunda instancia serán resistidas por las columnas.

Fuerza Sísmica Horizontal

Para la determinación de las fuerzas sísmicas horizontales utilizaremos la propuestas de Actualización de Normas Básicas de Diseño Sismo Resistente, presentadas por los profesores, Julio Kuroiwa Horiuchi, Roberto Morales Morales, Alejandro Sanches Olano, Eduardo Temoche Mercado, Ricardo Yamashiro Kamimoto.

Las estructuras serán diseñadas y construidas para resistir una fuerza horizontal sísmica calculada según la siguiente fórmula :

$$H = I \frac{S_c}{R_D} P$$

En donde :

H = Fuerza cortante sísmica en la base del edificio

I = Factor de Importancia de las edificaciones

S = Factor de sismicidad regional

C = Coeficiente sísmico

$R_D$  = Factor de Ductilidad

P = Carga muerta del edificio más un porcentaje de la carga viva

Según la clasificación de las construcciones por las consecuencias de su falla, consideraremos la edificación de categoría B, para lo cual se consideran estructuras cuyas fallas ocasionarían pérdidas de magnitud intermedia, y todas aquellas cuyas fallas por movimiento sísmico puedan poner en peligro otras construcciones de esta categoría

Según la categoría B de la edificación tendremos para I = 1.0

De acuerdo a su sismicidad para Lima (Región 2) nos corresponde un S = 0.8

Para edificios con muros de albañilería confinado se tiene un factor de ductilidad :  $R_D = 2.5$

El coeficiente sísmico "C" se determinará mediante la siguiente expresión :

$$C = \frac{0.80}{0.6 \frac{T}{T_s} + 1}$$

En donde :

T = Período fundamental de la estructura

$T_s$  = Período predominante del suelo

Para edificios con gran cantidad de muros de corte, gran cantidad de muros y tabiques divisorios y ventanales pequeños en la dirección "y" se tiene :

$$T = 0.05 \frac{h}{\sqrt{D}}$$

En donde :

$h$  = Altura del edificio

$D$  = Dimensión en la dirección "Y"

Por consiguiente reemplazando sus valores para  $h = 11$  mts. y  $D = 10$  mts. se tiene :

$$T = 0.05 \times \frac{11}{\sqrt{10}} = 0.17 \text{ seg.}$$

El período predominante del suelo de cimentación,  $T_s$ , puede definirse como el período natural del estrato en consideración, para el cual las ondas incidentes de corte son extremadamente amplificadas.

El período predominante del suelo se determinará por un estudio insitu para nuestro caso  $T_s = 0.2$  seg. para suelo firme.

En consecuencia el coeficiente sísmico "C" será :

$$C = \frac{0.80}{0.6 \frac{0.17}{0.20} + 1} = 0.53 > 0.50$$

Como el límite superior de C es 0.50 asumiremos  $C = 0.50$  consi-

derando para simplificar, un peso de 240 tn para cada nivel se tiene que :

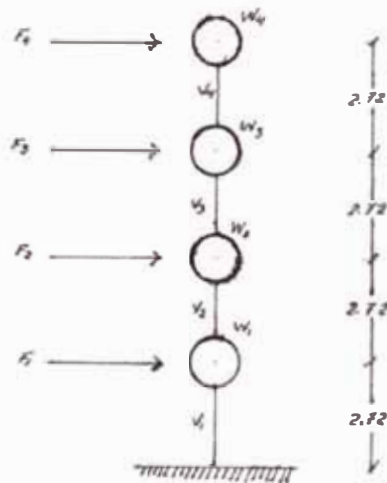
$$P = 240 \times 4 = 960 \text{ tn}$$

En consecuencia se tiene que la fuerza cortante sísmica en la base del edificio será :

$$H = \frac{(1) (0.80) (0.50) P}{2.5} = 0.16 P$$

$$\therefore H = 0.16 \times 960 = 153 \text{ tn}$$

Para el Análisis utilizaremos el método simplificado.



La fuerza cortante sísmica total en la base del edificio será distribuida a lo alto del edificio, de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F_i = fH \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

En donde :

$W_i$  - peso en el nivel  $i$ .



- hi = altura del nivel i respecto a la base del edificio
- f = factor que depende de la relación alto/ancho del edificio
- H = Fuerza cortante sísmica total en la base del edificio

En nuestro caso f = 1.00 dado que la relación alto/ancho es menor que 3.

Niveles	Wi (Tn)	hi (m)	Wi hi (Tn-m)	Fi (Tn)	Vi (Tn)
4	240	10.88	2611.2	61.2	61.2
3	240	8.16	1958.4	45.9	107.1
2	240	5.44	1305.6	30.6	137.7
1	240	2.72	652.8	15.3	153
			652.8		

Los muros son de ladrillo recocido de 0.25 m. de espesor, cuya resistencia al esfuerzo cortante es 1.5 kg/cm<sup>2</sup>.

Longitud de muros en la dirección y-y = 41 m = 4,100 cm.

Fuerza cortante Resistente = 4,100 cm x 25 cm x 1.5 kg/cm<sup>2</sup> = 153,750 kg.

$$V_R = 153.75 T_n > H = 153 T_n$$

Se concluye que la densidad de muros considerada es suficiente para resistir la fuerza cortante H que actúa sobre la edificación en la dirección y-y.

Como la densidad de muros es la misma en los pisos superiores, la fuerza cortante en esos niveles va disminuyendo, los esfuerzos cortan-

tes serán apreciablemente menores al de 1.5 kg/cm<sup>2</sup>.

En caso de un sismo muy severo los muros de corte de ladrillo se agrietarán, la edificación pierde rigidez, aumentando su período de vibración y las fuerzas cortantes sísmicas deben ser resistidas por las 28 columnas de la edificación, y así tenemos :

$$H = \frac{S_c}{R_D} P I$$

$$I = 1.0$$

$$S = 0.80$$

$$C = \frac{0.80}{0.6 \frac{T}{T_s} + 1}$$

Considerando que la estructura está formada por vigas y columnas; el período de vibración puede estimarse por la expresión  $T = 0.1 n$  en donde "n" es el número de pisos de la edificación.

$$\therefore T = 0.1 n = 0.1 \times 4 = 0.4 \text{ seg.}$$

$$T_s = 0.2 \text{ seg.}$$

$$R_D = 6 \text{ (para pórticos ductiles)}$$

En consecuencia :

$$C = \frac{0.80}{0.6 \frac{0.4}{0.2} + 1} = 0.36$$

$$H = \frac{(1.0) (0.80) (0.36)}{6} P = 0.048 P = 0.05P$$

$$H = 0.048 \times 960 = 46 \text{ Tn}$$

Se aprecia que al disminuir la rigidez de la edificación; el coeficiente sísmico disminuye de 0.16 a 0.05

Fuerza Cortante que toman las columnas de Concreto Armado

$$= \phi 0.50 \sqrt{f'_c} = 0.85 \times 0.50 \sqrt{175} = 5.62 \text{ kg/cm}^2.$$

$$V_c = 28 (5.62 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}) = 141,624 \text{ kg} = 141.62 \text{ Tn}$$

La fuerza cortante última actuante estará dado por la expresión:

$$H_u = 1.25 H$$

y así se tiene que :

$$H_u = 1.25 \times 46 = 57.5 \text{ Tn} < V_c = 141.62 \text{ Tn}$$

De acuerdo al código Peruano de concreto armado se aprecia que la fuerza cortante resistente de las 28 columnas es apreciablemente mayor que la fuerza cortante horizontal actuante.

La fuerza cortante en los niveles superiores será menor, como las dimensiones de las columnas se mantienen constantes, la fuerza cortante resistente, será mayor que la actuante.

En conclusión se verifica que la estructuración adoptada es conveniente frente a movimientos sísmicos, debido a que durante sismos moderados, sismos que probablemente ocurrirán durante la vida útil de la edificación, no ocurrirán desplazamientos excesivos, (estructura rígida con muros de corte), evitándose la sensación desagradable de pánico, y frente a sismos muy severos las columnas pueden absorber las fuerzas sísmicas correspondientes, justificándose en esta situación desplazamientos apreciables, pero no ocurrirá el colapso de la edificación.

### ESTRUCTURACION

En esta etapa del proceso de cálculo se ha seleccionado una distribución adecuada de los distintos elementos del conjunto estructural, tales como la disposición de columnas y vigas.

La determinación del sentido del aligerado, selección de muros, etc., tratando de adquirir coherencia en todas las partes de la estructura y buscando que la línea de acción de las fuerzas se transmita en forma equilibrada a la cimentación.

#### Cargas de Diseño

##### Cargas Muertas

En este ítem se consideran :

##### 1. Peso Propio.

Referido al peso de los diferentes elementos estructurales, tales como vigas, columnas, aligerados, etc.

En el Reglamento Nacional de Construcciones se especifica pesos promedios para diferentes alturas de aligerados.

Altura Total del	Espesor de la Losa	Peso Propio
<u>Aligerado en mts.</u>	<u>en mts.</u>	<u>kg/cm<sup>2</sup>.</u>
0.17	0.05	280
0.20	0.05	300
0.25	0.05	350
0.30	0.05	420
0.35	0.05	475
0.40	0.05	600

2. Peso sostenido ó muerto de los elementos secundarios de relleno.

Se refiere a elementos no estructurales como tabiques, pisos instalaciones permanentes, etc.

Para proposito de diseño se consideran los siguientes pesos:

- Piso Terminado : 100 kg/m<sup>2</sup>.
- Tabiquería : 100 kg/ m<sup>2</sup>.

#### Cargas Vivas ó Sobrecargas

Generalmente es distribuida y movil, pudiendo extenderse en las zonas precisas para producir efectos más desfavorables.

Se especifica en el R.N.C., de acuerdo al uso que se va a dar a los pisos, así tenemos :

Oficinas	250 kg/ m <sup>2</sup> .
Departamentos	250 kg/ m <sup>2</sup> .
Escaleras	500 kg/ m <sup>2</sup> .
Pisos Comerciales	500 kg/ m <sup>2</sup> .

#### Fuerzas de Sismo

Se considera sólomente las fuerzas horizontales que actúan con centradas al nivel de cada piso.

#### Concreto

La resistencia cilíndrica del concreto (a los 28 días) a usarse es  $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ .

#### Refuerzo Metálico

Para todos los elementos estructurales se usará el " acero grado 60 " que presenta un límite de fluencia de  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ .

### Resistencia del Terreno

El terreno donde se construirá el edificio presenta una capacidad portante de  $\sigma_t = 3 \text{ kg/cm}^2$ .

El R.N.C. presenta espesores mínimos para vigas y losas en una dirección cuando no se calculan deflexiones. Estos espesores dependen de la luz de la viga ó losa.

La longitud de la luz de los elementos que no estén contruídos monolíticamente con sus apoyos, debe considerarse como el claro libre más el peralte de la losa, ó viga, pero sin exceder la distancia centro a centro a los apoyos.

### Peralte Mínimo de Vigas y Losas en una Dirección Cuando no se Calculan Deflexiones.

<u>Elementos</u>	<u>Espesor ó Peralte Mínimo</u>		
	<u>Libremente Apoyados</u>	<u>Con un Extremo Continuo</u>	<u>Ambos extremos Continuos</u>
Losa maciza	L / 25	L / 30	L / 35
Vigas y Losas Nervados	L / 20	L / 23	L / 26

L = Luz de una viga ó losa

### DISEÑO DE ALIGERADOS

Para los aligerados de la lra. y Planta típica

Dimensionamiento previo :

Se considera que  $h = \frac{1}{20}$

$$h = \frac{4.00}{20} = 0.20 \text{ m.}$$

• La altura del aligerado será de 0.20 m.

Según el Reglamento Nacional de Construcciones para ésta altura se considerará :

Espesor de losa : 0.05 m.

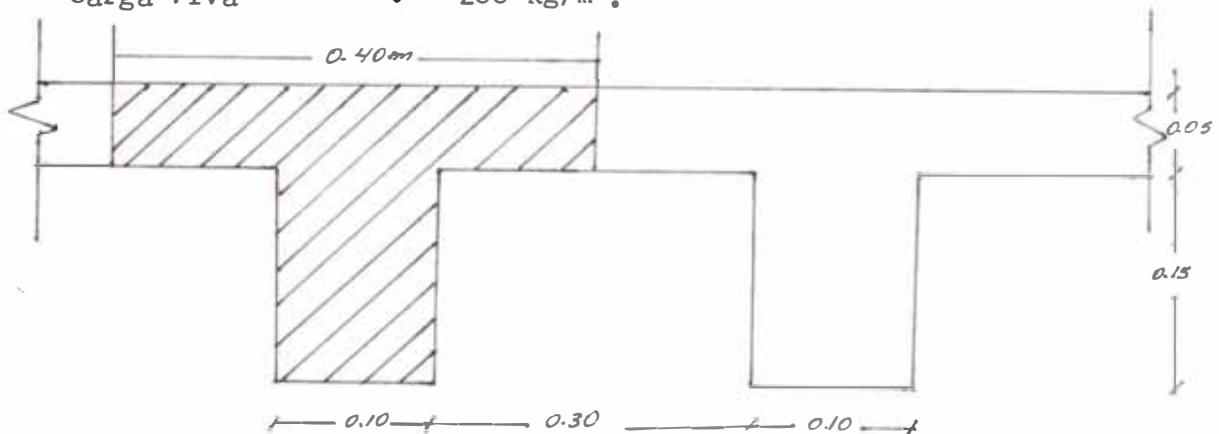
Peso Propio del Alige-

rado : 300 kg/m<sup>2</sup>.

Piso terminado : 100 kg/m<sup>2</sup>.

Tabiquería : 100 kg/m<sup>2</sup>.

Carga Viva : 200 kg/m<sup>2</sup>.



Area de Influencia - 0.40 m.

Metrado de cargas :

Peso Propio del Aligerado  $300 \text{ kg/m}^2$ .

Piso terminado  $\square 100 \text{ kg/m}^2$ .

Tabiquería  $\square 100 \text{ kg/m}^2$ .

Carga Muerta D  $- 500 \text{ kg/m}^2$ .

Carga Viva L  $- 200 \text{ kg/m}^2$ .

Carga por vigueta

$$D = 500 \times 0.40 = 200 \text{ kg/m de vigueta}$$

$$L = 200 \times 0.40 = 80 \text{ kg/m de vigueta}$$

Diseñando por el método de rotura

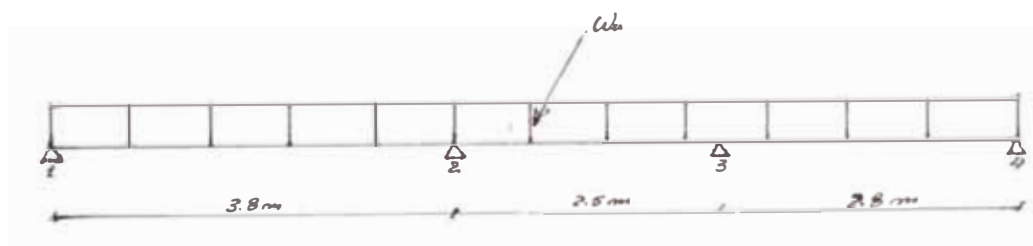
La carga de diseño será :

$$W_u = 1.5 D + 1.8 L$$

$$W_u = 1.5 \times 200 + 1.8 \times 80 = 300 + 144 = 444 \text{ kg/m} = 0.444 \text{ t/m}$$

$$\therefore W_u = 0.444 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

Aligerado A - 02



Aplicando el método de Cross se tiene :

Para  $I = 1$  por tener la misma sección (relativa)

### Cálculo de las Rigideces Relativas

Se sabe que :  $k_{ij} = \frac{3 I_{ij}}{4 l_{ij}}$  para articulación extrema

$$k_{12} = \frac{3}{4} \times \frac{1}{3.8} = 0.197 \approx 0.20$$



$$k_{23} = \frac{1}{2.5} = 0.40$$

$$k_{34} = \frac{3}{4} \times \frac{1}{2.8} = 0.268 \approx 0.27$$

### Cálculo de los Factores de Distribución

Se sabe que  $L_{ij} = \frac{k_j}{\sum k_i}$

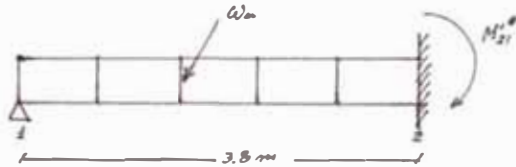
$$L_{21} = \frac{0.20}{0.20 + 0.40} = \frac{0.20}{0.60} = 0.33$$

$$L_{23} = \frac{0.40}{0.20 + 0.40} = \frac{0.40}{0.60} = 0.67$$

$$L_{32} = \frac{0.40}{0.40 + 0.27} = \frac{0.40}{0.67} = 0.60$$

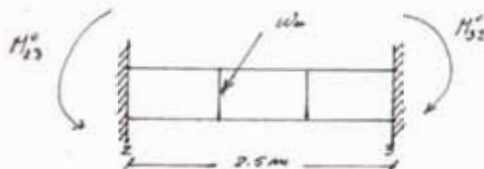
$$L_{34} = \frac{0.27}{0.40 + 0.27} = \frac{0.27}{0.67} = 0.40$$

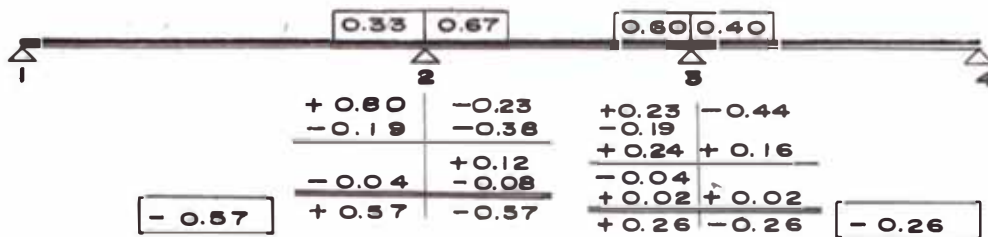
### Cálculo de los Momentos de Empotramiento



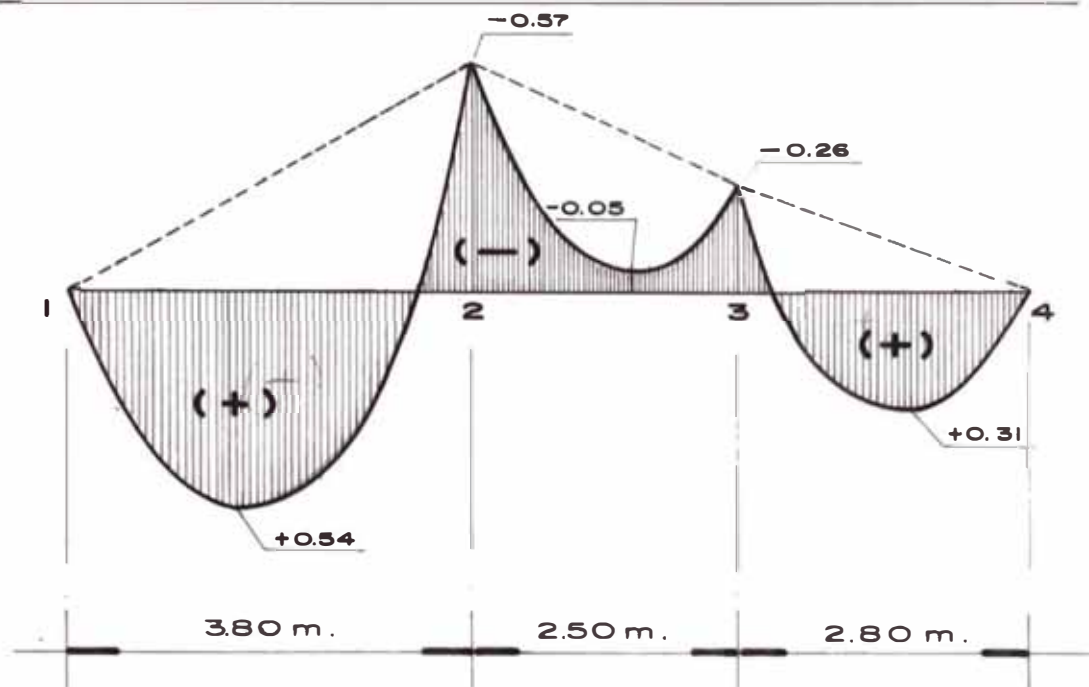
$$M_{12}^0 = -M_{21}^0 = -\frac{1}{12} w l^2 = -\frac{1}{12} (0.444) (3.8)^2 = -0.53 \text{ t-m}$$

$$M_{21}^{10} = M_{21}^0 - \frac{1}{2} M_{12}^0 = 0.53 - \frac{1}{2} (-0.53) = 0.80 \text{ t-m}$$



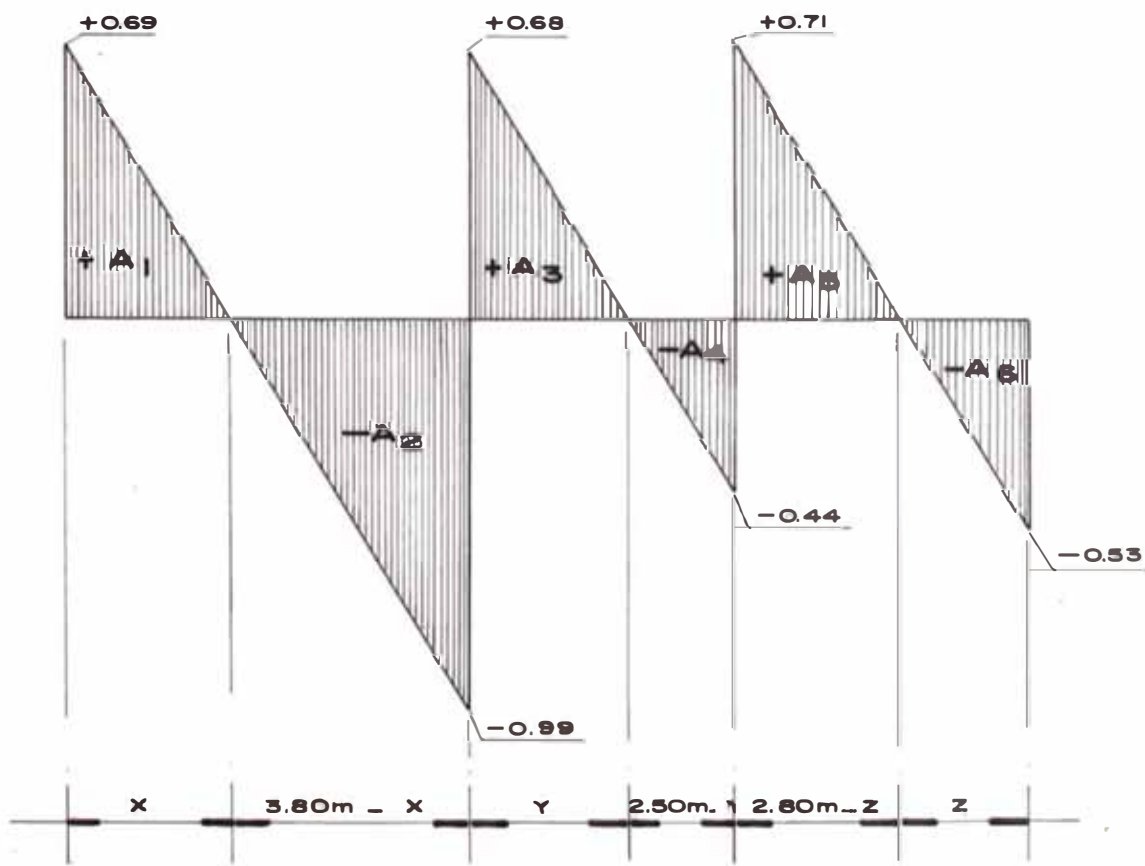


### DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES



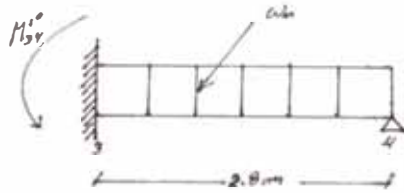
### DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES

$X = 1.56 \text{ m}$  ,  $Y = 1.52 \text{ m}$  ,  $Z = 1.20 \text{ m}$ .



ESCALA : H = 1/75 , V = 1/20

$$M_{23}^0 = - M_{32}^0 = - \frac{1}{12} w l^2 = - \frac{1}{12} (0.444) (2.5)^2 = - 0.23 \text{ t} \cdot \text{m}$$



$$M_{34}^0 = - M_{43}^0 = - \frac{1}{12} w l^2 = - \frac{1}{12} (0.444) (2.8)^2 = - 0.29 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

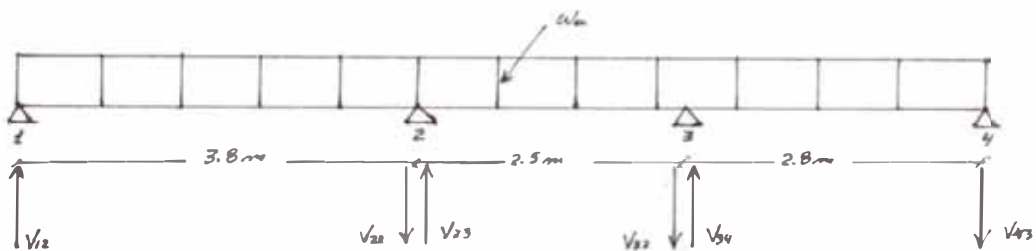
$$M_{34}^{10} = M_{34}^0 - \frac{1}{2} M_{43}^0 = - 0.29 - \frac{1}{2} (0.29) = - 0.44 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

CALCULO DE LOS ESFUERZOS CORTANTES Y REACCIONES EN

APOYOS

Se sabe que:  $Q_{ij} = V_{ij} - \frac{M_i - M_j}{l_{ij}}$

$$Q_{ji} = V_{ji} - \frac{M_i - M_j}{l_{ij}}$$



$$Q_{12} = + \frac{1}{2} \times 0.444 \times 3.8 - \frac{0 - (-0.57)}{3.8} = + 0.84 - 0.15 = + 0.69 \text{ tn}$$

$$Q_{21} = - \frac{1}{2} \times 0.444 \times 3.8 - \frac{0 - (-0.57)}{3.8} = - 0.84 - 0.15 = - 0.99 \text{ tn}$$

$$Q_{23} = + \frac{1}{2} \times 0.444 \times 2.5 - \frac{-0.57 - (-0.26)}{2.5} = + 0.56 + 0.12 = + 0.68 \text{ tm}$$

$$Q_{32} = - \frac{1}{2} \times 0.444 \times 2.5 - \frac{-0.57 - (-0.26)}{2.5} = - 0.56 + 0.12 = - 0.44 \text{ tn}$$

$$Q_{34} = + \frac{1}{2} \times 0.444 \times 2.8 - \frac{-0.26 - 0}{2.8} = + 0.62 + 0.09 = + 0.71 \text{ tn}$$

$$Q_{43} = - \frac{1}{2} \times 0.444 \times 2.8 - \frac{-0.26 - 0}{2.8} = - 0.62 + 0.09 = - 0.53 \text{ tn}$$

$$= + 0.69 \text{ Tn}$$

$$R_3 = + 1.15 \text{ tn}$$

$$= + 1.67 \text{ tn}$$

$$R_4 = + 0.53 \text{ tn}$$

Calculo de los momentos por el método de Cross se tiene:

$$= - 0.57 \text{ tn - m}$$

$$M_3 = - 0.26 \text{ tn - m}$$

Además sabemos que  $V = \frac{dM}{dx}$

De donde :  $dM = Vdx$

y  $M = \int Vdx$

Además para  $V = 0$   $M = M_{\text{max}}$ .

Lo que nos dice que el momento en cualquier punto de la viga se obtiene sumando algebraicamente las areas bajo la curva del diagrama de fuerzas cortantes y así tenemos :

Para Tramo 1 - 2

Por semejanza de triangulos se tiene :

$$\frac{0.69}{x} = \frac{0.99}{3.8-x}$$

Resolviendo nos da :

$$x = 1.56$$

$$= M_{\max_{1-2}} = \frac{0.69 \times 1.56}{2} = 0.54$$

$$M_{\max_{1-2}} = 0.54 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Para Tramo 2 - 3

Por semejanza de triangulos se tiene :

$$\frac{0.68}{y} = \frac{0.44}{2.5-y}$$

De donde :  $y = 1.52 \text{ m.}$

$$= 0.68 \times 1.52 = 0.52$$

$$M_{\max_{2-3}} = - 0.57 + 0.52 = - 0.05$$

$$M_{\max_{2-3}} = - 0.05 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Para Tramo 3 - 4

Por semejanza de triangulos se tiene :

$$\frac{0.71}{2.8 - Z} = \frac{0.53}{Z}$$

De donde :

$$Z = 1.20 \text{ m.}$$

$$= M_{\max_{3-4}} = 0.53 \times 1.2 = 0.31$$

$$M_{\max_{3-4}} = 0.31 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO

Diseñamos por el método de la rotura para Momentos Positivos

Recubrimiento del aligerado.

$$r = 2 \text{ cm.}$$

$$\therefore d = 20 - 2 = 18 \text{ cm.}$$

$$\text{Si } a = 2.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\text{Para } d = 18 \text{ cm.}$$

Para:

$$M^+ = 0.54 \text{ tn} \cdot \text{m} = 0.54 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

$$\phi = 0.90$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$d - a/2 = 18 - 1.25 = 16.75 \text{ cm.}$$

$$A_s^+ = \frac{0.54 \times 10^5}{0.90 \times 4,200 \times 16.75} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Comprobación :

$$a = \frac{0.85 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 10} = 2.4 \text{ cm}$$

$\therefore$  use 1  $\phi$  1/2"

Para:

$$M^+ = 0.31 \text{ tn} \cdot \text{m} = 0.31 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Si } a = 1.5 \text{ cm}$$

$$d - a/2 = 18 - 0.75 = 17.25 \text{ cm.}$$

$$A_s^+ = \frac{0.31 \times 10^5}{0.90 \times 4,200 \times 17.25} = 0.48 \text{ cm}^2$$

Comprobación:

$$a = \frac{0.48 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 10} = 1.4 \text{ cm}$$

•  
• Use 1  $\emptyset$  3/8"

Para Los Momentos Negativos

$$M^- = 0.57 \text{ tn-m} = 0.57 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Si } a = 2.5 \text{ cm.}$$

$$d - a/2 = 18 - 1.25 = 16.75 \text{ cm.}$$

$$A_s^- = \frac{0.57 \times 10^5}{0.90 \times 4,200 \times 16.75} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Comprobación:

$$a = \frac{0.90 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 10} = 2.5 \text{ cm.}$$

•  
• Use 2  $\emptyset$  3/8"

$$M^- = 0.26 \text{ tn-m} = 0.26 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$a = 1 \text{ cm.}$$

$$d - a/2 = 18 - 0.5 = 17.5 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{0.26 \times 10^5}{0.90 \times 4,200 \times 17.5} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.39 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 10} = 1.1 \text{ cm}$$

•  
• Use 1  $\emptyset$  3/8"

#### COMPROBACION POR CORTE

Deberá verificarse que  $V_{ud} < V_{uc}$

El máximo corte en la cara del apoyo es :

$$V_{21} = 0.575 w l^1$$

$$V_{21} = 0.575 \times 0.444 \times 3.8 = 0.97 \text{ tn}$$

$$V_{ud} = V_{21} - w d$$

$$V_{ud} = 0.97 - 0.444 \times 0.18 = 0.97 - 0.08 = 0.89 \text{ tn}$$

$$\tau_{uc_{\max}} = \frac{V_{uc}}{b d}$$

$$V_{uc} = \tau_{uc_{\max}} b d$$

Para ligerados se tiene :

$$\tau_{uc_{\max}} = 1.1 \phi 0.53 \sqrt{f'c}$$

$$\text{Para } \phi = 0.85$$

$$V_{uc} = 1.1 \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

$$V_{uc} = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{175} \times 10 \times 18 = 1,180 \text{ kg} = 1.180 \text{ tn}$$

$$V_{uc} = 1.18 \text{ tn}$$

$$V_{ud} = 0.89 \text{ tn} < V_{uc} = 1.18 \text{ tn}$$

En consecuencia no es necesario ensanchar la vigueta.



## DISEÑO DE VIGAS

### Dimensionamiento Previo de Vigas

Existen criterios prácticos para determinar el peralte y el ancho de la viga, en caso de dimensionamiento de vigas principales, el más generalizado es aquel que toma como peralte  $\frac{L}{10}$  a  $\frac{L}{12}$  de la luz y como ancho aproximadamente la mitad del peralte.

Nomenclatura:

h = altura de la viga

b = ancho de la viga

L = luz de la viga entre ejes

Lp = Luz promedio de vigas

### Dimensionamiento de Vigas Principales

Criterio práctico :  $h = \frac{L}{10}$  a  $\frac{L}{12}$

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

En el plano de distribución en planta se observa que las longitudes de las vigas son variables, si se dimensionan para diferentes longitudes se tendría una variedad de secciones de vigas, que si bien es cierto se está trabajando con precisión en los cálculos, habrá también que prever el proceso constructivo que para este tipo de solución no es práctico ni económico, por la demora del tiempo que demandarían los encofrados. En consecuencia se uniformizará las secciones de las vi -

gas teniendo en cuenta los casos más críticos ó tomando el promedio y así se tiene :

$$h = \frac{L_{\text{máx.}}}{10} = \frac{4.7}{10} = 0.47 \text{ m.}$$

$$h = \frac{L_{\text{mín.}}}{12} = \frac{4.7}{12} = 0.39 \text{ m.}$$

$$h = \frac{L_p}{10} = \frac{4.2}{10} = 0.42 \text{ m.}$$

$$l_p = 4.2$$

∴ Se adopta  $h = 0.40 \text{ m.}$

$$b = \frac{h}{2} = \frac{0.40}{2} = 0.20 \text{ m.}$$

Adoptamos  $b = 0.25 \text{ m.}$

Luego para nuestras vigas principales adoptaremos las dimensiones de 0.25 x 0.40 m. de sección.

Nomenclatura:

- $A_s$  = Area del refuerzo de tracción.
- $A_c$  = Area del refuerzo de compresión.
- $a$  = Profundidad del prisma rectangular de esfuerzos.
- $d$  = Peralte útil
- $f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto.
- $f_y$  = Límite de fluencia del Acero.
- $\phi$  = Factor de Reducción de Capacidad.
- $k_c$  = Rigidez de la columna.

- $k_v$  = Rigidez de la viga
- $I_c$  = Momento de Inercia de columna.
- $I_v$  = Momento de Inercia de viga.
- $L_{ij}$  = Factor de Distribución.
- $L_c$  = Altura de columna.
- $L_v$  = Luz de viga entre ejes.
- $b$  = Ancho de sección de columna ó viga.
- $h$  = Altura de sección de columna ó viga.
- $M_{ij}^o, M_{ji}^o$  = Momentos de empotramiento perfecto.
- $W_u$  = Carga de Diseño.
- $D$  = Carga Muerta.
- $L$  = Carga Viva.;
- $M_u^+$  = Momento último positivo
- $M_u^-$  = Momento último negativo
- $P_{max.}$  = Cuantía máxima
  - = Deformación Unitaria de rotura.
- $P_b$  = Cuantía Balanceada.
- $r$  = Recubrimiento
- $Q_{ij}, Q_{ji}$  = Esfuerzo cortante

DISEÑO DE LA VIGA TÍPICA VT - 09

(0.25 x 0.40 )

Metrado de Cargas

Peso propio de la viga : 0.25 x 0.40 x 2,400 = 240 kg/ml.

Acabado de la viga : 100 x 0.40 = 40 kg/ml.

Influencia de la carga muerta

ta del Aliger. : 500 x 3.42 = 1710 kg/ml.

---

D = 1990 kg/ml.

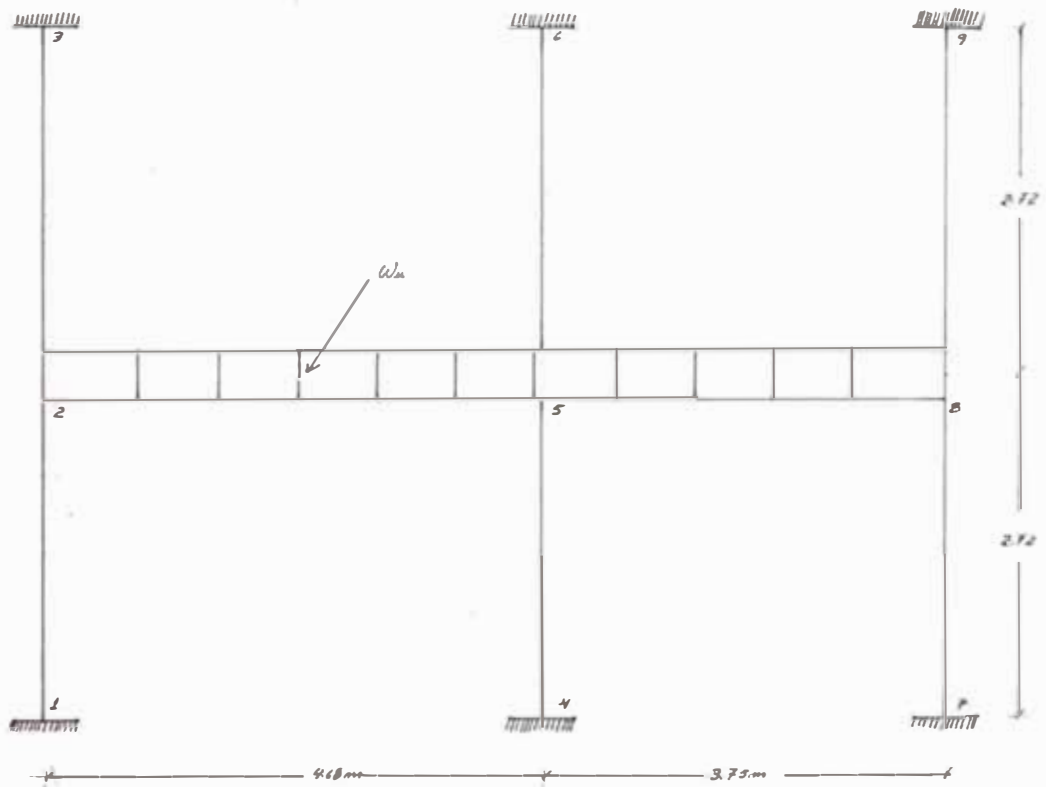
Influencia de la carga viva del Aligerado:  $L = 200 \times 3.42 = 684 \text{ kg/ml}$

Diseñando Por el método a la rotura

La carga de diseño será :

$$W_u = 1.5 D + 1.8 L$$

$$W_u = 1.5 \times 1990 + 1.8 \times 684 = 2985 + 1231 = 4216 \text{ kg/ml.} = 4.22 \text{ tn/ml.}$$



APLICANDO EL METODO DE CROSS PARA EL CALCULO DE MOMENTOS

Se tiene :

Cálculo de las Rigides

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{bh^3}{12 l_c} = \frac{3 \times 3^3}{12 \times 27.2} = 0.250 \Rightarrow 0.69$$

$$k_{v25} = \frac{I_v}{L_v} = \frac{bh^3}{12 l_{v25}} = \frac{2.5 \times 4^3}{12 \times 46.8} = 0.285 \Rightarrow 0.79$$

$$k_{v58} = \frac{I_v}{L_v} = \frac{bh^3}{12 l_{v58}} = \frac{2.5 \times 4^3}{12 \times 37.5} = 0.36 \Rightarrow 1.00$$

CALCULO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCION

$$L_{ij} = \frac{k_i}{\sum k_i}$$

DE COLUMNAS

$$L_{21} = L_{23} = \frac{0.69}{0.69 + 0.69 + 0.79} = \frac{0.69}{2.17} = 0.32$$

$$L_{54} = L_{56} = \frac{0.69}{0.69 + 0.69 + 0.79 + 1.00} = \frac{0.69}{3.17} = 0.22$$

$$L_{87} = L_{89} = \frac{0.69}{0.69 + 0.69 + 1.00} = \frac{0.69}{2.38} = 0.29$$

DE VIGAS

$$L_{25} = \frac{0.79}{0.69 + 0.69 + 0.79} = \frac{0.79}{2.17} = 0.36$$

$$L_{52} = \frac{0.79}{0.69 + 0.69 + 0.79 + 1.00} = \frac{0.79}{3.17} = 0.25$$

$$L_{58} = \frac{1}{0.69 + 0.69 + 0.79 + 1.00} = \frac{1}{3.17} = 0.32$$

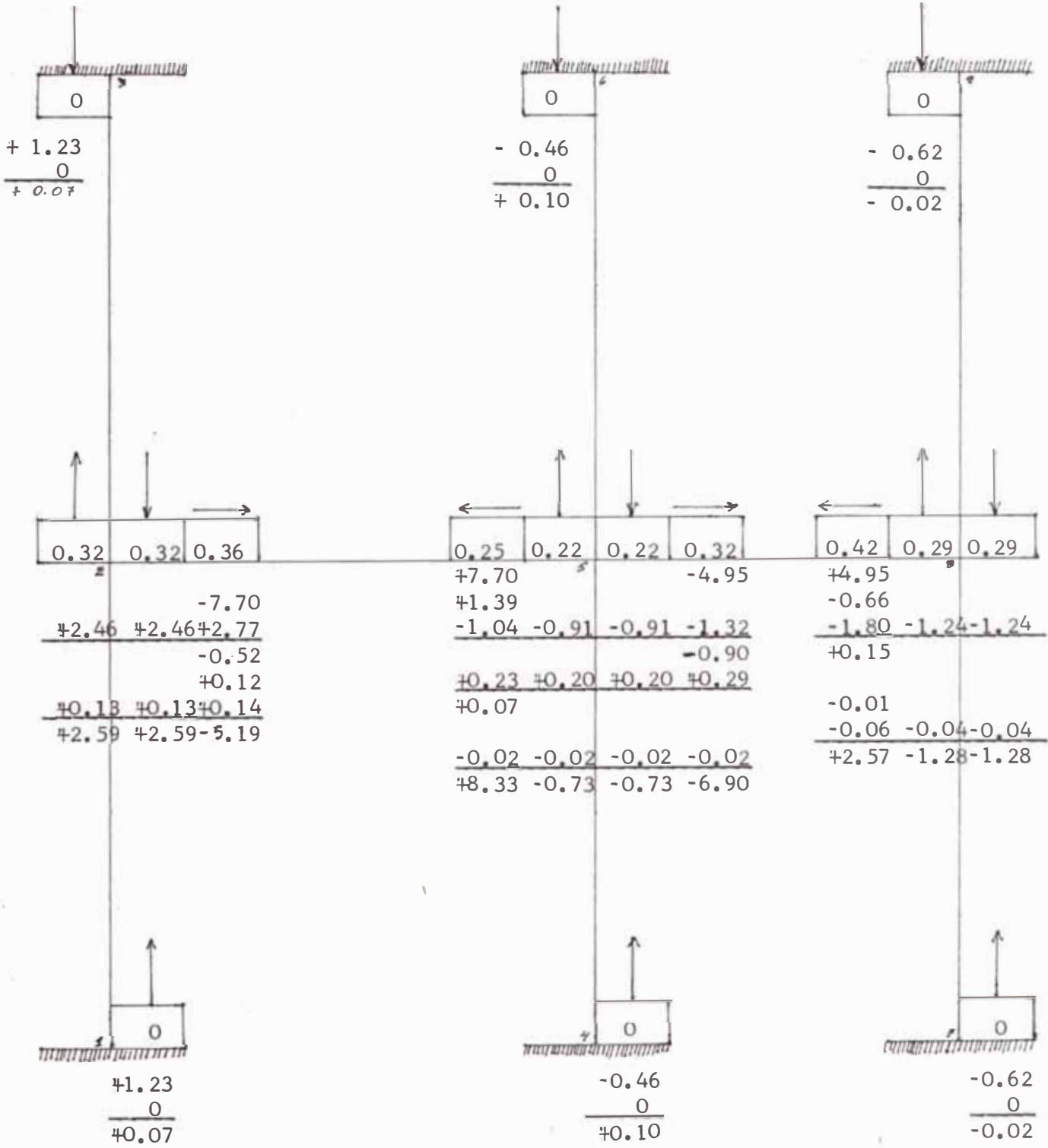
$$L_{85} = \frac{1}{0.69 + 0.69 + 1.00} = \frac{1}{2.38} = 0.42$$

CALCULO DE LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

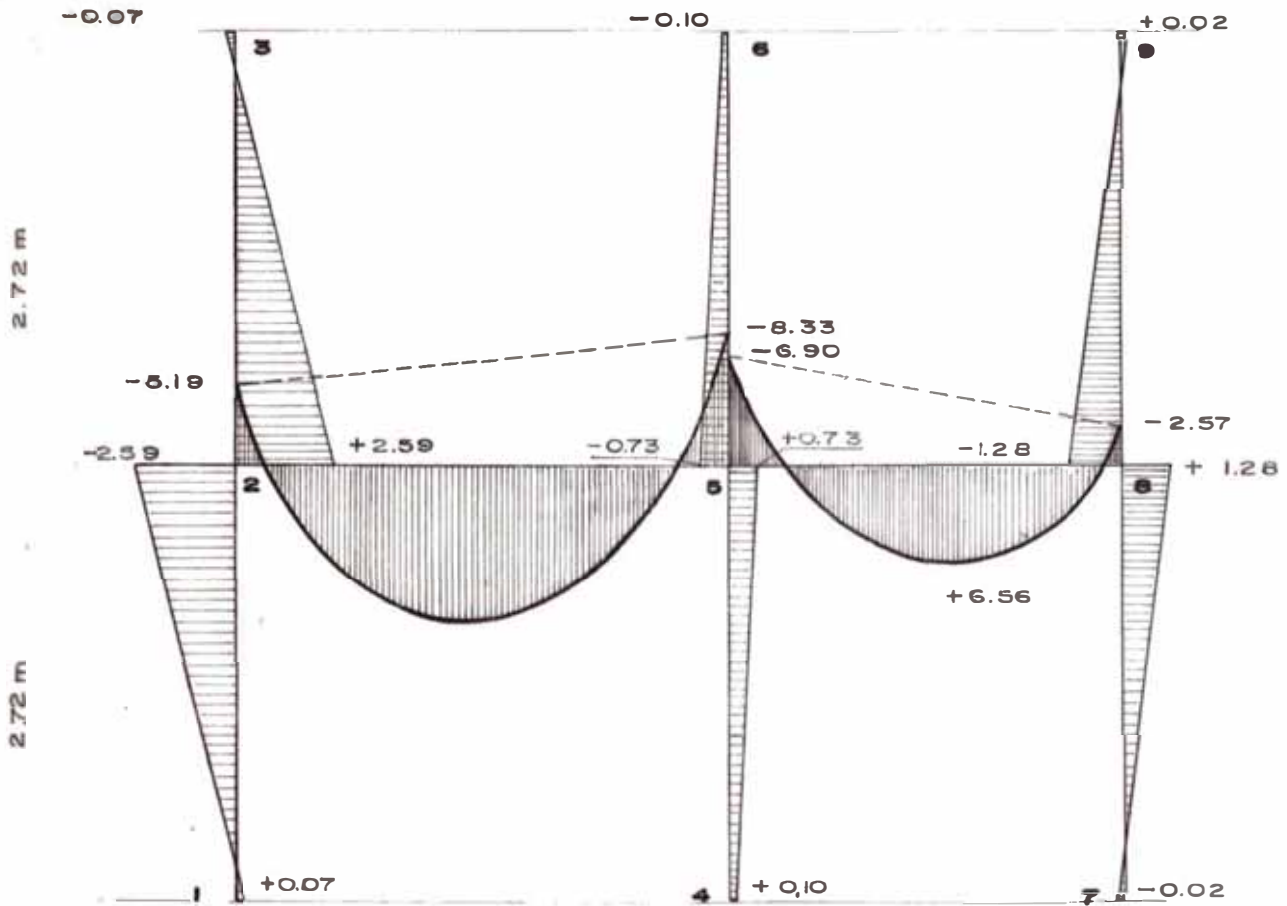
$$M_{ij}^o = - M_{ji}^o = \frac{1}{12} w l^2$$

$$M_{25}^o = - M_{52}^o = -\frac{1}{12} \times 4.22 (4.68)^2 = - 7.70 \text{ Tn-m}$$

$$M_{58}^o = - M_{85}^o = -\frac{1}{12} \times 4.22 (3.75)^2 = - 4.95 \text{ Tn-m}$$



## — D I A G R A M A D E M O M E N T O S



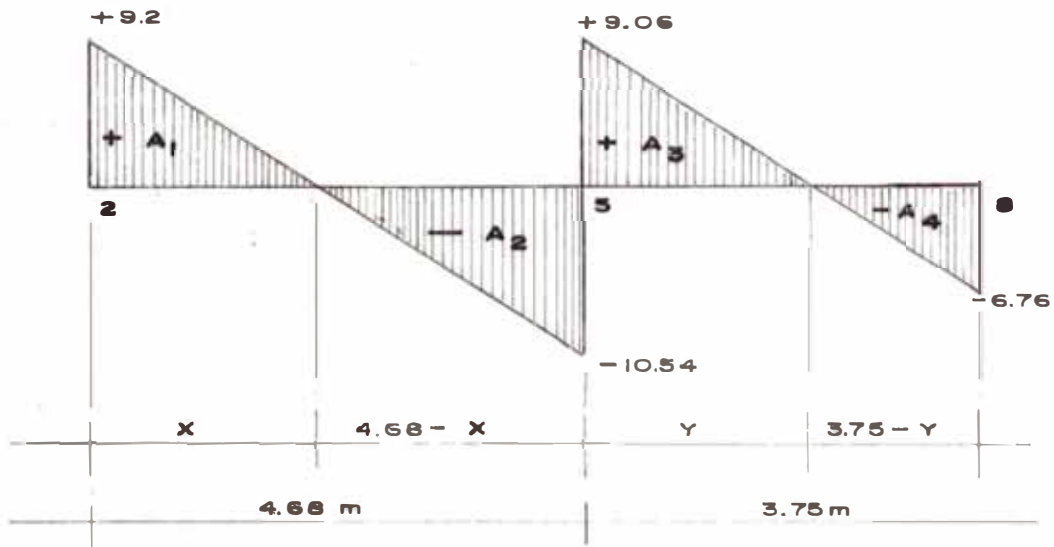
ESCALA :

COLUMNAS : H - 1/20 , V - 1/50

VIGAS : V - 1/50 , H - 1/75

## — D I A G R A M A D E E S F U E R Z O S C O R T A N T E S

$X = 2.18 \text{ m}$      $Y = 2.15 \text{ m}$ .



ESCALA :    H = 1/75  
              V = 1/50



CALCULO DE LOS ESFUERZOS CORTANTES

$$Q_{ij} = V_{ij} - \frac{M_i - M_j}{l_{ij}}$$

$$Q_{ji} = V_{ji} - \frac{M_i - M_j}{l_{ij}}$$

En Vigas

$$Q_{25} = + \frac{1}{2} \times 4.22 \times 4.68 - \frac{-5.19 - (-8.33)}{4.68} = + 9.2 \text{ tn}$$

$$Q_{52} = - \frac{1}{2} \times 4.22 \times 4.68 - \frac{-5.19 - (-8.33)}{4.68} = -10.54 \text{ tn}$$

$$Q_{58} = + \frac{1}{2} \times 4.22 \times 3.75 - \frac{-6.90 - (-2.57)}{3.75} = +9.06 \text{ tn}$$

$$Q_{85} = - \frac{1}{2} \times 4.22 \times 3.75 - \frac{-6.90 - (-2.57)}{3.75} = - 6.76 \text{ tn.}$$

CALCULO DE LOS MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS

Calculamos los momentos máximos positivos aplicando el concepto de que  $M = \int V dx$  y así tenemos que en el diagrama de esfuerzos cortantes se tiene por semejanza de triángulos de las Areas  $A_1$  y  $A_2$ .

Para el tramo 2 - 5

$$\frac{9.2}{x} = \frac{10.54}{4.68-x}$$

De donde  $x = 2.18$  m.

$$\therefore +A_1 = M_{\max. 25} = \frac{1}{2} \times 9.2 \times 2.18 = 10.0 \text{ tn-m}$$

Para el Tramo 5-8

Si  $x = 2.18$  m.

$$4.68 - 2.18 = 2.50 \text{ m.}$$

$$-A_2 = \frac{1}{2} \times 10.54 \times 2.5 = 13.18 \text{ tn-m}$$

Por semejanza de triángulos  $A_3$  y  $A_4$  se tiene :

$$\frac{9.06}{y} = \frac{6.76}{3.75-y}$$

De donde  $y = 2.15$  m.;

$$+A_3 = \frac{1}{2} \times 9.06 \times 2.15 = 9.74 \text{ tn-m}$$

$$+A_1 - A_2 + A_3 = M_{\max 5-8}^+ = 10 - 13.18 + 9.74 = 6.56 \text{ tn-m.}$$

CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE DE LA SECCION

Para :

$$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2 \quad - \quad 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2 \quad k_1 = k_3 = 0.85$$

$$- \quad 0.003$$

$$p_{\max} = 0.75 p_b = 0.75 k_1 k_3 \frac{6,300}{6,300+fy} \frac{f'c}{fy}$$

Reemplazando:

$$P_{max} = 0.325 \frac{f'_c}{f_y}$$

$$Q_{max} = 0.75 a_b \quad 0.383 d$$

Pero sabemos que

$$M_{max} = \phi P_{max} b d f_y (d - a/2)$$

Reemplazando se tiene :

$$M_{max} = 0.236 f'_c b d^2$$

Para  $b = 25 \text{ cm.}$   $d = 34 \text{ cm.}$  se tiene que el momento máximo resistente de la sección será :

$$\begin{aligned} M_{max} &= 0.236 \times 175 \times 25 \times 34^2 \times 10^{-5} = 11.94 \text{ tn-m} > 10.0 \text{ tn-m} \\ &= M_u^+ \end{aligned}$$

### CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO

Diseñamos por el Método de la rotura:

Para los Momentos Positivos

$$M_u^+ = 10.0 \text{ tn-m} = 10^6 \text{ kg-cm}$$

$$= 0.90$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 40 \text{ cm.}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$r = 4 \text{ cm.}$$

$$d = 34 \text{ cm.}$$

Asumiendo:

$$d - 40 - 6 = 34 \text{ cm.}$$

De las fórmulas:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Se tiene reemplazando sus valores para  $a = 10.3 \text{ cm.}$

$$A_s^+ = \frac{10^6}{0.90 \times 4,200 (34 - 5.15)} = 9.2 \text{ cm}^2$$

Comprobación :

$$a = \frac{4,200 \times 9.2}{0.85 \times 175 \times 25} = 10.3 \text{ cm}$$

• Use : 2  $\emptyset$  7/8" + 1  $\emptyset$  5/8"

Para  $M_u^+ = 6.56 \times 10^5 \text{ kg-cm.}$

Suponiendo que  $a = 6.36 \text{ cm}$  se tiene :

$$A_s^+ = \frac{6.56 \times 10^5}{0.90 \times 4,200 (34 - 3.18)} = 5.63 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{5.63 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 25} = 6.35 \text{ cm.}$$

• Use : 2  $\emptyset$  7/8"

Para el Momento negativo:

$M_u^- = 8.33 \times 10^5 \text{ kg-cm.}$

Asumiendo para  $a = 8.35 \text{ cm}$  se tiene :

$$A_s^- = \frac{8.33 \times 10^5}{0.90 \times 4,200 (34 - 4.18)} = 7.39 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{7.39 \times 4.200}{0.85 \times 175 \times 25} = 8.35 \text{ cm.}$$

. . Use 2 Ø 3/4" + 1Ø5/8"

FUERZA CORTANTE Y TRACCION DIAGONAL

DISEÑO A LA ROTURA

Nomenclatura :

- As = Area de refuerzo de tracción
- Av - Area total del refuerzo en el alma
- s - Espaciamiento de los estribos
- Vuc = Fuerza cortante última ó máxima que toma el concreto
- b Ancho de la cara en compresión de un elemento sujeto a flexión.
- d = Peralte útil
- Vuc - Esfuerzo cortante máximo que toma el concreto
- f'c Resistencia a la compresión del concreto
- fy - Límite de fluencia del acero
- = Factor de reducción de capacidad
- Vud - Fuerza cortante a la distancia "d"/la <sup>de</sup> cara del apoyo
- Xs = Distancia a cualquier punto
- Vus Cortante a la distancia Xs de la cara del apoyo.

- $v_{up}$  = Esfuerzo cortante máximo permisible.  
 $V_{up}$  = Fuerza cortante máxima permisible.  
 $V_u$  = Fuerza cortante máxima actuante en la cara del apoyo  
 $X_m$  = Distancia de la cara del apoyo hasta el punto de corte nulo.  
 $X$  = Longitud teórica que necesita estribos.

Especificaciones:

- $f'c$  = 175 kg/cm<sup>2</sup>  
 $f_y$  = 4,200 kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi$  = 0.85

A. Cortante Máximo Permisible

$$v_{up} = 2.6 \phi \sqrt{f'c} = \frac{V_{up}}{b d}$$

$$v_{up} = 2.6 \times 0.85 \sqrt{175} = 29.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{up} = v_{up} b d = 29.24 \times 25 \times 34 = 24.85 \text{ tn.}$$

$$\text{Pero } V_u = 9.2 \text{ Tn.}$$

$$\therefore V_{up} > V_u$$

En consecuencia la viga puede tomar el corte reforzando el alma

B. Cortante Máximo que Toma el Concreto

$$v_{uc} = \frac{V_{uc}}{b d} = 0.50 \phi \sqrt{f'c}$$

$$v_{uc} = 0.50 \phi \sqrt{f'c} = 0.50 \times 0.85 \sqrt{175} = 5.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{uc} = v_{uc} b d = 5.62 \times 25 \times 34 = 4.78 \text{ Tn}$$

C. Necesidad de Estribos

Se requiere estribos cuando :  $V_{ud} > V_{uc}$

Cálculo de  $V_{ud}$

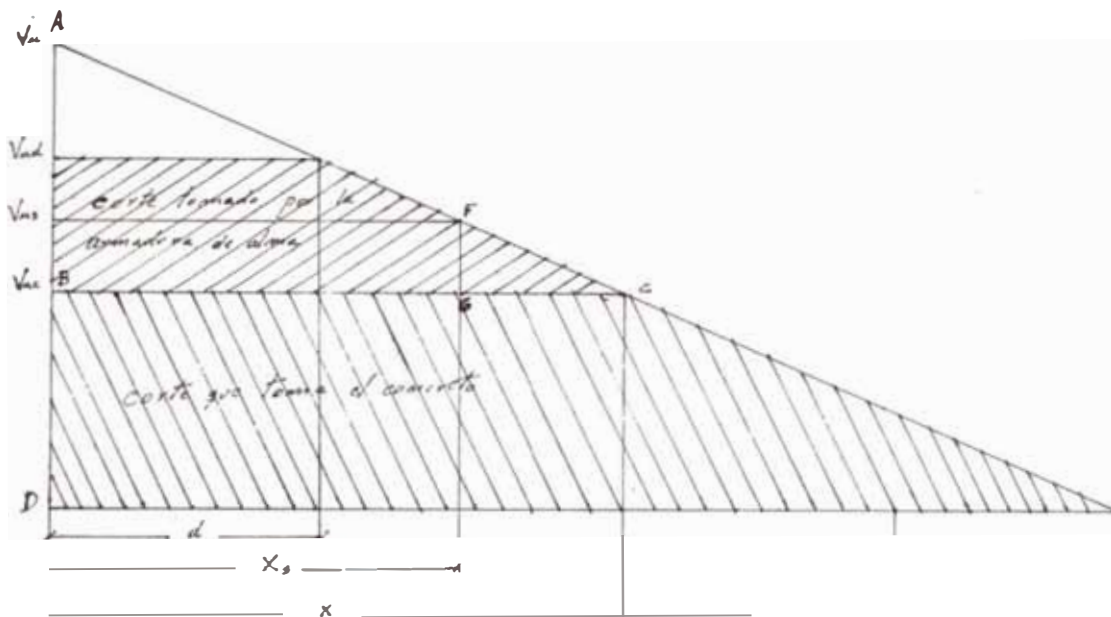
$$V_{ud} = V_u - W_d$$

$$V_u = 9.2 \text{ tn}$$

$$\therefore V_{ud} = 9.2 - 4.22 \times 0.34 = 9.2 - 1.43 = 7.77 \text{ tn}$$

En consecuencia se requiere estribos dado que  $V_{ud} > V_{uc}$

D. Longitud con Refuerzo de Alma



Por semejanza de triángulos se obtiene las siguientes fórmulas:

$$X = \frac{X_m}{V_u} (V_u - V_{uc}) \quad (1)$$

$$X_s = x - \frac{\phi A_v f_y d}{V_u S_s} X_m \quad (2)$$



De (1) se tiene :

$$X = \frac{2.18 (9.2 - 4.78)}{9.2} = \frac{2.18 \times 4.42}{9.2} = 1.05 \text{ mts.}$$

En consecuencia la longitud teórica que necesita estribos será de 1.05 mts., pero de acuerdo al ACI debe usarse estribos por una longitud adicional igual al peralte efectivo.

Luego la longitud que necesita armadura de alma es  $x + d$

$$\text{O sea } x + d = 1.05 + 0.34 = 1.39 \text{ mts.}$$

#### E. Separación de Estribos

a) Según requisitos estructurales a la distancia "d" de la cara del apoyo.

$$S_d = \frac{\emptyset A_v f_y d}{V_{ud} - V_{uc}}$$

Usando estribos de 2 ramas ( $\emptyset 3/8''$  :  $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$ ) se tiene :

$$S_d = \frac{0.85 \times 1.42 \times 4.2 \times 34}{7.77 - 4.78} = 57.64 \text{ cm.}$$

b) Separación Máxima

b.1) Desde el punto de vista de cuantía mínima

$$S_{\text{max.}} = \frac{A_v}{0.0015 b}$$

Reemplazando se tiene :

$$S_{\text{máx}} = \frac{1.42}{0.0015 \times 25} = 37.87 \text{ cm}$$

b.2) Criterio de Grietas

$$\text{Si } V_{ud} \leq 1.6 \phi \sqrt{f'_c} b d \quad S_{max} = d/2$$

$$\text{Si } V_{ud} > 1.6 \phi \sqrt{f'_c} b d \quad S_{max} = d/4$$

$$1.6 \times 0.85 \sqrt{175} \times 25 \times 34 \quad 15.29 \text{ tn} > V_{ud} \quad 7.77 \text{ tn}$$

En consecuencia :

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{34}{2} = 17 \text{ cm}$$

Pero según vemos que la separación de estribos, según requisitos estructurales  $S_d$  es mayor que la separación máxima especificada por el Reglamento. Teniendo en cuenta la separación máxima y las recomendaciones prácticas adoptaremos la siguiente distribución:

$$\nabla \phi 3/8'' \quad 1 @ 0.05, \quad \text{B} @ 0.10, \quad \text{R.} @ 0.25$$

## DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales que están sometidos fundamentalmente a la acción de esfuerzos normales combinados con momentos flectores ó flexión compuesta.

Hipótesis del comportamiento del elemento columna.

1. Que las secciones planas permanecen planas después de aplicadas las cargas.
2. Que los esfuerzos dependen solamente de las deformaciones.
3. Que el concreto no trabaja a tracción.
4. La aceptación del diagrama rectangular equivalente a la distribución real de esfuerzos.

### Nomenclatura

Ast - Área de acero

b - Dimensión de columna perpendicular al sentido de la flexión.

e = Excentricidad de la carga de diseño

= Módulo de elasticidad del concreto

= Módulo de elasticidad del acero

Pc Carga crítica

Carga axial de diseño para elementos en compresión

t = Dimensión de columna en el sentido de la flexión

k =  $P_u/bt f'_c$  ; Pt = Ast/bt ; m = fy/0.85 f'c

### Disposición de la Armadura

Cuando el diseño es uniaxial (sólo en un eje) y el momento actúa con una excentricidad que provoca la falla por tracción dominante, es conveniente colocar el refuerzo en dos caras para distribuir el momento adecuadamente.

Cuando el diseño es uniaxial con falla por compresión dominante ó excentricidad pequeña, se colocará el refuerzo en cuatro caras para distribuir adecuadamente la fuerza de compresión en toda la sección.

### Procedimiento de Diseño

Se establecen condiciones de restricción y de acuerdo a las rigideces relativas se calcula el factor de longitud efectiva para determinar si la columna trabaja como columna corta ó como columna larga. En el primer caso no se requiere magnificar el momento, en el segundo caso, se encuentra la carga crítica, luego con las condiciones de curvatura y los momentos, el valor  $C_m$ , y por consiguiente obtendremos  $f_c$ . Luego en cualquiera de los dos casos se tiene el momento de diseño y se encuentra la relación  $e/t$ .

En tablas, de acuerdo a la calidad de los materiales y el valor de  $g$ , se observa  $e_b/t$  y se compara con el real para determinar si la falla es por tracción (cuando  $e/t > e_b/t$ ), ó por compresión (cuando  $e/t < e_b/t$ ). Aunque esto para el diseño no es necesario nos da una idea precisa sobre el comportamiento de la columna.

Luego para efectos de diseño entramos a los abacos con el valor de  $k = P_u / b t f'_c$  y  $e/t$  de la sección. Se obtiene la cuantía  $P_t$  y luego el área de acero para un valor "g" real, se interpola en los abacos, esto se hace cuando la sección es uniaxial.

si la flexión es biaxial, el primer valor de área de tanteo hallado conforme lo descrito, es aumentado convenientemente y considerado en varillas comerciales y encontrar los valores  $k$  en los dos sentidos, para finalmente determinar la capacidad soportante con la fórmula de las inversas.

$$\frac{1}{k_u} = \frac{1}{k_{ux}} + \frac{1}{k_{uy}} - \frac{1}{k_{a_0}}$$

$$y P_u \leq k_u f'_c b t \Rightarrow P_u \text{ actuante}$$

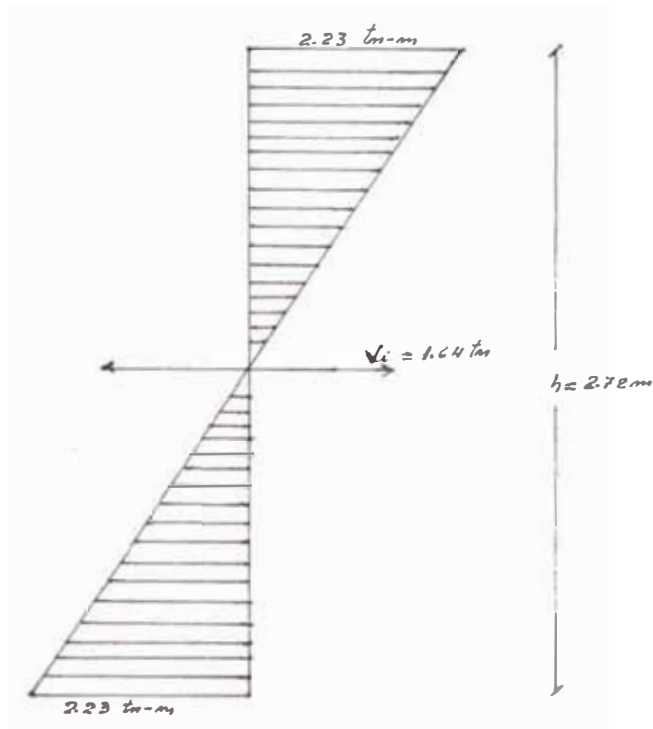
Para el diseño de la columna (5-4); de los diagramas de Momentos y Diagrama de Esfuerzos Cortantes se obtienen los siguientes valores:

1) Del Diagrama de Esfuerzos Cortantes, obtenemos el Peso sobre la columna (5-4) en el primer piso, sabiendo que la columna tiene una sección de 0.30 x 0.30 m. y la altura de la edificación es de 11.00 mts. obtenemos:

$$P_u = 4 (9.06 + 10.54) + 0.30 \times 0.30 \times 2.4 \times 11 \times 1.5 = 78.4 + 3.564 = 81.96 \text{ Tn}$$

2) Momento en la Columna del Primer Nivel Por Sismo -Del análisis sísmico se obtiene que  $H = 46 \text{ Tn}$ , pero como hay 28 columnas cada columna tomará un cortante de :

$$V_i = \frac{46}{28} = 1.64 \text{ Tn}$$



En consecuencia el Momento por sismo  $M_s$  será :

$$M_s = V_i \frac{h}{2}$$

De donde :

$$M_s = 1.64 \times \frac{2.72}{2} = 2.23 \text{ tn-m}$$

3) Del Diagrama de Momentos Flectores obtenemos el Momento último que es :

$$M_u = 0.73 \text{ Tn-m}$$

En consecuencia el Momento Ultimo por Sismo será :

$$M_u = 1.25 (D + L + S)$$

Reemplazando sus Valores se obtiene :

$$M_u = 1.25 \left( \frac{0.73}{1.55} + 2.23 \right) = 3.38 \text{ tn-m}$$

La carga última por Sismo a considerar será :

$$P_u = \frac{81.96}{1.55} \times 1.25 = 66.1 \text{ tn}$$

En consecuencia las cargas a considerar, serán las siguientes :

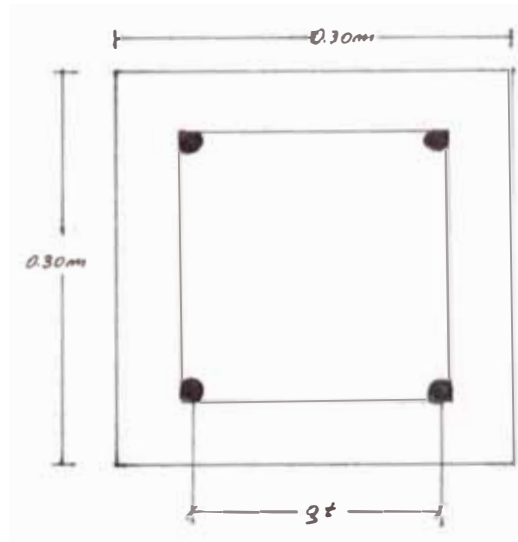
$$P_u = 66.1 \text{ tn}$$

$$M_u = 3.38 \text{ Tn-m}$$

$$P_u = 81.96 \text{ Tn}$$

$$M_u = 0.73 \text{ Tn-m}$$

Se hará el diseño para los valores más críticos:



Considerando para las cargas por sismo :

$$P_u = 66.1 \text{ Tn}$$

$$M_u = 3.38 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Llamando } g_t = f \quad (1)$$

En donde:

$$f = t - 2 (r + \phi_E + \phi/2)$$

Reemplazando por sus valores se tiene :

$$f = 30 - 2 (4 + 0.9 + 1) = 18.20 \text{ cm.}$$

De (1) se tiene :

$$g = \frac{f}{t} = \frac{18.20}{30} = 0.61$$

Para diseñar la columna es necesario calcular  $k, e$  para entrar a los gráficos y hallar  $Pt \times m$ ; en consecuencia se tiene :

$$\left. \begin{aligned} k &= \frac{P_u}{f'c b t} = \frac{66.1}{0.175 \times 30 \times 30} = 0.42 \\ e &= \frac{M_u}{P_u t} = \frac{3.38}{66.1 \times 0.3} = 0.17 \end{aligned} \right\} Pt \times m = 0.08$$

Entrando a los gráficos de columnas se tiene :

$$Pt \times m = 0.08$$

$$\text{Pero } Pt = \frac{A_{st}}{b t} \quad y \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'c}$$

$$\therefore Pt \times m = \frac{A_{st}}{b \times t} \times \frac{f_y}{0.85 f'c} = 0.08$$

$$A_{st} = 0.08 \times 0.85 b \times t \times \frac{f'c}{f_y}$$

Reemplazando se tiene :

$$A_{st} = 0.08 \times 0.85 \times 30 \times 30 \times \frac{175}{4,200} = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como } A_{st} = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$Pt = \frac{A_{st}}{b t} = \frac{2.55}{30 \times 30} = 0.00283 \ll 0.01$$

Pt es mucho menor que 0.01 que es la cuantía mínima.

$$\text{Para: } P_u = 81.96 \text{ tn}$$

$$M_u = 0.73 \text{ Tn-m}$$

$$g = 0.61$$



Es necesario hallar  $k$  y  $e/t$  análogamente se tendrá :

$$k = \frac{P_u}{f'_c b t} = \frac{81.96}{0.175 \times 30 \times 30} = 0.52$$
$$\frac{e}{t} = \frac{M_u}{P_u t} = \frac{0.73}{81.96 \times 0.30} = 0.03$$

}  $P_t \times m - 0$

• • Se usará la cuantía mínima :

$$P_{tmin} = 0.01$$

• •  $A_{stmin} = \rho_{tmin} \times b \times t$

$$A_{st} = 0.01 \times 30 \times 30 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9 \text{ cm}^2$$

En consecuencia se usará 4  $\emptyset$  5/8"

### DISEÑO DE ESTRIBOS DE COLUMNA

El espaciamiento de los estribos en una columna, está dado por la siguiente relación de la cual se tomará el menor

$$S \left\{ \begin{array}{l} 16 \emptyset \\ 48 \emptyset_E \\ t \end{array} \right.$$

En donde :

$S$  = Espaciamiento del estribado

$\emptyset$  = Diámetro de la Varilla Vertical

$\emptyset_E$  = Diámetro del estribado

$t$  = Dimensión menor de la columna

Reemplazando Valores se tendrá :

$$\begin{array}{l} S \left\{ \begin{array}{l} 16 \times 1.588 = 25 \text{ cm} \\ 48 \times 0.953 = 45 \text{ cm} \\ \qquad \qquad 30 = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \\ \therefore S = 25 \text{ cm} \end{array}$$

Pero por razones de confinamiento de nudos, el estribado será el siguiente :  $\nabla \emptyset 3/8''$  1 @ 0.05, 5 @ 0.10 , Resto @ 0.25 m.

También colocamos estribos @ 0.10 m. en el nudo, para mayor ductilidad del mismo.

## DISEÑO DE ESCALERA

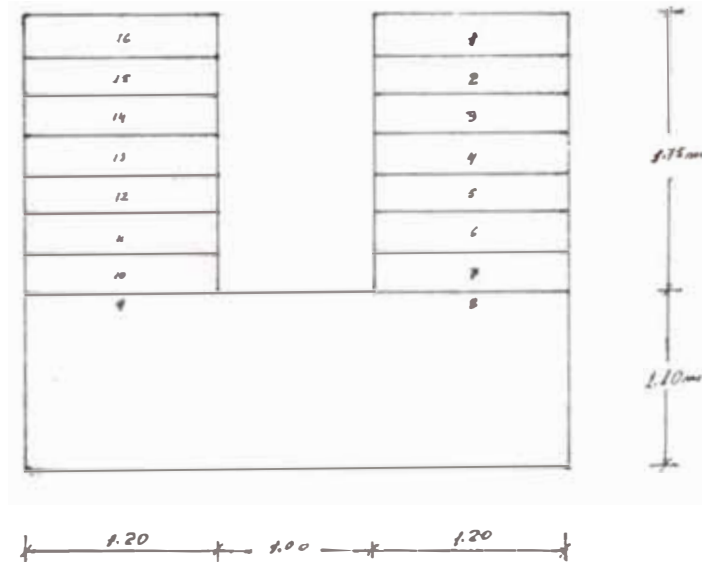
### Especificaciones Generales

Concreto :  $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$   
Acero :  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$   
Sobrecarga : S/C =  $400 \text{ kg/m}^2$ .  
Piso Terminado: =  $100 \text{ kg/m}^2$ .

### Diseño de la Escalera E - 1

#### 1) Dimensionamiento

Pasos : 25 cm.  
Contrapasos : 18 cm.



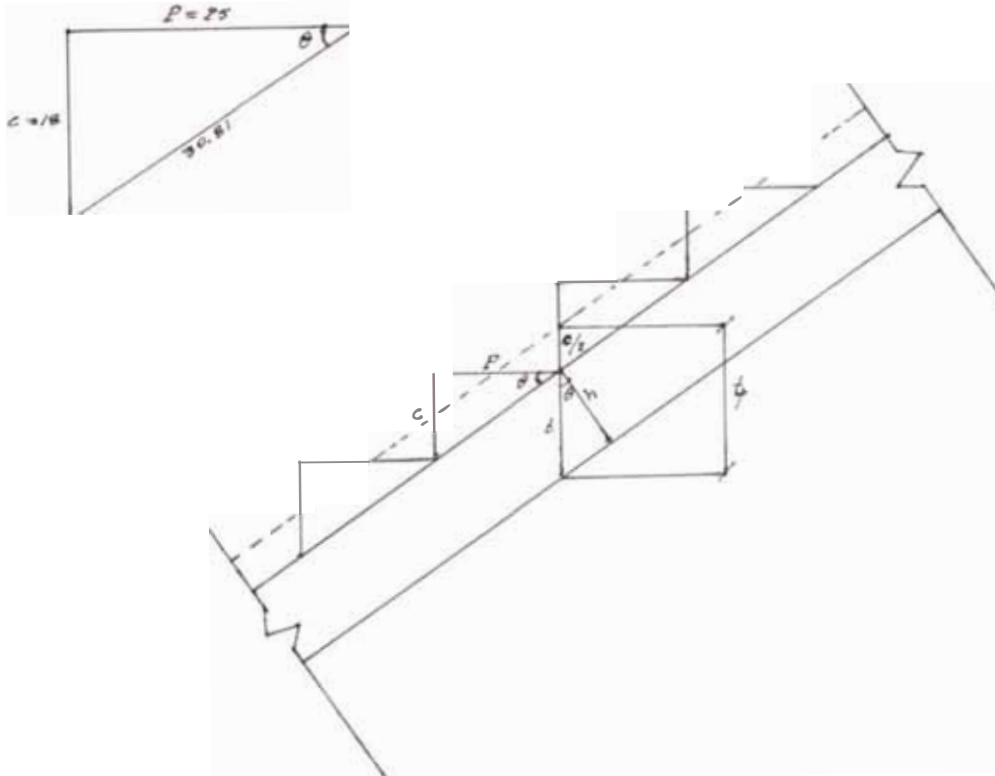
El espesor mínimo será :

$$h = \frac{L}{20} \quad \text{o sea} \quad h = \frac{2,85}{20} = 0,14 \text{ mts.}$$

Consideraremos  $h = 0.15$  m, en todos los tramos.

## 2) Metrado de Cargas

Cálculo del espesor promedio de la losa ( $t_p$ )



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

$$\text{Sec}\theta = \frac{t}{h}$$

$$t = h \text{ Sec}\theta$$

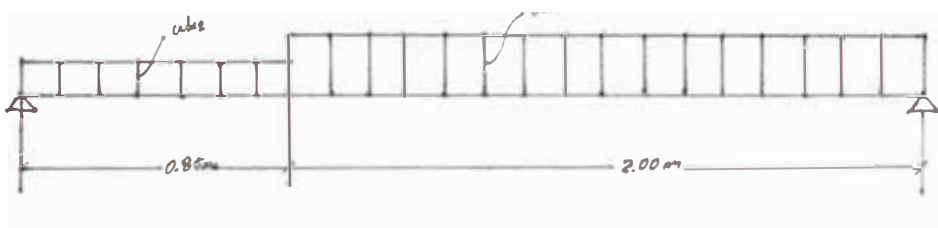
$$t_p = t + \frac{c}{2} = h \text{ sec}\theta + \frac{c}{2}$$

De donde

$$t_p = 15 \times \frac{30.81}{25} + \frac{18}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

b) Analisis de Apoyos y Cargas

Se considerará la losa simplemente apoyada



Para la realización de la escalera se toma en cuenta la rigidez de los elementos de apoyo para este caso se tendrá simplemente apoyado en cimentación y muro.

La losa de las escaleras son inclinadas, para los cálculos se considera una losa de eje horizontal (proyección de la losa); este es una estructura ideal, cuyo comportamiento estático es similar al de la estructura real; luego las cargas y esfuerzos se refieren a la estructura ideal.

- Cálculo de la Carga última para el Tramo Inclinado.

Metrado de Cargas

Carga Muerta

Peso Propio :  $0.275 \times 1.00 \times 1.00 \times 2,400 = 660\text{kg/ml}$

Piso Terminado :  $100 \times 1.00 = 100 \text{ ''}$

D =  $760\text{kg/ml}$

Carga Viva

Sobrecarga :  $400 \times 1.00 = 400 \text{ kg/ml.}$

L =  $400 \text{ kg/ml.}$

$Wu_1 \quad 1.5 \times 760 + 1.8 \times 400 = 1140 + 720 = 1860 \text{ kg/ml.} = 1.86 \text{ tn /ml.}$

- Cálculo de la carga última para el tramo del descanso.

Metrado de Cargas

Carga Muerta

$$\text{Piso Propio} \cdot 0.15 \times 1.00 \times 1.00 \times 2,400 = 360 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{Piso Terminado:} \quad 1.00 \times 1.00 \quad = \quad 100 \text{ kg/ml.}$$

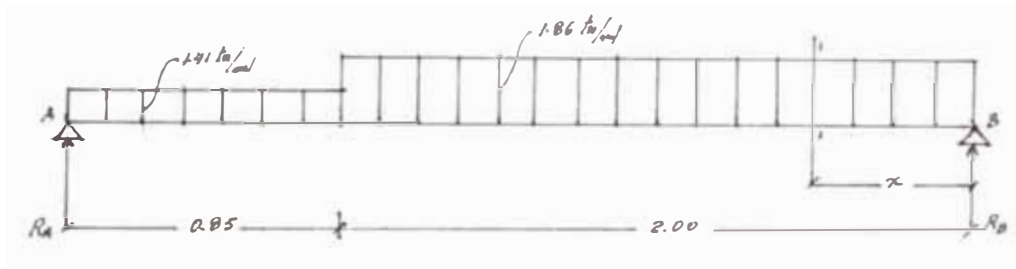
$$D \quad = \quad 460 \text{ kg/ml.}$$

Carga Viva

$$\text{Sobre carga :} \quad 400 \times 1.00 = 400 \text{ kg/ml.}$$

$$L \quad = \quad 400 \text{ kg/ml.}$$

$$Wu_2 = 1.5 \times 460 + 1.8 \times 400 = 690 + 720 = 1410 \text{ kg/ml.} = 1.41 \text{ tn/ml}$$



Cálculo de las Reacciones de Apoyos

$$\curvearrowright + \sum M_A = 0$$

$$1.20 \times 0.425 + 3.72 \times 1.85 - R_B \times 2.85 = 0$$

$$R_B = 2.594 \text{ tn}$$

El cortante en la sección 1-1 será :

$$V_x = R_B - Wu_1 \times x$$

Si  $V_x = 0$   $M = M_{max}$ .

$$\therefore R_B - W u_1 x = 0 \rightarrow x = \frac{R_B}{W u_1} = \frac{2.594}{1.86} = 1.395 \text{ m}$$

$$x = 1.395 \text{ m.}$$

$$M_x = M_{max} = R_B x - W u_1 \frac{x^2}{2}$$

$$\therefore M_{max} = 2.594 \times 1.395 - 1.86 \times \frac{1.395^2}{2} = 1.81 \text{ tn-m}$$

$$M_{max} = 1.81 \text{ tn-m}$$

Consideraremos para los momentos negativos  $M^- = 1/24 W l^2$  para los

Momentos positivos  $M^+ = 1/10 w l^2$

$$M_{max} \text{ --- } 1/8 \quad M^+ = M_{max} \times \frac{1/10}{1/8} = \frac{8}{10} M_{max} = 0.80 M_{max}$$

$$1/10 \quad M^+ = 0.80 M_{max}.$$

$$M_{max} \text{ --- } 1/8 \quad M^- = M_{max} \frac{1/24}{1/8} = \frac{8}{24} M_{max} = \frac{1}{3} M_{max}.$$

$$M \text{ --- } 1/24 \quad M^- = 1/3 M_{max} = 0.33 M_{max}.$$

Cálculo de los Momentos :

$$M^+ = 0.80 \times 1.81 = 1.448 \text{ tn-m}$$

$$M^- = 0.33 \times 1.81 = 0.603 \text{ tn-m}$$

### Momento Máximo que Toma la Escalera

$$P_{max} = 0.75 p_b = 0.75 k_1 k_3 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6,300}{6,300 + f_y}$$

$$P_{max} = 0.75 \times 0.85 \times 0.85 \times \frac{175}{4,200} \frac{6,300}{6,300 + 4,200} = 0.0135$$

$$q = p_{max} \frac{f_y}{f'_c} = 0.0135 \frac{4,200}{175} = 0.324$$

$$M_{max.} = \phi q f'c b d^2 (1 - 0.59 q)$$

$$M_{max} = 0.90 \times 0.324 \times 175 \times 100 \times 12.52^2 (1 - 0.59 \times 0.324)$$

$$\text{Si } \phi = 3/8 \quad \phi/2 = 0.48 \text{ cm} \quad r = 2 \text{ cm}$$

$$d = h - (r + \frac{\phi}{2}) = 15 - (2 + 0.48) = 15 - 2.48 = 12.52 \text{ cm.}$$

$$M_{max.} = 6.47 \times 10^5 \text{ kg-cm} = 6.47 \text{ tn-m} > 1.448 \text{ tn-m}$$

### Cálculo del Refuerzo de Acero

Para el Momento positivo

$$M^+ = 1.448 \times 10^5 \text{ kg-cm.}$$

$$\text{Se sabe que } A_s = \frac{M_u}{0.90 f_y (d - a/2)}$$

$$\text{Para } d = 12.52 \text{ cm y asumiendo } a = 0.90$$

$$A_s^+ = \frac{1.448 \times 10^5 \text{ kg-cm}}{0.90 \times 4,200 (12.52 - 0.45)} = 3.17 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Comprobación:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b}$$

$$a = \frac{3.17 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 100} = 0.90$$

Usando  $\phi$  3/8

$$S = \frac{A_v}{A_s} \times 100$$

$$\text{Siendo } A_v = 0.71$$

$$S = \frac{0.71 \times 100}{3.17} = 22.40 \approx 25 \text{ cm}$$

∴ Se usará  $\phi$  3/8 @ 0.25

Para el Momento Negativo se tiene :

$$M^- = 0.603 \times 10^5 \text{ kg - cm} \quad \text{Asumiendo } a = 0.37$$



$$\bar{A}_s = \frac{0.603 \times 10^5}{0.90 \times 4,200 (12.52 - 0.185)} = 1.294 \text{ cm}^2/\text{m} < A_s \text{ min.}$$

Comprobación:

$$a = \frac{1.294 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 100} = 0.37$$

• Se usará acero mínimo para el refuerzo de los momentos negativos en los apoyos.

Se usará  $\emptyset 3/8 @ 0.25$

#### Acero de Temperatura

$$A_s = 0.0018 bh = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Espaciamiento } S = \frac{0.71 \times 100}{2.7} = 26.3$$

Para losa armada en 2 direcciones  $S = 2h = 2 \times 15 = 30 \text{ cm.}$

Se usará  $\emptyset 3/8 @ 0.30$

Similarmente se han diseñado los otros tramos de la escalera El, los resultados se muestran en los planos respectivos

#### Verificación por Fuerza Cortante

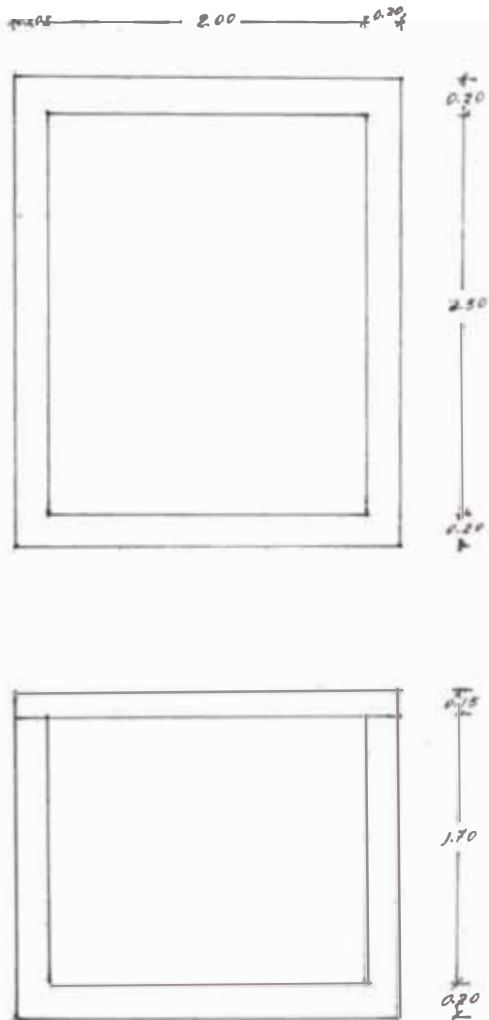
Se sabe que :

$$V_u = R_B \cos \theta = 2.594 \times \frac{25}{30.81} = 2.105 \text{ tn}$$

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2.105}{100 \times 12.52} = 1.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{uc} = 0.50 \emptyset \sqrt{f'c} = 0.50 \times 0.85 \sqrt{175} = 5.62 \text{ kg/cm}^2. > v_u$$

DISEÑO DE LA CISTERNA



Especificaciones

$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$Jt = 3 \text{ kg/cm}^2$

$s/c = 150 \text{ kg/m}^2$  (losa cubierta)

$W = 1000 \text{ kg/m}^3$  (agua)

I) Diseño de las Paredes

Calculado con coeficientes del "Rectangular Concrete Tanks" del Portland cement Association

1. Cálculo de Momentos

Tabla III : Borde Superior libre  
demás bordes empotrados

$a = 1.70 \text{ m.}$

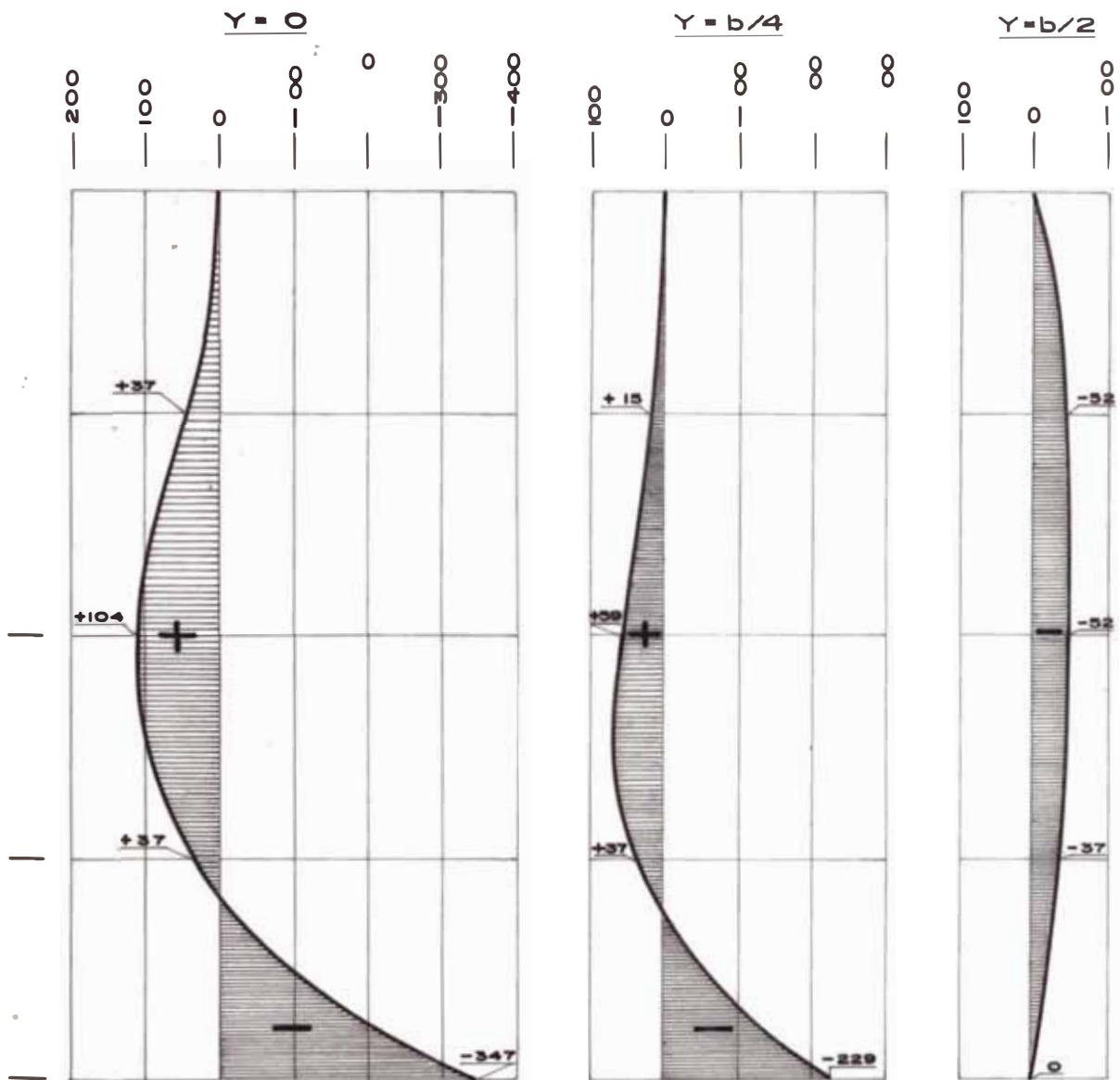
$b = 2.00 \text{ m.}$

$\frac{b}{a} = \frac{2.00}{1.70} = 1.18$

El momento en condición última estará dado por :

$M_u = 1.5 C W a^3 \quad 7370 C \text{ kg-m/m}$

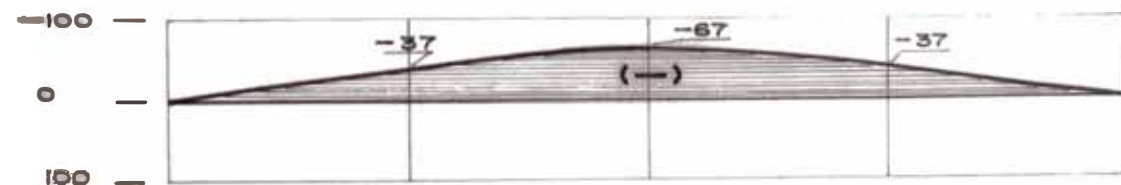
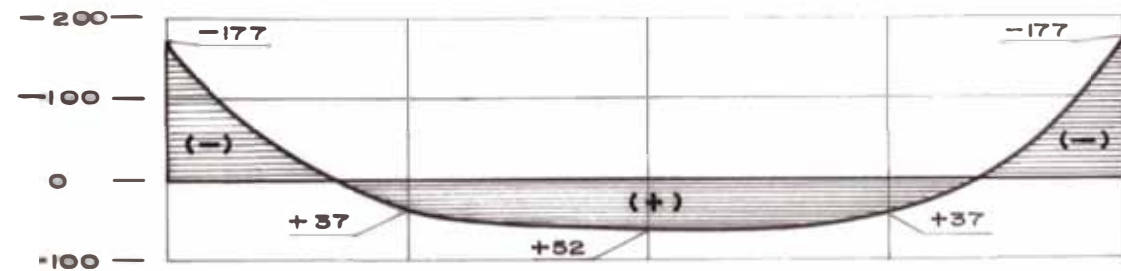
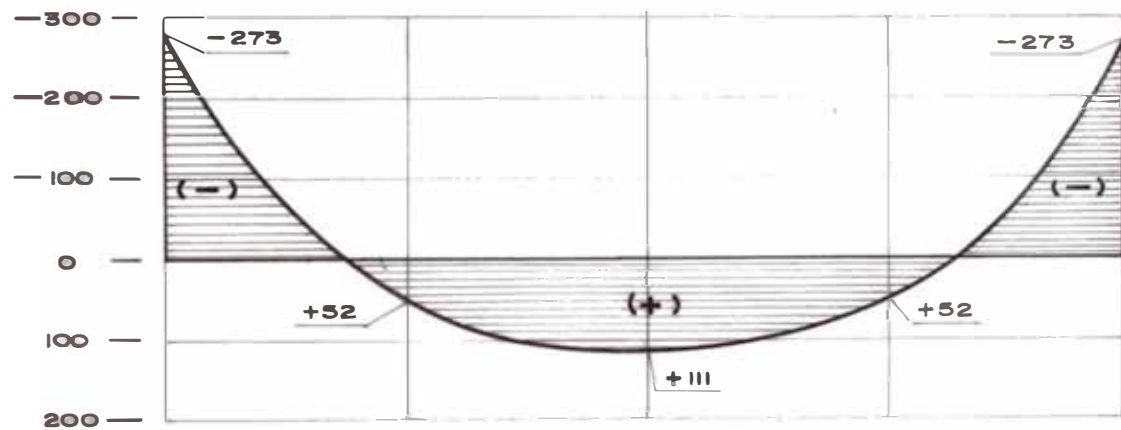
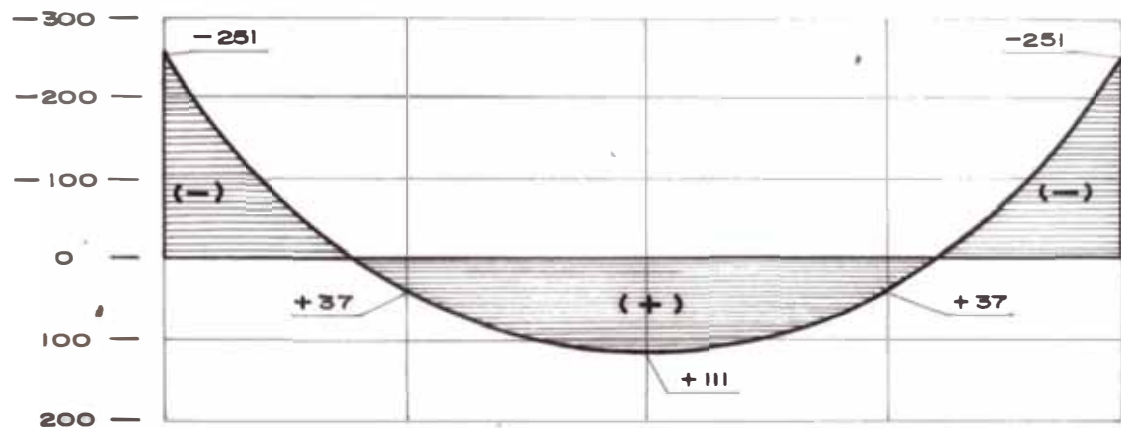
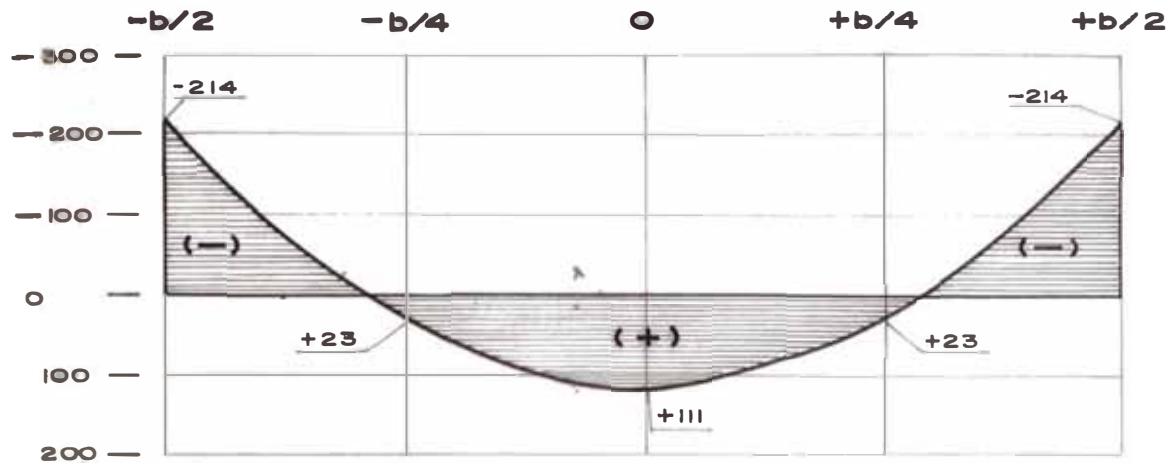
# DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES



ESCALA

H : 1 : 100  
 V : 1 : 100

# DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES



ESCALA : H: 1/100 , V : 1/100.

x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
0	+ 0	+ 111	0	+ 23	0	- 214
1/4	+ 37	+ 111	+ 15	+ 37	- 52	- 251
1/2	+104	+ 111	+ 59	+ 52	- 52	- 273
3/4	+ 37	+ 52	+ 37	+ 37	- 37	- 177
1	-347	- 67	-229	- 37	0	0

2. Comprobación por Flexión.

Peraltes Efectivos

a) Vertical : d = 20 - 3 = 17 cm

b) Horizontal: d = 20 - 4 = 16 cm

Momento Resistente de la Sección

Para  $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2 < 280 \text{ kg/cm}^2$

y  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$   $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$E_c = E_u = 0.003$   $K_1 = k_3 = 0.85$

$f_s = f_y$

$P_{max} = 0.75 p_b = 0.75 k_1 k_3 \frac{6,300}{6,300 + f_y} \frac{f'c}{f_y}$

$P_{max} = 0.75 \times 0.85 \times 0.85 \frac{6,300}{6,300 + 4,200} \frac{f'c}{f_y} = 0.325 \frac{f'c}{f_y}$

$a_{max.} = 0.75 a_b = 0.75 k_1 \frac{6,300 d}{6,300 + f_y}$

$a_{max} = \frac{0.75 \times 0.85 \times 6,300 d}{6,300 + 4,200} = 0.383 d$

$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$   $\phi = 0.90$

Si  $P_{max.} = \frac{A_s}{bd}$   $A_s = P_{max} bd$

$$M_{max} = \phi p_{max} b d f_y (d - a/2)$$

$$M_{max} = 0.90 \times 0.325 f'_c b d (d - 0.192 d) = 0.236 f'_c b d^2$$

$$M_{max.} = 0.236 f'_c b d^2$$

$$M_{max H} = 0.236 \times 175 \times 1.00 \times 16^2 = 10,573 \text{ kg-m/m} > 273 \text{ kg-m/m}$$

$$M_{max V} = 0.236 \times 175 \times 1.00 \times 17^2 = 11,936 \text{ kg-m/m} > 347 \text{ kg-m/m}$$

$$\begin{array}{l} M_x \\ \text{Vertical} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} + 104 \text{ kg-m/m} \\ - 347 \text{ kg-m/m} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} M_y \\ \text{Horizontal} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} + 111 \text{ kg-m/m} \\ - 273 \text{ kg-m/m} \end{array} \right.$$

### 3. Cálculo del Acero de Refuerzo

#### a) Horizontal

$$d = 16 \text{ cm para el momento positivo } M_+ = 111 \text{ kg-m/m para}$$

$$a = 0.05$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 f_y (d - a/2)}$$

$$A_s = \frac{111 \times 10^2}{0.90 \times 4,200 (16 - 0.025)} = 0.18 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ min}}$$

Comprobación:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a = \frac{0.18 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 100} = 0.05$$

Según el Reglamento Nacional de Construcciones para Muros de Concreto Armado

$$P_{Hmin} \geq 0.0025 \rightarrow A_{smin} = 0.0025 b d$$

$$P_{Vmin} \geq 0.0015 \rightarrow A_{smin} = 0.0015 b d$$

• • Para el refuerzo Horizontal

$$A_{s_{min}} = 0.0025 bd = 0.0025 \times 100 \times 16 = 4 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 3/8''$$

Usando  $\phi 3/8''$

$$A_v = 0.71 \quad S = \frac{A_v}{A_s} \times 100$$

$$S = \frac{0.71}{4} \times 100 = 17.7$$

Se usará  $\phi 3/8'' @ 0.17$

Para el Momento Negativo.

$$M^- = 273 \text{ kg-m/m}$$

Asumiendo  $a = 0.13$

$$A_s^- = \frac{273 \times 10^2}{0.90 \times 4,200 (16 - 0.065)} = 0.45 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{s_{min}}$$

Comprobación:

$$a = \frac{0.45 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 100} = 0.13$$

Para el refuerzo Horizontal.

$A_{s_{min}} = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Se usará Acero mínimo  $\phi 3/8'' @ 0.17$

b) Vertical

Para el momento negativo  $d = 17$

$$M^- = 347 \text{ kg-m/m}$$

Asumiendo  $a = 0.15$

$$A_s = \frac{347 \times 10^2}{0.90 \times 4,200 (17 - 0.075)} = 0.54 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s_{min}}$$

Comprobación

$$a = \frac{0.54 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 100} = 0.15$$

Para el refuerzo vertical la armadura mínima será

$$A_{s_{min}} = 0.0015 bd = 0.0015 \times 100 \times 17 = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se usará  $\emptyset$  3/8"

$$A_v = 0.71 \text{ cm}^2 \quad S = \frac{0.71}{2.55} \times 100 = 27.84$$

Se usará  $\emptyset$  3/8 @ 0.27

Para el  $M^+$  se usará también Acero Mínimo

#### 4. Verificación por Corte

$$V_{\max} = 1.5 \times \frac{1}{2} W a^2$$

$$V_{\max} = 1.5 \times 0.50 \times 1000 \times 1.7^2 = 2,168 \text{ kg/m}$$

$$v_u = \frac{V_{\max}}{b d} \quad \text{Para } \emptyset = 0.85$$

$$v_u = \frac{2168}{100 \times 16} = 1.36 \text{ kg/cm}^2 < 0.53 \emptyset \sqrt{f'c} = 5.95 \text{ kg/cm}^2 = v_{uc}$$

## II. Diseño de Losa de Cubierta

### 1. Metrado de cargas

#### a) Permanentes

$$\text{Peso propio} : 0.15 \times 2,400 = 360 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Piso terminado} : 100 = \underline{100 \text{ kg/m}^2}.$$

$$\text{Carga Muerta} \quad D = 460 \text{ kg/m}^2.$$

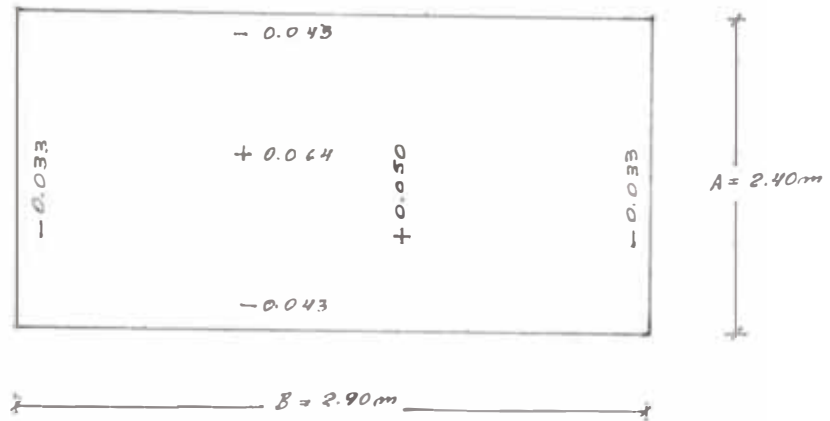
#### b) Sobrecarga $L = 150 \text{ kg/m}^2.$

Carga última será :

$$W_u = 1.5 \times 460 + 1.8 \times 150 = 690 + 270 = 960 \text{ kg/m}^2.$$



## 2. Cálculo de Momentos



$$m = \frac{2.40}{2.90} = 0.83$$

$$M = \text{coef } W u S^2$$

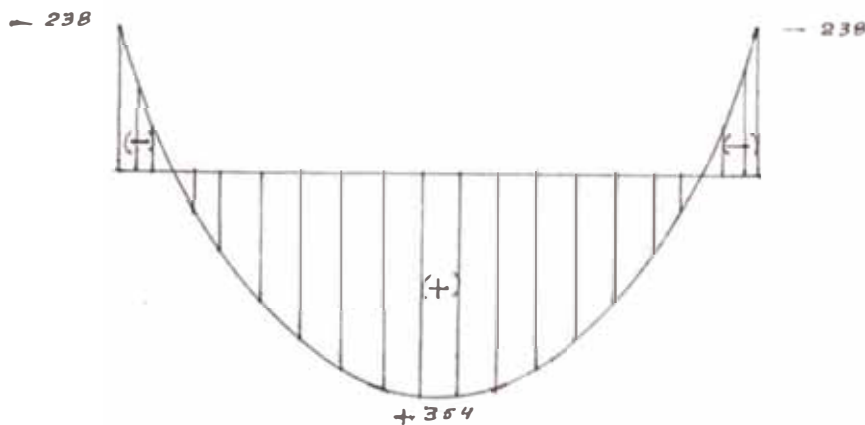
Para el claro corto (más desfavorable) los momentos serán :

Momento Negativo en los Apoyos

$$M^- = 0.043 \times 960 \times 2.4^2 = 238 \text{ kg-m/m}$$

Momento Positivo en el Centro del Tramo

$$M^+ = 0.064 \times 960 \times 2.4^2 = 354 \text{ kg-m/m}$$



- Comprobación por Flexión

Peraltes Efectivos

$$d_A = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$d_B = 15 - 4 = 11 \text{ cm}$$

Momento Resistente de la Sección

$$M_{max} = 0.236 f'c b d^2$$

•  
••

$$M_{maxA} = 0.236 \times 175 \times 1.00 \times 12^2 = 5,947 \text{ kg-m/m}$$

$$M_{maxB} = 0.236 \times 175 \times 1.00 \times 11^2 = 4,997 \text{ kg-m/m} > 354 \text{ kg-m/m}$$

3. Cálculo del Acero de Refuerzo

a) En el Sentido del lado A

Para el momento Positivo

$$M^+ = 354 \text{ kg-m/m} \quad d = 11 \text{ cm}$$

$$As^+ = \frac{354 \times 10^2}{0.90 \times 4,200 (11 - 0.125)} = 0.86 \text{ cm}^2/\text{m} < As_{min}$$

Comprobación:

$$a = \frac{4,200 \times 0.86}{0.85 \times 175 \times 100} = 0.24$$

El acero mínimo recomendado será :

$$As_{min} = 0.0018 b d$$

$$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 11 = 1.98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Separación Máxima} : 2 h \quad 2 \times 15 = 30 \text{ cm}$$

Se usará  $\emptyset 3/8 @ 0.30$

Para el Momento Negativo se tiene :

$$M^- = 238 \text{ kg-m/m}$$

$$As = \frac{238 \times 10^2}{0.90 \times 4,200 (11 - 0.08)} = 0.58 \text{ cm}^2/\text{m} < As_{\min}$$

Comprobación

$$a = \frac{4,200 \times 0.58}{0.85 \times 175 \times 100} = 0.16$$

• Se usará  $\emptyset 3/8 @ 0.30$

Para los momentos en el sentido del lado B, se usará acero mínimo

$$As_{\min} = 0.0018 \times 100 \times 12 = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se usará  $\emptyset 3/8 @ 0.30$

#### 4. Verificación por Corte

El corte máximo de acuerdo al ACI, está dado por:

$$Vu = \frac{Wu A}{3}$$

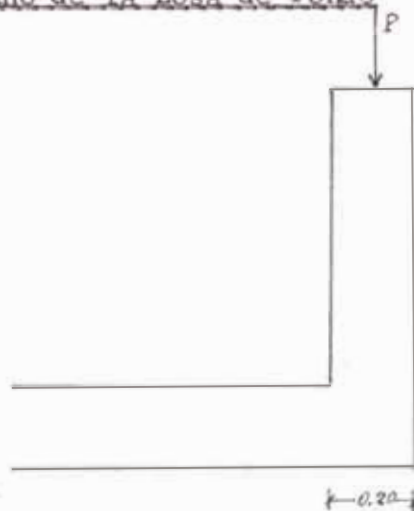
$$Vu = \frac{960 \times 2.4}{3} = 768 \text{ kg/ml.}$$

$$v_u = \frac{Vu}{b d} = \frac{768}{100 \times 11} = 0.70 \text{ kg/cm}^2 \quad v_c$$

Cortante que toma el concreto.

$$v_c = 0.53 \emptyset \sqrt{f'c} = 0.53 \times 0.85 \sqrt{175} = 5.96 \text{ kg/cm}^2$$

### III. Diseño de la Losa de Fondo



$$\sigma_c = 3 \text{ kg/cm}^2 = 30,000 \text{ kg/m}^2$$

1. Dimensionamiento de la zapata del muro perimetral

- Peso de tapa que actúa sobre la zapata en cargas de servicio

$$P_1 = \frac{W_D A}{3} + \frac{W_L A}{3} = \frac{A}{3} (W_D + W_L) = \frac{3.9}{3} (460 + 150) = 793 \text{ kg/m}$$

- Peso del muros :  $P_2 = 1.70 \times 0.20 \times 2,400 = 816 \text{ kg/m}$

- Peso propio del cimiento (considerando el 10% del peso sobre la zapata  $P_3 = (793 + 816) 0.10 = 161 \text{ kg/m}$

$P = 1,770 \text{ kg/m}$

• El ancho requerido será :

$$Az = b \times l = \frac{P}{\sigma_t} \quad b = \frac{P}{\sigma_t l}$$

$$b = \frac{1,770}{30,000 \times 1.0} = 0.06 \text{ m.}$$

2. Cálculo de la losa sometida a la presión del agua.

a) Metrado de Cargas

Peso propio  $0.20 \times 2,400 = 480 \text{ kg/m}^2$

Acabado  $= 100 \text{ kg/m}^2$

Peso del agua  $1.7 \times 1,000 = 1,700 \text{ kg/m}^2$

Carga Muerta

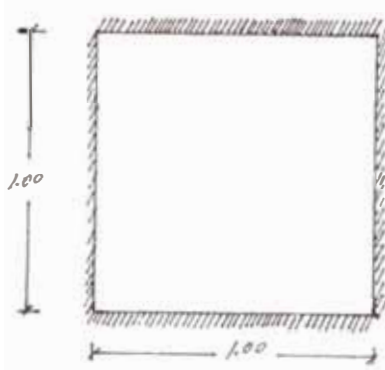
$D = 2,280 \text{ kg/m}^2$

Carga última de rotura:

$$W_u = 1.5 \times 2,280 = 3,420 \text{ kg/m}^2.$$

b) Determinación de Momentos

Calculado para una porción de losa de 1.00 m. x 1.00 m. considerando sus cuatro lados empotrados. De acuerdo al ACI será :



$$\frac{A}{B} = 1.0$$

$$M^+ = \text{coef} \times W_u S^2$$

$$M^+ = 0.025 \times W_u S^2$$

$$M^+ = 0.025 \times 3420 \times 1^2 = 86 \text{ kg m/m} \ll M_{\text{max}}$$

El momento resistente de la sección es: para  $d = 16 \text{ cm}$ .

$$M_{\text{max}} = 0.236 f'c b d^2$$

$$M_{\text{max}} = 0.236 \times 175 \times 1.0 \times 16^2 = 10,573 \text{ kg-m/m}$$

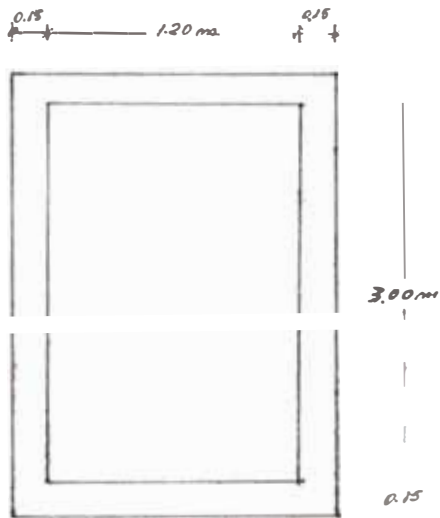
Luego será suficiente colocar la cuantía mínima de refuerzo

c) Acero de Refuerzo.

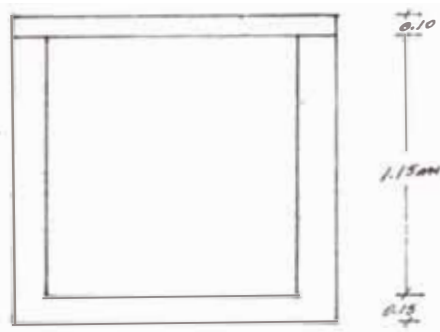
$$A_s = 0.0018 b d = 0.0018 \times 100 \times 16 = 2.88 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

•  
• • Se usará  $\emptyset 3/8 @ 0.25 \text{ a/s}$

## DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO



Planta



Elevación

### 1. Características Geométricas

#### Especificaciones

$$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$s/c = 100 \text{ kg/m}^2 \text{ (losa de cubierta)}$$

$$1,000 \text{ kg/m}^3 \text{ (agua)}$$

### I) Diseño de las Paredes

Calculado con coeficientes del "Rectangular concrete Tanks" del Portland cement Association.

#### 1. Cálculo de Momentos

Tabla III : Borde Superior libre, demás bordes empotrados

$$a = 1.15 \text{ m.}$$

$$b = 1.20 \text{ m.}$$

$$\frac{b}{a} = \frac{1.20}{1.15} = 1.043$$

Según la condición última el momento será :

$$M_u = 1.5 C W a^3 = 1.5 \times 1000 \times 1.15^3 C = 2,281 C$$

$$\therefore M_u = 2,281 C$$

x / a	y = 0		v = b/4		v = h/2	
	Mx	My	Mx	My	Mx	My
0	0	+ 21	0	+ 5	0	- 41
1/4	+ 5	+ 25	0	+ 7	-12	- 53
1/2	+21	+ 30	+12	+12	-12	- 67
3/4	+19	+ 19	+12	+10	-10	- 46
1	-80	- 16	-51	-12	0	0

Se diseñará para los máximos momentos vertical y horizontal.

Para Momentos Verticales

$$M^+ = 21 \text{ kg-}\frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M^- = 80 \text{ kg-}\frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Para Momentos Horizontales

$$M^+ = 30 \text{ kg-}\frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M^- = 67 \text{ kg-}\frac{\text{m}}{\text{m}}$$

## 2. Comprobación por Flexión

### Peraltes Efectivos

a) Vertical :  $d = 15 - 3 = 12\text{cm.}$

b) Horizontal :  $d = 15 - 4 = 11\text{cm.}$

Momento Resistente de la Sección

Se tiene :

$$M_{max} = 0.236 f'c b d^2$$

$$\bullet \bullet M_{max_H} = 0.236 \times 175 \times 1.0 \times 11^2 = 4,997 \text{ kg-m/m} \geq 67$$

$$M_{max_V} = 0.236 \times 175 \times 1.0 \times 12^2 = 5,947 \text{ kg-m/m} \geq 80$$

3. Cálculo del Acero de Refuerzo

a) Horizontal

Diseñando para el Momento Máximo

$$M = 67 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}} \quad \text{para } d = 11 \text{ cm} \quad \text{Asumiendo } a = 0.05$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 f_y (d - a/2)}$$

$$A_s = \frac{67 \times 10^2}{0.90 \times 4,200 (11 - 0.025)} = 0.16 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{smin}$$

Comprobación :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b}$$

$$a = \frac{0.16 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 100} = 0.05$$

Según el Reglamento Nacional de Construcciones para muros de Concreto Armado, para el refuerzo Horizontal

$$A_{smin} = 0.0025 b d$$

$$A_{smin} = 0.0025 \times 100 \times 11 = 2.75 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \varnothing 3/8''$$

• • Usaremos acero mínimo :

$$\text{Usando } \varnothing 3/8'' \quad S = \frac{0.71 \times 100}{2.75} = 25.8$$



Av 0.71

• Se usará  $\emptyset 3/8 @ 0.25$  a/s

b) Vertical

Diseñando para el Momento Máximo

$$M^{\bar{m}} = 80 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}} \text{ para } d = 12 \text{ cm} \quad \text{Asumiendo } a = 0.05$$

$$A^{\bar{s}} = \frac{80 \times 10^2}{0.90 \times 4,200 (12 - 0.025)} = 0.18 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{\text{min}}$$

Comprobación :

$$a = \frac{0.18 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 100} = 0.05$$

Para el refuerzo vertical la armadura mínima será :

$$A_{\text{min}} = 0.0015 bd = 0.0015 \times 100 \times 12 = 1.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

• Se usará acero mínimo de  $\emptyset 3/8$  " Separación Máxima 2 h =

$$2 \times 15 = 30 \text{ cm}$$

• Se usará  $\emptyset 3/8 @ 0.30$  a/s

4. Verificación por Corte

$$V_{\text{max}} = 1.5 \times 0.50 \times 1,000 \times 1.15^2 = 992 \text{ kg/m} \quad V_{\text{max}} = 1.5 \times \frac{1}{2} W a^2$$

$$v_u = \frac{V_{\text{max}}}{b d}$$

$$v_u = \frac{992}{100 \times 11} = 0.90 \text{ kg/cm}^2 < 0.53 \emptyset \sqrt{f'c} = 5.95 \text{ kg/cm}^2 = v_{uc}$$

II. Diseño de Losa de Cubierta

1. Metrado de Cargas

a) ~~Per~~manentes

$$\text{Peso Propio} : 0.10 \times 2,400 = 240.00$$

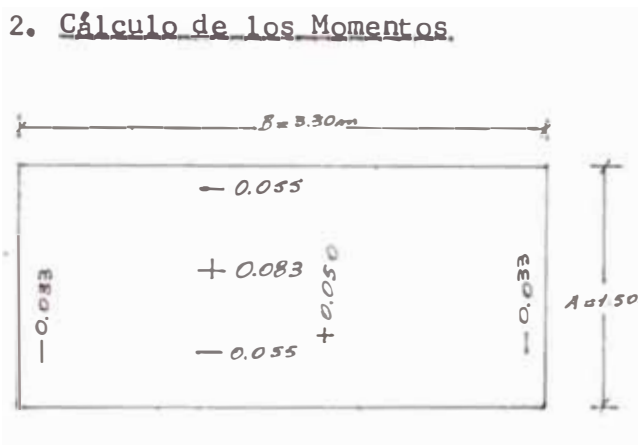
$$\text{Carga Muerta } D = 240.00 \text{ kg/m}^2$$

b) Sobrecarga  $L = 100 \text{ kg/m}^2$ .

La carga última será :

$$W_u = 1.5 \times 240 + 1.8 \times 100 = 540 \text{ kg/m}^2$$

## 2. Cálculo de los Momentos.



$$m = \frac{1.50}{3.30} = 0.455 \approx 0.50$$

$$M = \text{coef } W_u S^2$$

Diseñando para el momento máximo en el sentido de A se tiene :

$$M^{\dagger} = 0.083 \times 540 \times 1.5^2 = 101 \text{ kg-m}$$

### Comprobación por Flexión

$$d_A = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$$

$$d_B = 10 - 4 = 6 \text{ cm}$$

### Momento Resistente de la Sección

$$M_{\max} = 0.236 f'c b d^2$$

$$M_{\max_A} = 0.236 \times 175 \times 1.00 \times 7^2 = 2024 \text{ kg } \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad 101 \text{ kg-} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{\max_B} = 0.236 \times 175 \times 1.00 \times 6^2 = 1487 \text{ kg-} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

### 3. Cálculo del Acero de Refuerzo

En el sentido del lado A  $d = 7 \text{ cm}$

$M^+ = 101 \text{ kg-m}$  Asumiendo  $a = 0.11$

$$A_s = \frac{101 \times 10^2}{0.90 \times 4,200 (7 - 0.055)} = 0.38 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s\text{min}}$$

Comprobación:

$$a = \frac{0.38 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 100} = 0.11$$

El acero mínimo recomendado será :

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 b d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 100 \times 7 = 1.26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Separación máxima} : 2 h = 2 \times 0.10 = 0.20$$

• Se usará  $\emptyset 3/8'' @ 0.20 \text{ a/s}$

Luego en el Sentido B también usaremos Acero Mínimo

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 100 \times 6 = 1.08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se usará  $\emptyset 3/8'' @ 0.20 \text{ a/s}$

### 4. Verificación por Corte

El corte máximo de acuerdo al A.C.I., está dado por

$$V_u = \frac{W_u A}{3} = \frac{540 \times 1.5}{3} = 270 \text{ kg/ml.}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{270}{100 \times 6} = 0.45 \text{ kg/cm}^2 < v_c$$

Cortante que toma el concreto

$$v_c = 0.53 \emptyset \sqrt{f'c} = 0.53 \times 0.85 \sqrt{175} = 5.96 \text{ kg/cm}^2$$

### III. Diseño de la Losa de Fondo

Cálculo de la losa sometida a la presión del agua.;

#### a) Metrado de Cargas

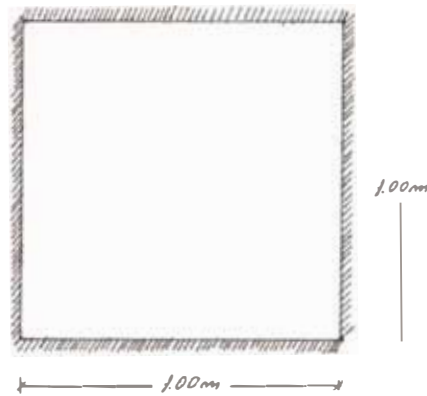
Peso Propio	0.15 x 2,400	-	360
Acabado		=	100
Peso del Agua	1.15 x 1,000	=	<u>1,150</u>
Carga Muerta D		=	1,610 kg/ m <sup>2</sup>

Carga última de rotura:

$$W_u = 1.5 \times 1,610 = 2,415 \text{ kg/m}^2$$

#### b) Determinación de Momentos

Cálculados para una porción de losa de 1.00 m. x 1.00 m. considerando sus cuatro bordes empotrados. De acuerdo al A.C.I. será



$$A = 1.0$$

$$M^{\pm} = \text{coef } W_u S^2$$
$$= 0.025 \times 2415 \times 1^2 =$$

$$60.4 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}} \ll M_{\text{max}}$$

El momento resistente de la sección es :

$$M_{\text{max}} = 0.236 f'c b d^2 \quad d = 15 - 4 = 11 \text{ cm}$$

$$M_{\text{max}} = 0.236 \times 175 \times 1.0 \times 11^2 = 4,997.3 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}}$$

Luego será suficiente colocar la cuantía mínima de refuerzo.

c) Acero de Refuerzo

$$A_s = 0.0018 b d = 0.0018 \times 100 \times 11 = 1.98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Espaciamiento } 2 h = 2 \times 15 = 0.30 \text{ m.}$$

•  
• Se usará  $\emptyset 3/8" @ 0.30$  a/s

## CIMENTACIONES

### Aspectos Generales

La cimentación del edificio en estudio presenta los casos siguientes : "Zapatas aisladas " ubicadas debajo de las columnas y "Cimentación corrida" de concreto ciclópeo, ubicadas debajo de los muros de ladrillos.

El diseño de las losas de cimentación se efectúan usando los esfuerzos producidos por las cargas verticales y analizando los momentos que transmite la parte inferior de la columna, así como la fuerza adicional que produce las acciones sísmicas. En este sentido los elementos que tienen todos los requisitos necesarios para su diseño es la zapata aislada  $Z_2$ .

### Diseño de la Zapata Aislada $Z_2$

#### 1. Datos para El Diseño

##### a) Calidad de los Materiales:

Concreto :  $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ .

Acero :  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ .

b) Resistencia del Terreno :  $\sigma_t = 3 \text{ kg/cm}^2$ .

##### c) Cargas que transmite la Columna y Momentos

$P_u = 81.96 \text{ tn}$ .

$P_s = \frac{81.96}{1.55} = 52.88 \text{ tn}$

$M_u = 0.73 \text{ tn-m}$

d) Sección de la columna : 30 x 30 cm.

e) Esfuerzo Longitudinal en

la columna : 4 Ø 5/8"

2. Verificación Por Excentricidad

- Excentricidad Permisible :  $e_p = 10 \text{ cm.}$

- Excentricidad Actuante :  $e_a = \frac{M_u}{P_u} = \frac{0.73}{81.96} = 0.0089 \text{ m} < e_p$

. La zapata se considera cargada concentricamente

3. Dimensionamiento en Planta

El dimensionamiento en planta se efectúa con cargas de servicio.

El peso propio de la zapata se asume, generalmente se toma del 4% al 8% de la carga de servicio actuante.

Para  $\sigma_t$  3 kg/cm<sup>2</sup> se asume

Peso Propio de la zapata = 0.05 Ps

$$\frac{Ps + 0.05 Ps}{\sigma_t} = \frac{1.05 \times 52.88}{30} = 1.85 \text{ m}^2.$$

Se considerará una zapata cuadrada de lado 1.36 m.

$$Az = 1.36 \times 1.36 = 1.8496 \text{ m}^2.$$

4. Carga Neta de Rotura

$$\sigma_n = \frac{P_u}{A_z} = \frac{81.96}{1.8496} = 44.31 \text{ tn/m}^2 = 4.43 \text{ kg/cm}^2$$

5. Dimensionamiento en Altura

A. Altura Efectiva por Punzonamiento

El esfuerzo máximo permisible del concreto, al corte por punzonamiento, está dado por la siguiente expresión :

$$v_{ucp} = \frac{V_{ucp}}{b_o \cdot d} \leq \phi \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

En donde

$v_{ucp}$  = Esfuerzo máximo permisible del concreto al corte

$V_{ucp}$  = Fuerza cortante máxima permisible del concreto

$b_o$  = Perímetro donde se produce la falla

$d$  = Peralte

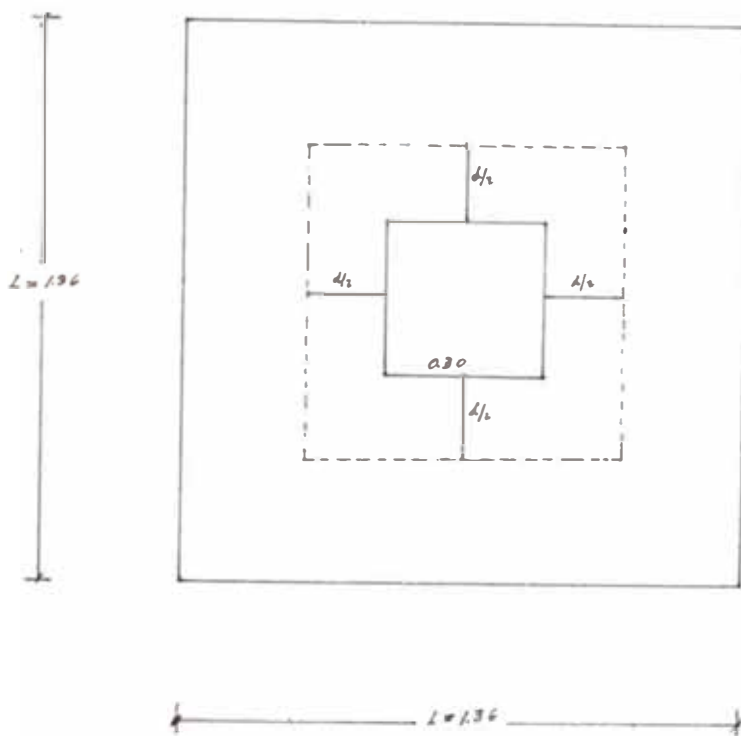


Fig. (1)

El perímetro de la sección crítica (ver fig.1) será :

$$b_o = 4 (30 + d)$$

La fuerza cortante máxima permisible será de (1) :

$$V_{ucp} = \phi \sqrt{f'_c} b_o d = \phi \sqrt{f'_c} 4 (30 + d) d \quad (2)$$



El cortante actuante último será :

$$V_{up} = \sigma_n [L^2 - (30 + d)^2]$$
$$V_{up} = 4.43 [13496 - (30 + d)^2] \quad (3)$$

Haciendo  $V_{ucp} = V_{up}$  se tiene :  $d = 26.61$  cm.

Use  $d = 50$  cm.

Altura de la zapata :  $h = d + (\emptyset + \emptyset / 2 + r)$

$$h = 50 + 10 = 60 \text{ cm para } r = 7.5 \text{ cm.}$$

Chequeando se tiene para  $d = 50$  cm,

$$b_o = 4 (30 + d) = 4 \times 80 = 320 \text{ cm.}$$

$$V_{up} = P_u - \sigma_n (30 + d)^2 = 81,960 - 4.43 \times 80^2 = 53,608 \text{ kg}$$

$$v_{ucp} = \frac{53,608}{320 \times 50} = 3.35 \text{ kg/cm}^2. < 11.24 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\emptyset \sqrt{f'_c} = 0.85 \sqrt{175} = 11.24 \text{ kg/cm}^2.$$

En consecuencia se acepta el peralte  $d = 50$  como adecuado.

## B. Altura Por Flexión

La zona crítica para flexión se produce en la cara de la columna

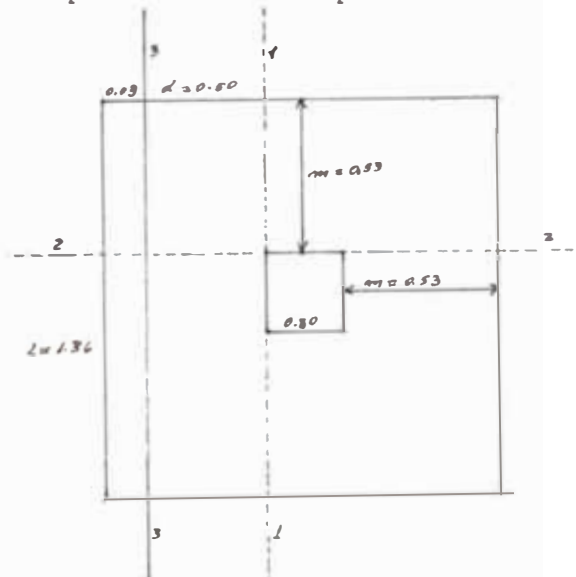


Fig (2)

En la fig.(2) están representadas las secciones críticas (1-1 y 2-2).

### Momentos Flexionantes

Como la zapata es sección cuadrada los Momentos flexionantes en las secciones 1-1 y 2-2 serán iguales.

$$M_u = \frac{1}{2} \gamma_n L m^2 \text{ en donde } m = \frac{L - 0.30}{2} = \frac{1.36 - 0.30}{2} = 0.53 \text{ m.}$$

Reemplazando se tiene :

$$M_u = \frac{1}{2} \times 44.31 \times 1.36 \times 0.53^2 = 8.46 \text{ tn - m.}$$

Teniendo en cuenta la cuantía apropiada para un diseño económico:

$p = 0.01$  y las expresiones conocidas :

$$M_u = A_s f_y \phi (d - a/2), \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}, \quad A_s = p b d, \quad \phi = 0.90$$

Se obtiene :

$$M_u = \left(1 - \frac{p f_y}{2 \times 0.85 f'_c}\right) p f_y \phi b d^2$$

Reemplazando por sus valores obtenemos :

$$M_u = 324.64 b d^2, \text{ donde } M_u \text{ está dado en tn-m y } b, d \text{ en m.}$$

Despejando  $d$  se tiene :

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{324.64 b}} = \sqrt{\frac{8.46}{324.64 \times 1.36}} = 0.14 \text{ m}$$

$$d = 0.14 \text{ m} < d = 0.50 \text{ m. (punzonamiento)}$$

### C. Chequeo por Tracción Diagonal

La sección crítica está ubicada a la distancia "d" de la cara de la columna.

Se sabe que el esfuerzo unitario de corte está dado por la siguiente expresión :

$$v_{uc} = \frac{V_{uc}}{b d} = 0.50 \phi \sqrt{f'c}$$

El corte 3-3 según fig (2) a la distancia  $d=50\text{cm}$ . de la cara del apoyo será:

$$V_{uc} = \sigma_n L(m-d) = 4.43 \times 136 \times 3 = 1,807.44 \text{ kg}$$

El esfuerzo unitario actuante será :

$$v_{uc} = \frac{1807.44}{136 \times 50} = 0.27 \text{ kg/cm}^2. < V_{ucp}$$

y el esfuerzo unitario permisible será :

$$v_{ucp} = 0.50 \phi \sqrt{f'c} = 0.50 \times 0.85 \sqrt{175} = 5.62 \text{ kg/cm}^2.$$

En consecuencia la sección es adecuada en corte.

#### 6. Comprobación del Peso Propio de la Zapata

$$P.Pz = L^2 \times h \times 2.4 = 1.36^2 \times 0.60 \times 2.4 = 2.60 \text{ tn.}$$

$$\text{Peso propio usado} : 0.05 Ps = 0.05 \times 52.88 = 2.60 \text{ tn}$$

#### 7. Cálculo del Refuerzo por Flexión

Asumiendo  $a = 0.94$  se tiene :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{8.46 \times 10^5}{0.90 \times 4,200 (50 - 0.47)} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Comprobación

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b} = \frac{4.52 \times 4,200}{0.85 \times 175 \times 136} = 0.94 \text{ cm}$$

Use  $\phi 1/2'' @ 0.20 \text{ a/s}$

#### 8. Transferencia de Esfuerzos en la base de la columna

La columna debe transmitir los esfuerzos a la zapata

El esfuerzo de contacto actuante será :

$$f_{ua} = \frac{P_u}{A_c} = \frac{81960}{30 \times 30} = 91.10 \text{ kg/cm}^2.$$

El máximo permisible es :

$$f_{uc} = 1.9 \times 0.375 \times 175 = 124.69 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando

$$f_{ua} = 91.10 \text{ kg/cm}^2 < f_{uc} = 124.69 \text{ kg/cm}^2$$

9. Longitud de Anclaje de las Varillas de la Columna en su Penetración a la Zapata.

Si suponemos que las barras están en compresión el esfuerzo de desarrollo por anclaje es :

$$U_u = 3.4 \phi \sqrt{f'_c} \leq 56 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando se tiene :

$$U_u = 3.4 \times 0.85 \sqrt{175} = 38.23 \text{ kg/cm}^2 < 56 \text{ kg/cm}^2$$

y la longitud de anclaje requerida será para 1  $\phi$  5/8" :

$$L_d = \frac{A_s f_y}{E_o U_u} = \frac{1.98 \times 4,200}{4.99 \times 38.23} = 43.59 \text{ cm}$$

La longitud disponible desde la cara superior de la zapata para  $\phi$  1/2 es:

$$d - \frac{\phi}{2} = 50 - 0.64 = 49.36 \text{ cm} > L_d = 43.59 \text{ cm}$$

10. Verificación Por Adherencia

El esfuerzo de adherencia permisible por anclaje es :

$$U_u = \frac{0.8 \times 6.4 \sqrt{f'_c}}{D} < 56 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando se tiene para 1  $\phi$  1/2" :

$$U_u = \frac{0.8 \times 6.4 \sqrt{175}}{1.27} = 53.33 \text{ kg/cm}^2 < 56 \text{ kg/cm}^2$$

La longitud de desarrollo disponible es :

$$L_d - m - r = 53 - 7.5 = 45.5 \text{ cm}$$

El esfuerzo de desarrollo actuante está dado por :

$$U_{ua} = \frac{A_s f_y}{\phi E_o L_d}$$

Reemplazando se tiene :

$$U_{ua} = \frac{1.21 \times 4,200}{0.85 \times 3.97 \times 45.5} = 33.10 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando :

$$U_{ua} = 33.10 \text{ kg/cm}^2 < U_u \quad 53.33 \text{ kg/cm}^2$$

## C A P I T U L O      I V

### INSTALACIONES SANITARIAS

#### GENERALIDADES

Se trata de un edificio multifamiliar de 4 pisos, en cada uno de los cuales hay 2 departamentos, lo que hace un total de 8 departamentos.

En el 1er. Piso uno de los departamentos consta de :

- Un baño completo
- Un lavadero de cocina
- Un lavadero de ropa

El otro departamento del 1er Piso consta de :

- Dos baños completos
- Un lavadero de cocina
- Un lavadero de ropa

La Portería consta de :

- Un baño de servicio

En el 2do Piso (Piso Típico); uno de los departamentos constan de:

- Un baño completo
- Un lavadero de cocina
- Un lavadero de ropa

El otro departamento del 2do. Piso (Piso Típico ) consta de :

- Dos baños completos
- Un baño de servicio
- Un lavadero de cocina
- Un lavadero de ropa

A su vez los baños incluyen los aparatos sanitarios siguientes :

Baño Completo :

- Inodoro de tanque
- Lavatorio
- Ducha

Baño de servicio:

- Inodoro de tanque
- Ducha

### Diseño

El diseño de las instalaciones sanitarias está basado en el Reglamento Nacional de Construcciones, por ello a lo largo del desarrollo del presente trabajo se encontrarán continuas referencias a dicho reglamento, los mismos que se dan en forma numerada y de acuerdo al correspondiente título, capítulo etc.

### Sistema de Agua

#### Criterios de Diseño

##### - Necesidades de Almacenamiento y Regulación

El consumo de agua potable en cualquier unidad habitacional --- siempre está sujeta a variaciones, en tanto que el suministro de la red pública se mantiene constante. Debido a esta circunstancia se hace necesario regular el servicio dentro de una edificación mediante un adecuado sistema de almacenamiento que permita suplir las eventuales deficiencias en la alimentación de la red pública.

Estas necesidades resultan tanto más aparentes cuanto más altos sean los edificios a servir / puesto que éstos tendrán puntos que requieren presiones altas que no pueden ser ofrecidas directamente por la red pública.

#### Sistema de Suministro de Agua

De acuerdo a lo expresado anteriormente y teniendo en cuenta las características físicas de la edificación, el presente diseño considera el sistema indirecto.

Como se sabe, el sistema indirecto consta de las siguientes partes enumeradas de acuerdo a su disposición con respecto al flujo de agua.

1. Conexión con la red pública.
2. Cisterna.
3. Tubería de succión.
4. Bombas.
5. Tubería de impulsión.
6. Tanque elevado.
7. Tuberías de alimentación.

Cada uno de estos elementos serán descritos más adelante, y además figuran en detalle en los planos respectivos.

#### Sistema de Agua Contra Incendio

Un sistema de ésta índole sólo es obligatorio en edificios de más de 4 pisos (X-III-12 - 2), en consecuencia el presente proyecto no incluye sistema alguno.



Diseño de las Instalaciones

Dotación de Agua

El edificio consta de 8 departamentos y una portería, distribuidos en la siguiente forma, considerando la dotación como función del Nº de dormitorios por departamento según (X - III - 3-3).

<u>Nº Departamentos</u>	<u>Nº Dormitorios por Departamento</u>	<u>Dotación Diaria en Litros por Departamento</u>
1	1	500
5	2	850
-	3	1,200
3	4	1,350
-	5	1,500

De donde se infiere que el volúmen total será :

$$850 \times 5 = 4,250 \text{ lt}$$

$$1,350 \times 3 = 4,050 \text{ lt}$$

$$500 \times 1 = 500 \text{ lt}$$

$$V_T = 8,800 \text{ lt} = 8.8 \text{ m}^3,$$

$$V_T = 8.8 \text{ m}^3$$

Volumenes de Almacenamiento

Los calculamos según X - III - 6.5

a) Volumen de la cisterna (Vc)

$$V_c = 3/4 \text{ volumen total}$$

$$V_c = 3/4 \times 8.8 = 6.6 \text{ m}^3 \approx 7 \text{ m}^3$$

b) Volumen del tanque Elevado ( $V_{TE}$ )

$$V_{TE} = 1/3 \text{ volumen total}$$

$$V_{TE} = 1/3 \times 8.8 = 2.93 \text{ m}^3 \approx 3 \text{ m}^3$$

Dimensiones, Capacidad y Características

	<u>Cisterna</u>	<u>Tanque Elevado</u>
Largo (m)	2.50	3.00
Ancho (m)	2.00	1.20
Altura de agua (m)	1.35	1.00
Borde libre (m)	0.35	0.15
Capacidad (m <sup>3</sup> )	6.75	3.60

a) Cisterna

Será de concreto. Llevará en la parte superior ó techo una obertura de 0.70 x 0.70 m., la que tendrá una tapa hermética del tipo sanitario.

La tubería de entrada será de  $\emptyset$  3/4" y llevará una válvula - flotadora.

El tubo de rebose tendrá un diámetro de 3" según X - III-6.14 y se conectará con una caja de registro.

La tubería de limpieza estará conectada a las bombas y será - de 1 1/2".

En una de las paredes interiores de la cisterna, se colocarán escalines de fierro de  $\emptyset$  3/4".

b) Tanque Elevado

También será de concreto. Asimismo tendrá una abertura en el

techo, la cual llevará una tapa de tipo sanitario. En un a de las paredes interiores se colocarán escalines de fierro de  $\emptyset$  3/4".

El tubo de rebose será de 2" (según X-III-6.14)

En el fondo del tanque habrá un sistema de limpieza por gravedad, conectado al desagüe.

Mayores detalles relativos a la ubicación y a la disposición de las conexiones puede verse en los planos adjuntos, tanto de la cisterna como del tanque elevado.

#### Control de Niveles

El control de los niveles de agua en los tanques, se hará por medio de interruptores automáticos que permitan :

- 1) Arrancar la bomba cuando el nivel de agua en el tanque elevado descienda hasta la mitad de su altura útil.
- 2) Parar la bomba cuando el nivel de agua en el tanque elevado asciende hasta el nivel máximo previsto.
- 3) Parar la bomba cuando el nivel del agua en la cisterna desciende hasta 0.05 m., por encima de la canastilla de succión.

#### Equipo de Bombeo de Agua de la Cisterna al Tanque Elevado

Comprenderá de dos bombas centrífugas que trabajarán en forma automática mediante un sistema de alternadores e interruptores del flotador en la cisterna y tanque elevado para arranque y parada en los niveles de agua establecidos.

Cálculo de la Tubería de Alimentación de La Red Pública hacia la Cisterna - Medidor

- Presión en la matriz (Pm) : 15 m.
- Diferencia de nivel entre la matriz y el punto de entrega en la cisterna (H<sub>T</sub>) : 1.00 m.
- Pérdida de carga por accesorios (H<sub>f</sub>)
- Longitud de la línea de servicios :.. 16.90 + 3.10 = 20.00 m.
- Presión de salida de agua mínima en la cisterna : 3.50m.
- Pérdida de carga del Medidor (H<sub>fM</sub>)

Se sabe que :

$$1 \text{ lb/pulg}^2 = 0.7032 \text{ m}$$

$$1 \text{ m}^3 = 264.20 \text{ gl}$$

$$V_c = 6.6 \text{ m}^3 = 6.6 \times 264.2 \text{ gl} = 1,743.72 \text{ gl.}$$

La cisterna debe llenarse en un período de 4 hrs.

$$t = 4 \text{ hr} = 4 \times 60 = 240 \text{ minutos}$$

$$Q = \frac{V}{t} = \frac{1743.72}{240} = 7.27 \text{ gl/min} = 0.46 \text{ lps.}$$

Con este caudal entramos al abaco de medidores asumiendo  $\emptyset = 3/4''$

$$\left. \begin{array}{l} Q = 7.27 \text{ gl./min} \\ \emptyset = 3/4'' \end{array} \right\} H_{fM} = 1.2 \text{ lb/pulg}^2 = 1.2 \times 0.7032 \text{ m} = 0.84 \text{ m.}$$

Cálculo de la longitud equivalente

Longitud de la línea de servicios 20.00

1 Válvula de paso de  $\emptyset 3/4$  0.18

1 Válvula de compuerta de $\varnothing$ 3/4"	0.18
4 Uniones Universales de $\varnothing$ 3/4"	1.60
1 Cruz de 3/4" x 1/2"	1.00
1 Tee de 3/4" x 3/4"	0.57
2 Codos de 3/4" x 90°	2.40

Le = 25.93 m.

$$\left. \begin{array}{l} Q = 0.46 \text{ lps.} \\ \varnothing = 3/4" \end{array} \right\} S = 26\%$$

$$\text{De donde } H_f = S \times L = 0.26 \times 25.93 = 6.74 \text{ m.}$$

Pero sabemos que :

$$P_m = H_T + P_s + H_f + H_{fM}$$

$$P_s = P_m - (H_T + H_f + H_{fM})$$

$$P_s = 15 - (1.00 + 6.74 + 0.84) = 15 - 8.58 = 6.42 \text{ m.}$$

$$P_s = 6.42 \text{ m} > 3.50 \text{ m}$$

#### Conteo de Unidades Hunter

Se ha previsto la instalación de calentadores colgados de tal manera que el agua fría conducida por las tuberías, será calentada en los puntos en que se requiera. Por esta razón consideramos un total de agua y de la tabla X - III - 4.1 obtenemos un determinado número de unidades Hunter por departamento.

Luego siguiendo el método Hunter obtenemos un esquema de 6 alimentadores con sus respectivos gastos acumulados, basados en los cuadros siguientes:

CUADRO 1

Nº Piso	Departamento	Nº Alimentador	Ambiente	U.H		U.H Sub-Total	
				Aparato	Parcial		
1er.	A	1	Baño Completo.	Inodoro	3	9	
				Ducha	2		
			Lavatorio.	1			
				Patio	Lavadero	3	
			2	Cocina	Lavadero	3	3
	Portería	3	Baño Completo	Inodoro	3	6	
				Ducha	2		
				Lavatorio	1		
	B	6	2 Baños Completos	Inodoro(2)	6	18	
				Ducha (2)	4		
Lavatorio (2)				2			
Patio				Lavadero	3		
			Cocina	Lavadero	3		
2do, 3er, 4to.	C, C' C''	1	Baño Completo	Inodoro	3	6	
				Ducha	2		
			Lavatorio	1			
			2	Patio	Lavadero	3	6
				Cocina	Lavadero	3	
	D, D' , D''	3	Baño Completo	Inodoro	3	6	
				Ducha	2		
				Lavatorio	1		
		4	Patio	Lavadero	3	6	
			Cocina	Lavadero	3		

Nº Piso	Departamento	Nº Alimentador	Ambiente	U.H		U.H Sub-Total
				Aparato	Parcial	
2 <sup>do</sup> 3 <sup>er</sup> 4 <sup>to</sup>	D, D', D''	5	Baño	Inodoro	3	6
			Completo	Ducha	2	
				Lavatorio	1	
		6	Baño	Inodoro	3	6
Completo	Ducha	2				
	Lavatorio	1				

CUADRO Nº 2

Nº Alimentador	1er. Piso		2do. Piso		3er. Piso		4to. Piso	
	U.H	lps.	U.H.	lps.	U.H.	lps.	U.H	lps.
1	9	0.32	15	0.44	21	0.56	27	0.69
2	3	0.12	9	0.32	15	0.44	21	0.56
3	6	0.25	12	0.38	18	0.50	24	0.61
4	-	-	6	0.25	12	0.38	18	0.50
5	-	-	6	0.25	12	0.38	18	0.50
6	18	0.50	24	0.61	30	0.75	36	0.85

ESQUEMA DE LOS ALIMENTADORES

Este esquema incluye los gastos acumulados en lt/seg, hallados según la tabla X-III-4.3

Sistema de Bombeo

a) Gasto de Bombeo

El gasto de bombeo será igual a la máxima demanda del edificio (X-III-7.10), ósea 2.012 lts/seg.

b) Tubería de Impulsión

El diámetro de la tubería de impulsión será, según X-III-74 de - 1 1/2". La tubería será de fierro galvanizado.

c) Tubería de Succión

El diámetro de esta tubería será el inmediatamente superior al de la tubería de impulsión (X-III-7.10), osea de  $\varnothing$  2", también será de fierro galvanizado.

d) Bombas

Se usarán dos bombas del tipo centrífuga y en tal virtud cada bomba deberá tener la mitad de la capacidad requerida (X-III-7.10) osea --  
 $2.012 \div 2 = 1.01$  lps.

e) Cálculos :

1. Altura dinámica Total ( $H_{DT}$ )

- Tubería De Succión

$Q = 1.01$  lps.

$\varnothing = 2''$

$C = 100$

$S = 0.9 \% = 0.009$

Longitud equivalente:

Tubería 0.70

Codo 2" x 90° 3.18



Canastilla de succión 4 x 2            1.68  
U.U. Ø 2"                                    1.07  
  
6.63 mts.  
 $h'_{f_{succión}} = 0.009 \times 6.63 -$             0.06 mts.

- Tubería de Impulsión

Q = 1.01 lps.            }  
Ø = 1 1/2"                } Tramo en Paralelo  
C = 100                    } S = 4% = 0.04

Longitud equivalente

Tubería                    1.00  
2 codos 1 1/2" x  
90°                         4.76  
1 Valvula check Ø  
1 1/2"                      4.76  
3 U.U. 1 1/2"             2.40  
1 Válvula compuerta  
1 1/2"                      0.36

---

13. 28 mts.

$h'_{f_{impulsión}} = 0.04 \times 13.28$             0.53 mts.

Tramo Unico

Q = 2.012 lps.            }  
Ø = 1 1/2"                } S = 15% = 0.15  
C = 100                    }

Longitud equivalente

Tubería 18.28 m.

1 Tee 1 1/2" x 1 1/2" 1.14

2 U.U. Ø 1 1/2" 2.40

1 Val. Ø 1 1/2" 0.36

2 Codos Ø 1 1/2" x 90° 4.76

26.94 mts.

$$h''_{f \text{ impulsión}} = 0.15 \times 26.94 = 4.041 \text{ mt.}$$

Altura Estática ( $H_T$ )

$$H_T = 1.70 + 11.08 + 4.40 = 17.18 \text{ mts.}$$

En consecuencia la altura dinámica total será :

$$H_{DT} = 17.18 + (0.06 + 0.53 + 4.041) = 21.81 \text{ mts.}$$

## 2. Cálculo de la Potencia de la Bomba

$$H.P. = \frac{Q \times H_{DT}}{75 \times n}$$

$$H.P. = \frac{1.01 \times 21.81}{75 \times 0.75} = 0.392$$

• Se Usarán 2 electrobombas de 0.5 H.P. cada una.

## 3. Tiempo de Llenado del Tanque Elevado

$$t = \frac{V}{Q}$$

$$t = \frac{3000}{1.01} = 2970.30 \text{ seg} = 49' 30'' < 2 \text{ hr}$$

Este tiempo cumple con X- III- 7.10

CALCULO DE LOS ALIMENTADORES

Las tuberías de alimentación serán de fierro galvanizado, con  $C=100$

a) Presión en el punto de consumo más desfavorable.

En el esquema vemos que dicho punto es el punto A, y se encuentra en el alimentador Nº 6.

Así tenemos :

Presión de Salida Mínima en el Aparato de tanque

$$P_{sal} = 5 \text{ lb/pulg}^2 = 3.50 \text{ m.}$$

Altura Disponible

$$h_{disp} = 0.06 + 3.20 + 2.72 - 3.50 = 2.48 \text{ mts.}$$

$$L_{QA} = 2.72 + 4.10 + 1.40 + 2.75 + 3.00 + 4.50 + 2.40 + 0.35 + 3.26 + 0.40 = 24.88 \text{ m.}$$

La longitud equivalente se puede considerar en un 20% de la longitud real para un ler. tanteo.

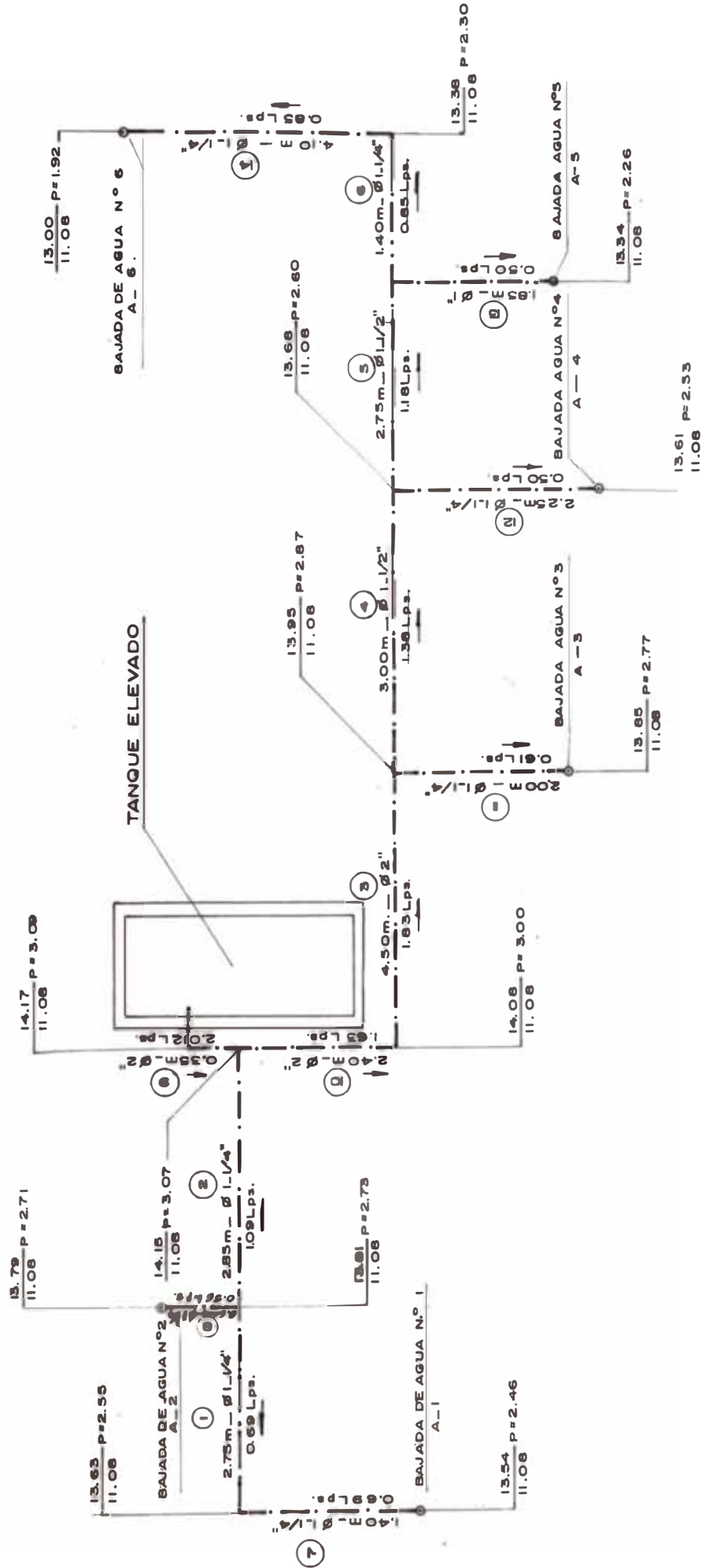
$$L_e = 24.88 \times 1.20 = 29.86 \text{ mts.}$$

$$S_{max} = \frac{h_{disp}}{L_e} = \frac{2.48}{29.86} = 0.083$$

Tramo Nº 1'

$$\left. \begin{array}{l} S_{max} = 0.083 = 8.3 \% \\ Q = 2.012 \text{ lps.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \varnothing 2'' \\ \varnothing = 2'' \end{array} \left. \begin{array}{l} Q = 2.012 \\ \varnothing = 2'' \end{array} \right\} S_{real} = 0.038$$
$$L = 3.66 \text{ mts.}$$
$$L_e = 3.66 \times 1.20 = 4.39 \text{ mts.}$$

# DIAGRAMA DE PRESIONES DISTRIBUCION DE ALIMENTADORES EN AZOTEA



NOTA :  
A-1 , A-2 , A-3 , A-4 , A-5 , A-6 SON  
ALIMENTADORES.

$$h_{f1} = 0.038 \times 4.39 = 0.17 \text{ mts.}$$

$$C P_{1'} = C P_0 - h_{f1} = 14.34 - 0.17 = 14.17$$

$$P_{1'} = C P_{1'} - C T_{1'} = 14.17 - 11.08 = 3.09 \text{ mts.}$$

Tramo N° 9

$$\left. \begin{array}{l} S_{\max} = 0.083 = 8.3\% \\ Q = 2.012 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 2'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 2.012 \text{ lps} \\ \varnothing = 2'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 0.038$$

$$L = 0.35 \text{ m.}$$

$$L_e = 0.35 \times 1.2 = 0.42 \text{ m.}$$

$$h_{f9} = 0.038 \times 0.42 = 0.02 \text{ m.}$$

$$C P_9 = C P_{1'} - h_{f9} = 14.17 - 0.02 = 14.15$$

$$P_9 = C P_9 - C T_9 = 14.15 - 11.08 = 3.07 \text{ mts.}$$

Tomando en cuenta el lado derecho de los alimentadores para hallar el punto de consumo más desfavorable se tiene :

Tramo N° 10

$$\left. \begin{array}{l} S_{\max} = 0.083 = 8.3\% \\ Q = 1.63 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 2'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 1.63 \text{ lps} \\ \varnothing = 2'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 0.024$$

$$L = 2.40 \text{ m.}$$

$$L_e = 2.40 \times 1.2 = 2.88 \text{ m.}$$

$$h_{f10} = 0.024 \times 2.88 = 0.07 \text{ mts.}$$

$$C P_{10} = C P_9 - h_{f10} = 14.15 - 0.07 = 14.08$$

$$P_{10} = C P_{10} - C T_{10} = 14.08 - 11.08 = 3 \text{ mts.}$$

Tramo Nº 3

$$\left. \begin{array}{l} S_{\max} = 8.3\% \\ Q = 1.63 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 2'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 1.63 \text{ lps.} \\ \varnothing = 2'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 0.024$$
$$L = 4.50$$
$$L_e = 4.50 \times 1.20 = 5.40 \text{ m.}$$
$$h_{f3} = 0.024 \times 5.40 = 0.13 \text{ m.}$$
$$CP_3 = CP_{10} - h_{f3} = 14.08 - 0.13 = 13.95$$
$$P_3 = CP_3 - CT_3 = 13.95 - 11.08 = 2.87$$

Tramo Nº 4

$$\left. \begin{array}{l} S_{\max} = 8.3\% \\ Q = 1.38 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 1 \frac{1}{2}'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 1.38 \text{ lps.} \\ \varnothing = 1 \frac{1}{2}'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 0.075$$
$$L = 3.00$$
$$L_e = 3 \times 1.20 = 3.60$$
$$h_{f4} = 0.075 \times 3.60 = 0.27$$
$$CP_4 = CP_3 - h_{f4} = 13.95 - 0.27 = 13.68$$
$$P_4 = CP_4 - CT_4 = 13.68 - 11.08 = 2.60 \text{ mts.}$$

Tramo Nº 5

$$\left. \begin{array}{l} S_{\max} = 8.3\% \\ Q = 1.18 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 1 \frac{1}{2}'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 1.18 \\ \varnothing = 1 \frac{1}{2}'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 0.053$$
$$L = 2.75$$
$$L_e = 2.75 \times 1.2 = 3.3$$
$$h_{f5} = 0.053 \times 3.3 = 0.17$$
$$CP_5 = CP_4 - h_{f5} = 13.68 - 0.17 = 13.51$$
$$P_5 = CP_5 - CT_5 = 13.51 - 11.08 = 2.43 \text{ m.}$$

Tramo N° 6

$$\left. \begin{array}{l} S_{\max} = 8.3 \% \\ Q = 0.85 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 0.85 \text{ lps.} \\ \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 0.078$$

$L = 1.40 \text{ m.}$

$L_e = 1.4 \times 1.2 = 1.68$

$h_{f6} = 0.078 \times 1.68 = 0.13$

$CP_6 = CP_5 - h_{f6} = 13.51 - 0.13 = 13.38$

$P_6 = CP_6 - CT_6 = 13.38 - 11.08 = 2.30 \text{ m.}$

Tramo N° 14

$$\left. \begin{array}{l} S_{\max} = 8.3 \% \\ Q = 0.85 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 0.85 \text{ lps.} \\ \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 0.078$$

$L = 4.10 \text{ m.}$

$L_e = 4.1 \times 1.2 = 4.92$

$h_{f14} = 0.078 \times 4.92 = 0.38$

$CP_{14} = CP_6 - h_{f14} = 13.38 - 0.38 = 13$

$P_{14} = CP_{14} - CT_{14} = 13.00 - 11.08 = 1.92 \text{ m.}$

Tramo N° 33

$$\left. \begin{array}{l} S_{\max} = 0.083 = 8.3 \% \\ Q = 0.85 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 0.85 \text{ lps.} \\ \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 0.078$$

$L = 2.72$

$L_e = 2.72 \times 1.2 = 3.26 \text{ mts.}$

$h_{f33} = 0.078 \times 3.26 = 0.254 \text{ mts.}$

$CP_{33} = CP_{14} - h_{f33} = 13 - 0.254 = 12.75 \text{ m.}$

$P_{33} = 12.75 - 8.36 = 4.39 \text{ mts.} > 3.50 \text{ mts.}$

Vemos pues que la presión en el punto mas desfavorable es de 4.39 mts. que es mayor que la presión mínima de 3.50 para aparato de tanque.

Tramo Nº 34

$$h_{disp} = 4.39 + 2.72 - 3.50 = 3.61 \text{ mts.}$$

$$L = 2.72 \text{ m.}$$

$$L_e = 2.72 \times 1.2 = 3.26 \text{ mts.}$$

$$S_{max} = \frac{3.61}{3.26} = 1.1074 > 1$$

Los cálculos siguientes toman en cuenta la velocidad limite (X-III - 4.4)

$$\left. \begin{array}{l} S_{max} = 110.74 \% \\ Q = 0.75 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 1'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 0.75 \\ \varnothing = 1'' \end{array} \right\} S_{real} 16\% = 0.16$$

$$h_{f34} = 0.16 \times 3.26 = 0.52 \text{ mts.}$$

$$CP_{34} = CP_{33} - h_{f34} = 12.75 - 0.52 = 12.23$$

$$P_{34} = CP_{34} - CT_{34} = 12.23 - 5.64 = 6.59 \text{ m.}$$

Tramo Nº 35

$$h_{disp} = 6.59 + 2.72 - 3.50 = 5.81$$

$$L = 2.72 \text{ m.}$$

$$L_e = 2.72 \times 1.2 = 3.26 \text{ m.}$$

$$S_{max} = \frac{5.81}{3.26} = 1.782 > 1 \quad \text{por velocidad limite}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q = 0.61 \text{ lps.} \\ \varnothing = 1'' \end{array} \right\} S_{real} = 10\% = 0.10$$



$$h_{f35} = 0.10 \times 3.26 = 0.33$$

$$CP_{35} = CP_{34} - h_{f35} = 12.23 - 0.33 = 11.90$$

$$P = 11.90 - 2.92 = 8.98 \text{ m.}$$

Tramo N° 36

$$h_{disp} = 8.98 + 2.92 - 3.50 = 8.4$$

$$L = 2.92 \text{ m.}$$

$$Le = 2.92 \times 1.2 = 3.504$$

$$S_{max} = \frac{8.4}{3.504} = 2.39 > 1 \text{ veloc lfmite}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q = 0.50 \text{ lps.} \\ \varnothing = 1'' \end{array} \right\} S_{real} = 7.5\% = 0.075$$

$$h_{f36} = 0.075 \times 3.504 = 0.263$$

$$CP_{36} = 11.90 - 0.263 = 11.64$$

$$P_{36} = 11.64 - 0.00 = 11.64 \text{ mts.}$$

Para el alimentador N° 5 se tendrá :

$$h_{disp} = 2.48 \text{ mts.}$$

$$LoB = 2.72 + 1.85 + 2.75 + 3.00 + 4.5 + 2.4 + 0.35 + 3.26 + 0.40 = 21.23 \text{ mts.}$$

$$Le = 21.23 \times 1.20 = 25.48$$

$$S_{max} = \frac{2.48}{25.48} = 0.0973 = 9.73 \%$$

Tramo N° 13

$$\left. \begin{array}{l} S_{max} = 9.73 \% \\ Q = 0.50 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing 1'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 0.50 \text{ lps.} \\ \varnothing = 1'' \end{array} \right\} S_{real} = 7.5\%$$
$$L = 1.85$$
$$L_e = 1.85 \times 1.2 = 2.20$$
$$h_{f13} = 0.075 \times 2.2 = 0.17$$
$$CP_{13} = CP_5 - h_{f13} = 13.51 - 0.17 = 13.34$$
$$P_{13} = 13.34 - 11.08 = 2.26 \text{ mts.}$$

Tramo N° 30

$$\left. \begin{array}{l} Q = 0.50 \text{ lps.} \\ \varnothing = 1'' \end{array} \right\} S_{real} = 7.5 \%$$
$$L = 2.72 \text{ m.}$$
$$L_e = 2.72 \times 1.2 = 3.26$$
$$h_{f30} = 0.075 \times 3.26 = 0.25 \text{ mts.}$$
$$CP_{30} = CP_{13} - h_{f30} = 13.34 - 0.25 = 13.09$$
$$P_{30} = 13.09 - 8.36 = 4.73 \text{ mts.} > 3.50$$

Tramo N° 31

$$h_{disp} = 4.73 + 2.72 - 3.50 = 3.95$$
$$L = 2.72 \text{ m.}$$
$$L_e = 2.72 \times 1.2 = 3.26$$
$$S_{max} = \frac{3.95}{3.26} = 1.212 > 1 = 121.2 \% \quad \text{se tomará en cuenta la}$$

velocidad limite

$$\begin{array}{l} S_{\max} = 121.2\% \\ Q = 0.38 \text{ lps.} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} S_{\max} \\ Q \end{array}} \right\} \varnothing = 3/4'' \quad \begin{array}{l} Q = 0.38 \text{ lps.} \\ \varnothing = 3/4'' \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} Q \\ \varnothing \end{array}} \right\} S_{\text{real}} = 22\% = 0.22$$
$$h_{f31} = 0.22 \times 3.26 = 0.72$$
$$CP_{31} = 13.09 - 0.72 = 12.37$$
$$P_{31} = 12.37 - 5.64 = 6.73 \text{ mts.}$$

Tramo N° 32

$$h_{\text{disp}} = 6.73 + 2.72 - 3.50 = 5.95 \text{ mts.}$$

$$Le = 2.72 \text{ m.}$$

$$Le = 3.26 \text{ mts.}$$

$$S_{\max} = \frac{5.95}{3.26} = 1.8252 > 1 = 182.52\%$$

Se tomará en cuenta la velocidad límite.

$$\begin{array}{l} S_{\max} = 182.52\% \\ Q = 0.25 \text{ lps.} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} S_{\max} \\ Q \end{array}} \right\} \varnothing = 1/2 \quad \begin{array}{l} Q = 0.25 \text{ lps.} \\ \varnothing = 1/2 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} Q \\ \varnothing \end{array}} \right\} S_{\text{real}} = 65\% = 0.65$$

$$h_f = 0.65 \times 3.26 = 2.119$$

$$CP_{32} = 12.37 - 2.119 = 10.25$$

$$P_{32} = 10.25 - 2.92 = 7.33 \text{ mts.}$$

Para el alimentador N° 4 se tendrá :

$$h_{\text{disp}} = 2.48 \text{ mts.}$$

$$LOC = 2.72 + 2.25 + 3.00 + 4.50 + 2.40 + 0.35 + 3.26 + 0.40 =$$

$$18.88 \text{ mts.}$$

$$Le_{OC} = 18.88 \times 1.2 = 22.66 \text{ m.}$$

$$S_{\max} = \frac{2.48}{22.66} = 0.1094 = 10.94\%$$

Tramo N° 12

$$\left. \begin{aligned} Q &= 0.50 \text{ lps.} \\ \varnothing &= 1 \frac{1}{4}'' \end{aligned} \right\} S_{\text{real}} = 2.6\%$$
$$L = 2.25 \text{ mts.}$$
$$L_e = 2.25 \times 1.2 = 2.7$$
$$h_{f12} = 0.026 \times 2.7 = 0.070$$
$$CP_{12} = 13.68 - 0.07 = 13.61$$
$$P_{12} = 13.61 - 11.08 = 2.53 \text{ mts.}$$

Tramo 27

$$\left. \begin{aligned} Q &= 0.50 \text{ lps.} \\ \varnothing &= 1 \frac{1}{4}'' \end{aligned} \right\} S_{\text{real}} = 2.6$$
$$L = 2.72 \text{ m.}$$
$$L_e = 2.72 \times 1.2 = 3.26$$
$$h_f = 0.026 \times 3.26 = 0.085$$
$$CP_{27} = 13.61 - 0.09 = 13.52$$
$$P_{27} = 13.52 - 8.36 = 5.16 \text{ mts.} > 3.50$$

Tramo N° 28

$$h_{\text{disp}} = 5.16 + 2.72 - 3.50 = 4.38 \text{ mts.}$$
$$L = 2.72 \text{ m.}$$
$$L_e = 2.72 \times 1.2 = 3.26 \text{ mts.}$$
$$S_{\text{max}} = \frac{4.38}{3.26} = 1.344 > 1$$

Se toma en cuenta la velocidad límite.

$$\left. \begin{array}{l} S_{\max} = 134.4\% \\ Q = 0.38 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 1'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 0.38 \\ \varnothing = 1'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 5\%$$
$$h_f = 0.05 \times 3.26 = 0.163$$
$$CP_{28} = 13.52 - 0.16 = 13.36$$
$$P_{28} = 13.36 - 5.64 = 7.72 \text{ mts.}$$

Tramo N° 29

$$h_{\text{disp}} = 7.72 + 2.72 - 3.50 = 6.94 \text{ mts.}$$
$$L = 2.72 \text{ mts.}$$
$$L_e = 2.72 \times 1.2 = 3.26 \text{ m.}$$
$$S_{\max} = \frac{6.94}{3.26} = 2.1288 > 1 \text{ velocidad limite}$$
$$\left. \begin{array}{l} Q = 0.25 \text{ lps.} \\ \varnothing = 3/4'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 9\%$$
$$h_f = 0.09 \times 3.26 = 0.293$$
$$CP_{29} = 13.36 - 0.29 = 13.07$$
$$P_{29} = 13.07 - 2.92 = 10.15 \text{ mts.}$$

Para el alimentador N° 3 se tendrá :

$$h_{\text{disp}} = 2.48 \text{ m.}$$
$$LOD = 2.72 + 2 + 4.50 + 2.40 + 0.35 + 3.26 + 0.40 = 15.63 \text{ mts.}$$
$$L_{eOD} = 15.63 \times 1.2 = 18.76 \text{ m.}$$
$$S_{\max} = \frac{2.48}{18.76} = 0.1322 = 13.22 \%$$

Tramo N° 11.

$$\left. \begin{array}{l} S_{\max} = 13.22 \% \\ Q = 0.61 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 0.61 \\ \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 4.2\%$$

$$\begin{aligned} &= 2.00 \text{ mts.} \\ L_e &= 2 \times 1.2 = 2.4 \text{ mts.} \\ h_f &= 0.042 \times 2.4 = 0.10 \\ CP_{11} &= 13.95 - 0.10 = 13.85 \text{ mts.} \\ P_{11} &= 13.85 - 11.08 = 2.77 \text{ mts.} \end{aligned}$$

Tramo N° 23

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 13.22\% \\ Q &= 0.61 \text{ lps.} \\ \emptyset &= 1 \frac{1}{4}'' \\ L &= 2.72 \text{ m.} \\ L_e &= 2.72 \times 1.2 = 3.26 \\ h_f &= 0.042 \times 3.26 = 0.14 \\ CP_{23} &= 13.85 - 0.14 = 13.71 \text{ m.} \\ P_{23} &= 13.71 - 8.36 = 5.35 \text{ m.} > 3.50 \text{ m.} \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 4.2\%$$

Tramo N° 24

$$\begin{aligned} h_{\text{disp}} &= 5.35 + 2.72 - 3.50 = 4.57 \text{ mts.} \\ L &= 2.72 \text{ m.} \\ L_e &= 3.26 \text{ mts.} \\ S_{\max} &= \frac{4.57}{3.26} = 1.4018 > 1 \end{aligned}$$

Se toma en cuenta la velocidad límite

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 140.18\% \\ Q &= 0.50 \text{ lps.} \\ \emptyset &= 1'' \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{aligned} Q &= 0.50 \text{ lps.} \\ \emptyset &= 1'' \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 7.5\%$$

$$h_f = 0.075 \times 3.26 = 0.24$$

$$CP_{24} = 13.71 - 0.24 = 13.47 \text{ m.}$$

$$P_{24} = 13.47 - 5.64 = 7.83 \text{ mts.}$$

Tramo N° 25

$$h_{disp} = 7.83 + 2.72 - 3.50 = 7.05$$

$$L = 2.72 \text{ m.}$$

$$Le = 3.26$$

$$S_{max} = \frac{7.05}{3.26} = 2.1626 > 1$$

Se toma en cuenta la velocidad límite

$$\left. \begin{array}{l} Q = 0.38 \text{ lps.} \\ \emptyset = 3/4'' \end{array} \right\} S_{real} = 22\%$$

$$h_f = 0.22 \times 3.26 = 0.72$$

$$CP_{25} = 13.47 - 0.72 = 12.75$$

$$P_{25} = 12.75 - 2.92 = 9.83 \text{ mts.}$$

Tramo N° 26

$$h_{disp} = 9.83 + 2.92 - 3.50 = 9.25$$

$$L = 2.92 \text{ mts.}$$

$$Le = 2.92 \times 1.20 = 3.504$$

$$S_{max} = \frac{9.25}{3.504} = 2.6398 > 1$$

$$\left. \begin{array}{l} Q = 0.25 \text{ lps.} \\ \emptyset = 1/2'' \end{array} \right\} S_{real} = 65\%$$

$$h_f = 0.65 \times 3.504 = 2.28$$

$$CP_{26} = 12.75 - 2.28 = 10.47 \text{ m.}$$
$$P_{26} = 10.47 - 0.00 = 10.47 \text{ mts.}$$

Tomando en cuenta el lado izquierdo de los alimentadores se tendrá :

$$h_{disp} = 2.48 \text{ mts.}$$
$$LOF = 2.72 + 1.40 + 2.75 + 2.85 + 0.35 + 3.26 + 0.40 = 13.73 \text{ m.}$$
$$LeOF = 13.73 \times 1.2 = 16.48 \text{ mts.}$$
$$S_{max} = \frac{2.48}{16.48} = 0.15049 = 15.05 \%$$

Tramo N° 2

$$\left. \begin{array}{l} S_{max} = 15.05 \% \\ Q = 1.09 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 1 \frac{1}{4}''$$
$$\left. \begin{array}{l} Q = 1.09 \\ \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \end{array} \right\} S_{real} = 10\%$$
$$L = 2.85 \text{ m.}$$
$$Le = 2.85 \times 1.2 = 3.42 \text{ m.}$$
$$h_f = 0.10 \times 3.42 = 0.342 \text{ m.}$$
$$CP_2 = 14.15 - 0.34 = 13.81$$
$$P_2 = 13.81 - 11.08 = 2.73 \text{ mts.}$$

Tramo N° 1

$$\left. \begin{array}{l} S_{max} = 15.05 \% \\ Q = 0.69 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 1 \frac{1}{4}''$$
$$\left. \begin{array}{l} Q = 0.69 \text{ lps.} \\ \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \end{array} \right\} S_{real} = 5.5\%$$
$$L = 2.75 \text{ m.}$$
$$Le = 2.75 \times 1.2 = 3.30 \text{ m.}$$
$$h_f = 0.055 \times 3.3 = 0.182 \text{ m.}$$
$$CP_1 = 13.81 - 0.18 = 13.63$$
$$P_1 = 13.63 - 11.08 = 2.55 \text{ m.}$$



Tramo N° 7

$$\left. \begin{array}{l} S_{\max} = 15.05 \% \\ \varnothing = 0.69 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 0.69 \text{ lps.} \\ \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 5.5\%$$

$$L = 1.40 \text{ m.}$$

$$L_e = 1.4 \times 1.2 = 1.68$$

$$h_f = 0.055 \times 1.68 = 0.092 \text{ mts.}$$

$$CP_7 = 13.63 - 0.09 = 13.54$$

$$P_7 = 13.54 - 11.08 = 2.46 \text{ mts.}$$

Para el alimentador N° 1 se tendrá :

Tramo N° 15

$$\left. \begin{array}{l} S_{\max} = 15.05 \% \\ Q = 0.69 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 0.69 \\ \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 5.5\%$$

$$L = 2.72$$

$$L_e = 2.72 \times 1.2 = 3.26$$

$$h_f = 0.055 \times 3.26 = 0.18$$

$$CP_{15} = 13.54 - 0.18 = 13.36$$

$$P_{15} = 13.36 - 8.36 = 5.00 \text{ mts.}$$

Tramo N° 16

$$h_{\text{disp}} = 5.0 + 2.72 - 3.50 = 4.22$$

$$L = 2.72$$

$$L_e = 3.26 \text{ mts.}$$

$$S_{\max} = \frac{4.22}{3.26} = 1.2944 > 1$$

Se toma en cuenta la velocidad límite

$$\left. \begin{array}{l} Q = 0.56 \text{ lps.} \\ \varnothing = 1'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 9\%$$

$$h_f = 0.09 \times 3.26 = 0.293$$

$$CP_{16} = 13.36 - 0.29 = 13.07$$

$$P_{16} = 13.07 - 5.64 = 7.43 \text{ mts.}$$

Tramo N° 17

$$h_{\text{disp}} = 7.43 + 2.72 - 3.50 = 6.65$$

$$L = 2.72$$

$$L_e = 3.26 \text{ m.}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{6.65}{3.26} = 2.0399 > 1$$

Se toma en cuenta la velocidad límite

$$\left. \begin{array}{l} Q = 0.44 \text{ lps.} \\ \varnothing = 3/4'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 27\%$$

$$h_f = 0.27 \times 3.26 = 0.88$$

$$CP_{17} = 13.07 - 0.88 = 12.19$$

$$P_{17} = 12.19 - 2.92 = 9.27 \text{ mts.}$$

Tramo N° 18

$$h_{\text{disp}} = 9.27 + 2.92 - 3.50 = 8.69 \text{ m.}$$

$$L = 2.92 \text{ m.}$$

$$L_e = 2.92 \times 1.20 = 3.504 \text{ m.}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{8.69}{3.504} = 2.48 > 1$$

Se toma en cuenta la velocidad límite

$$\left. \begin{array}{l} Q = 0.32 \text{ lps.} \\ \varnothing = 1/2'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 95\%$$

$$h_f = 0.95 \times 3.504 = 3.329$$

$$CP_{18} = 12.19 - 3.33 = 8.86 \text{ mts.}$$

$$P_{18} = 8.86 - 0.00 = 8.86 \text{ mts.}$$

Para el alimentador N° 2 se tendrá :

$$h_{\text{disp}} = 2.48 \text{ mts.}$$

$$L_{OE} = 2.72 + 0.60 + 2.85 + 0.35 + 3.26 + 0.40 = 10.18$$

$$L_{OE} = 10.18 \times 1.2 = 12.22 \text{ mts.}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{2.48}{12.22} = 0.2029 = 20.29 \%$$

Tramo N° 8

$$\left. \begin{array}{l} S_{\text{max}} = 20.29 \% \\ Q = 0.56 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 0.56 \text{ lps.} \\ \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 3.1\%$$

$$L = 0.60 \text{ m.}$$

$$L_e = 0.60 \times 1.2 = 0.72$$

$$h_f = 0.031 \times 0.72 = 0.022$$

$$CP_8 = 13.81 - 0.02 = 13.79$$

$$P_8 = 13.79 - 11.08 = 2.71 \text{ mts.}$$

Tramo N° 19.

$$\left. \begin{array}{l} S_{\text{max}} = 20.29 \% \\ Q = 0.56 \text{ lps.} \end{array} \right\} \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \quad \left. \begin{array}{l} Q = 0.56 \text{ lps.} \\ \varnothing = 1 \frac{1}{4}'' \end{array} \right\} S_{\text{real}} = 3.1 \%$$

$$L = 2.72 \text{ m.}$$

$$L_e = 3.26$$

$$h_f = 0.031 \times 3.26 = 0.1011 \text{ mts.}$$

$$CP_{19} = 13.79 - 0.10 = 13.69$$

$$P_{19} = 13.69 - 8.36 = 5.33 \text{ mts.}$$

Tramo N° 20

$$h_{disp} = 5.33 + 2.72 - 3.50 = 4.55 \text{ m.}$$

$$L = 2.72 \text{ m.}$$

$$Le = 3.26 \text{ m.}$$

$$S_{max} = \frac{4.55}{3.26} = 1.3957 > 1 \quad \text{velocidad l\u00edmite}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q = 0.44 \text{ lps.} \\ \emptyset = 1 \frac{1}{4}'' \end{array} \right\} S_{real} = 2.2\%$$

$$h_f = 0.022 \times 3.26 = 0.07$$

$$CP_{20} = 13.69 - 0.07 = 13.62$$

$$P_{20} = 13.62 - 5.64 = 7.98 \text{ mts.}$$

Tramo 21

$$h_{disp} = 7.98 + 2.72 - 3.50 = 7.20$$

$$L = 2.72 \text{ m.}$$

$$Le = 3.26 \text{ m.}$$

$$S_{max} = \frac{7.20}{3.26} = 2.2086$$

$$\left. \begin{array}{l} Q = 0.32 \\ \emptyset = 1'' \end{array} \right\} S_{real} = 3.2\%$$

$$h_f = 0.032 \times 3.26 = 0.11$$

$$CP_{21} = 13.62 - 0.11 = 13.51 \text{ m.}$$

$$P_{21} = 13.51 - 2.92 = 10.59 \text{ m.}$$

Tramo N° 22

$$h_{disp} = 10.59 + 2.92 - 3.50 - 10.01$$

$$L = 2.92 \text{ m.}$$

$$L_e = 2.92 \times 1.20 = 3.504 \text{ m.}$$

$$S_{max} = \frac{10.01}{3.504} - 2.8567 > 1 \quad \text{velocidad límite}$$

$$\left. \begin{aligned} Q &= 0.12 \text{ lps} \\ &= 3/4'' \end{aligned} \right\} S_{real} = 2.2 \%$$

$$h_f = 3.504 \times 0.022 = 0.08 \text{ mts.}$$

$$CP_{22} = 13.51 - 0.08 = 13.43 \text{ m.}$$

$$P_{22} = 13.43 - 0.00 = 13.43 \text{ mts.}$$

En la pagina siguiente aparece un resumen de estos cálculos, en forma tabulada.

CUADRO DE PRESIONES

<u>TRAMO</u>	m	Le m	<u>S<sub>max</sub></u>	Q <u>lps.</u>	Ø <u>pulg.</u>	S <u>real</u>	hf m	PRESION
1'	3.66	4.39	0.083	2.012	2"	0.038	0.17	3.09
1	2.75	3.30	0.151	0.69	1 1/4"	0.055	0.18	2.55
2	2.85	3.42	0.151	1.09	1 1/4"	0.10	0.34	2.73
3	4.50	5.40	0.083	1.63	2"	0.024	0.13	2.87
4	3.00	3.60	0.083	1.38	1 1/2"	0.075	0.27	2.60
5	2.75	3.30	0.083	1.18	1 1/2"	0.053	0.17	2.43
6	1.40	1.68	0.083	0.85	1 1/4"	0.078	0.13	2.30
7	1.40	1.68	0.151	0.69	1 1/4"	0.055	0.09	2.46
8	0.60	0.72	0.203	0.56	1 1/4"	0.031	0.02	2.71
9	0.35	0.42	0.083	2.012	2"	0.038	0.02	3.07;
10	2.40	2.88	0.083	1.63	2"	0.024	0.07	3.00
11	2.00	2.40	0.132	0.61	1 1/4"	0.042	0.10	2.77
12	2.25	2.7	0.109	0.50	1 1/4"	0.026	0.07	2.53
13	1.85	2.2	0.097	0.50	1"	0.075	0.17	2.26
14	4.10	4.92	0.083	0.85	1 1/4"	0.078	0.38	1.92
15	2.72	3.26	0.151	0.69	1 1/4"	0.055	0.18	5.00
16	2.72	3.26	0.012	0.56	1"	0.090	0.29	7.43
17	2.72	3.26	0.020	0.44	3/4"	0.270	0.88	9.27
18	2.92	3.504	0.024	0.32	1/2"	0.950	3.32	8.86
19	2.72	3.26	0.203	0.56	1 1/4"	0.031	0.10	5.33
20	2.72	3.26	1.396	0.44	1 1/4"	0.022	0.07	7.98
21	2.72	3.26	2.208	0.32	1"	0.032	0.11	10.59
22	2.92	3.504	2.857	0.12	3/4"	0.022	0.08	13.43

TRAMO	L	Le m	S <sub>max</sub>	Q <u>lps</u>	Ø <u>pulg.</u>	S <u>real</u>	hf <u>m.</u>	PRESION
23	2.72	3.26	0.132	0.61	1 1/4"	0.042	0.14	5.35
24	2.72	3.26	1.402	0.50	1"	0.075	0.24	7.83
25	2.72	3.26	2.163	0.38	3/4"	0.220	0.72	9.83
26	2.92	3.50	2.639	0.25	1/2"	0.650	2.28	10.47
27	2.72	3.26	0.109	0.50	1 1/4"	0.026	0.08	5.16
28	2.72	3.26	1.344	0.38	1"	0.05	0.16	7.72
29	2.72	3.26	2.129	0.25	3/4"	0.09	0.29	10.15
30	2.72	3.26	0.097	0.50	1"	0.075	0.25	4.73
31	2.72	3.26	1.212	0.38	3/4"	0.22	0.72	6.73
32	2.72	3.26	1.825	0.25	1/2"	0.65	2.12	7.33
33.	2.72	3.26	0.083	0.85	1 1/4"	0.078	0.25	4.39
34	2.72	3.26	1.107	0.75	1"	0.16	0.52	6.59
35	2.72	3.26	1.782	0.61	1"	0.10	0.33	8.98
36	2.92	3.504	2.39	0.50	1"	0.075	0.263	11.64

## SISTEMA DE DESAGUE

### Criterios de Diseño

La descarga de las aguas servidas provenientes de los aparatos sanitarios debe referirse a un sistema colector que permita drenar hacia las tuberías del desagüe público.

El sistema de drenaje, además de permitir el libre escurrimiento de las aguas de desecho y de tener impermeabilidad de tuberías y accesorios, debe ser susceptible de una fácil limpieza en caso de atoros y carecer de emanaciones desagradables.

Estos requisitos se logran mediante un adecuado dimensionamiento de tuberías y accesorios, tanto de desagüe como de ventilación, una apropiada ubicación de registros de limpieza y un buen control de obra en lo relativo a sellado de uniones, trazo correcto de las pendientes requeridas y prueba del material empleado.

### Partes del Sistema.

- 1) Redes Horizontales
- 2) Montantes
- 3) Colectores Horizontales
- 4) Cajas receptoras y de registro

La evacuación de las aguas negras se realiza mediante la conexión de las redes horizontales de desagüe de cada piso a las montantes respectivas, situadas en ductos previstos para ello.



Las montantes van conectados a su vez a los colectores horizontales instalados en el primer piso y unidos entre si mediante una serie de cajas receptoras y de registro, la ultima de las cuales evacua al colector de la red pública.

#### Diseño del Sistema.

Para el diseño del sistema se hace el conteo de las unidades de descarga de acuerdo a la table X - IV - 3.1

#### Ramales Horizontales

##### a) Diámetros

Los diámetros de las tuberías que evacúan duchas, lavatorios y lavaderos de ropa serán de  $\emptyset$  2" según X -IV-3-I del R.N.C. La tubería que desagua el lavadero de cocina tendrá  $\emptyset$  3" de diámetro. El diámetro que recibirá la descarga de los inodoros serán de  $\emptyset$  4" según X-IV-3.11 del R.N.C.

##### b) Pendientes

La pendiente de los colectores y de los ramales de desagüe, interiores, será uniforme y no menor de 1% en diámetros de  $\emptyset$  4" y mayores; y no menor de 1.5 % en diámetro de 3" e inferiores según X-IV-3.7 del R.N.C.

##### c) Material

Se usará tubería PVC para la red de desagüe.

### Montantes

#### a) Diámetro

Tomando en cuenta el número máximo de unidades de descarga que pueden ser conectados a montantes de más de 3 pisos, obtenemos un diámetro de  $\emptyset$  4" (X-IV-3-III).

Este diámetro es igual al mayor del de los ramales horizontales, que justamente descargan en él (X-IV-3.11)

#### b) Material

Se usará tubería de PVC.

### Colectores

#### a) Diámetros

Las tuberías que descarguen los aparatos sanitarios tendrán los mismos diámetros que los respectivos ramales horizontales, o sea 2", 3" y 4".

Los colectores que evacúen hacia la caja de registro serán de  $\emptyset$  4" y el que empalme con la red externa de desagüe tendrá  $\emptyset$  6" de diámetro.

#### b) Materiales

Los colectores serán de PVC, excepto el que se conecta con la red pública que será de concreto normalizado.

### Registro

Se colocarán registros en los siguientes sitios indicados:

- Al comienzo de cada ramal horizontal de desagüe ó colector.
- Cada 15 m., en los conductos horizontales de desagüe.
- Cada dos cambios de dirección, en los conductos horizontales de desagüe.

- En la parte superior de cada ramal de las trampas U.

Cajas de Registro

Se instalarán cajas de registro en las redes exteriores de concreto, en todo cambio de dirección, pendiente ó diámetro y cada 15m. de largo en tramos rectos.

Las dimensiones de las cajas se determinarán de acuerdo a los diámetros de las tuberías y a su profundidad según la tabla Nº X-IV-5.1.

<u>Dimensiones interiores</u> <u>de la Caja</u>	<u>Diámetro</u> <u>Maximo</u>	<u>Profundidad</u> <u>Máxima</u>
10" x 20"	4"	0.60 m.
12" x 24"	6"	0.80 m.
18" x 21"	6"	1.00 m.
24" x 24"	8"	1.20 m.

Detalles sobre la ubicación de los registros y de los montantes pueden ser vistos en los planos adjuntos.

Asímismo, se podrá observar en ellos la disposición de los ramales y colectores.

## SISTEMA DE VENTILACION

### Criterios de Diseño

La ventilación sanitaria adecuada es necesaria para mantener la presión atmosférica en el sistema de desagüe en todo momento así como para proteger el sello hidráulico de los aparatos sanitarios contra sifonaje.

La ventilación debe ser diseñada de manera tal que cumpla con las finalidades arriba mencionadas, al hacerlo protegerá también a los ocupantes de la vivienda contra las emanaciones y olores pestilentes.

### Diseño del Sistema

Se montará una tubería principal de ventilación por cada montante.

Todo aparato sanitario conectado a un ramal horizontal de desagüe aguas abajo de un inodoro (Wc) deberá ser ventilado en forma individual.

Para aparatos no especificados, el diámetro de la tubería de ventilación será igual a la mitad del diámetro del conducto de desagüe al cual ventila.

Para nuestro diseño la tubería de ventilación será de  $\varnothing$  2".

### Pendientes

Los tramos donde se requiera, la tubería de ventilación tendrá una pendiente de 1%.

### Material

La tubería de ventilación será de PVC.

# C A P I T U L O V

## INSTALACIONES ELECTRICAS

El diseño de las instalaciones eléctricas para nuestro edificio de 4 pisos, se basa en el código eléctrico y para el cual es necesario calcular la potencia conectada y la máxima demanda. Se sabe que la potencia eléctrica para circuitos monofásicos está dado por la fórmula :

$$W = V \times I \cos \phi \quad (1)$$

Para circuitos trifásicos la potencia eléctrica está dada por la fórmula :

$$W = V \times I \times \sqrt{3} \cos \phi \quad (2)$$

En donde :

W = Potencia eléctrica en watts

V = Diferencia de potencial en voltios

I = Intensidad de la Corriente Eléctrica en Amperios

$\cos \phi$  = Factor de potencia (tiene un valor  $\leq 1$ )

P.C. = Potencia conectada en watts

M.D. = Máxima demanda en watts

Por lo general en circuitos monofásicos y/o trifásicos en donde no intervienen motores es decir no son circuitos de fuerza; se considera el factor de potencia igual a 1 es decir  $\cos \phi = 1$  y las fórmulas (1) (2) quedarán simplificadas así .

Para circuitos Monofásicos  $W = V \times I \quad (3)$

Para circuitos Trifásicos  $W = V \times I \sqrt{3} \quad (4)$

Las fórmulas (3) y (4) usaremos en nuestro diseño eléctrico.

Equivalencias

$$1 \text{ C V } < > 736 \text{ watts}$$

$$1 \text{ H P } < > 746 \text{ watts}$$

En nuestro edificio se han considerado las siguientes areas techadas

$$\text{Area techada } 1\text{er. Piso} \quad 235 \text{ m}^2.$$

$$\text{Area techada } 2\text{do., 3er y 4to. Piso} \quad 232 \text{ m}^2.$$

$$\text{Area techada } \text{Azotea} \quad 56 \text{ m}^2.$$

Cada Piso consta de 2 departamentos y cada Departamento tiene una cocina eléctrica de 6 kw, un calentador eléctrico de 1.5 kw, además el edificio tiene 2 electrobombas de 1/2 HP cada una de ellas.

Cálculo del Alimentador Principal

<u>Requerimiento</u>	<u>P.C.</u>	<u>M.D.</u>
a) Alumbrado y tomacorrientes		
235 x 20 = 4,700		
232 x 3 x 20 = 13,920		
56 x 20 = <u>1,120</u>		
	19,740 watts	19,740 x 0.50 =
		9,870 watts
b) Cocina eléctrica (6 kw)		
6,000 x 8	48,000 watts	48,000 x 0.36 =
		17,280 watts
c) Calentador eléctrico (1.5 kw)		
1,500 x 8 =	12,000 watts	12,000 x 0.53 =
		6,360 watts

Requerimiento

P C

M D

) Dos bombas (1/2 HP c/u)

$$2 \times 1/2 \times 746 = 746 \text{ watts} \quad 746 \times 1 = 746 \text{ watts}$$

$$W = 34,256 \text{ watts}$$

En consecuencia de (4) se tiene :

$$I = \frac{W}{V \cdot \sqrt{3}}$$

O sea

$$I = \frac{34,256}{220 \times 1.73} = 90 \text{ amperios}$$

De tabla obtenemos :

3 N° 2 Ø 2"

El interruptor general será de 3 x 95 amperios

Cálculo del Alimentador por Departamento

Requerimiento

P.C.

M.D.

a) Alumbrado y Tomacorrientes

$$235 \times 20 = 2,350 \text{ watts} \quad 2,350 \times 0.50 = 1,175 \text{ watts}$$

b) Cocina eléctrica (6 kw)

$$6,000 \times 1 = 6,000 \text{ watts} \quad 6,000 \times 0.80 = 4,800 \text{ watts}$$

c) Calentador eléctrico

$$(1.5 \text{ kw}) 1,500 \times 1 = 1,500 \text{ watts} \quad 1,500 \times 0.80 = 1,200 \text{ watts}$$

$$W = 7,175 \text{ watts}$$

Con estos valores hallamos el calibre de los conductores

1. Para el alimentador del Departamento se tiene el circuito trifásico :

$$I = \frac{7.175}{220 \times 1.73} = 18.85 \text{ Amperios}$$

De tabla se usará 3 N° 12 Ø 1"

El interruptor será de 3 x 20 amperios

2. El circuito de alumbrado y tomacorrientes, es un circuito monofásico en consecuencia de (3)

$$I = \frac{W}{V}$$

$$I = \frac{1.175}{220} = 5.34 \text{ Amperios}$$

Se usará 2 N° 14 Ø 3/4 "

Interruptor : 2 x 15 Amperios

3. El circuito de la cocina eléctrica es un circuito trifásico en consecuencia de (4) se tiene :

$$I = \frac{4.800}{220 \times 1.73} = 12.61 \text{ Amperios}$$

Se usará : 3 N° 14 Ø 3/4"

Interruptor : 3 x 15 Amperios

4. El circuito del calentador eléctrico es un circuito Monofásico en consecuencia de (3) se tiene:

$$I = \frac{1.200}{220} = 5.45 \text{ amperios}$$

Se usará : 2 N° 14 Ø 3/4"

Interruptor : 2 x 15 amperios

5. El circuito de la bomba es un circuito Monofásico por lo tanto se tiene :



$$I = \frac{746}{220} = 3.39 \text{ amperios}$$

Se usará 2 N° 14 Ø 3/4"

Interruptor : 2 x 15 Amperios

### Alumbrado de Servicios

Alumbrado de guardiana, y de servicios del 1er, 2do, 3er, 4to. piso y azotea :

Area techada : 281 m2.

Requerimiento	P.C.	M.D.
Alumbrado		
281 x 20	5,620 watts	5,620 x 0.50 = 2,810 Watts

Como es un circuito Monofásico

$$I = \frac{2,810}{220} = 12.77 \text{ Amperios}$$

Se usará : 2 N° 14 Ø 3/4"

Interruptor : 2 x 15 Amperios

## C A P I T U L O VI

### REQUISITOS PARA LA OBTENCION DE LICENCIA DE CONSTRUCCION

Los documentos que deben presentar los propietarios que solicitan Licencias de Construcción, serán de 2 tipos :

- 1) Técnicos
- 2) Administrativos

Dentro de los Técnicos se tienen los planos definitivos que son:

#### I. Plano de Arquitectura :

- Planos Acotados de cortes y elevaciones
- Plano de ubicación del inmueble.

#### II. Planos de Estructuras:

- a) Plano de cimentación
- b) Plano de elementos estructurales de apoyo :
  - Muros portantes.
  - Columnas ó porticos.
  - Placas
  - Vigas
- c) Plano de Techos
- d) Plano de Elementos estructurales especiales
  - Escaleras
  - Cisternas
  - Silos
  - Tanques Elevados
- e) Especificaciones Técnicas.

III. Planos de Instalaciones Sanitarias

IV. Planos de Instalaciones Electricas, Mecánicas, Electromecánicas y Especiales.

Los planos de planta serán a escala 1:50 ó 1: 100

Los planos de conjunto serán a escala 1:200 ó 1:500

Los planos de detalles serán a escala 1:20 ó 1:25

Todos los planos deberán ser presentados en 4 copias y estar firmado por el profesional responsable, debiendo aparecer claramente su nombre y número de registro del respectivo colegio, además deberán ser firmados por el propietario en señal de aceptación.

Los documentos administrativos deberán presentarse junto con los planos definitivos, son :

- Solicitud de Licencia de Construcción, que incluya Declaración Jurada debidamente suscrita por el Constructor y el Propietario.
- Declaración Jurada, suscrita por todos los proyectista de haber cumplido con las exigencias de los Reglamentos de Construcción y Zonificación vigentes.
- Título de Propiedad del terreno ó minuta de compra-venta y título de propiedad del vendedor.
- Recibo por derechos de Licencias de Construcción.
- Bonos de Fomento Hipotecario del Banco de la Vivienda del Perú.
- Timbres de los Colegios de Ingenieros y de Arquitectos
- Recibo por revisión de proyectos.

TRAMITACION DE LA LICENCIA DE CONSTRUCCION

Se presentará a la mesa de partes de la Oficina Zonal ó del Concejo Distrital respectivo, los documentos técnicos y administrativos antes mencionados debidamente firmados por los proyectistas y los propietarios.

- La mesa de partes de la Oficina Zonal ó del Concejo Distrital de ser el caso revisará los documentos técnicos y administrativos, constatando el cumplimiento de los requisitos exigidos.
- Al día siguiente de dicha constatación del cumplimiento de dichos requisitos pasará al jefe de la Oficina Zonal (Presidente de Comisión Revisora)
- La Comisión Revisora, emitirá el dictámen dentro de los 10 días - útiles posteriores a la fecha en que el expediente fuera recibido por el Jefe de la Oficina Zonal.
- El dictámen será aprobatorio ó desaprobatorio del expediente presentado, el cual será anotado en el libro de Actas legalizado que lleva cada Oficina Zonal ó Concejo Distrital.
- El interesado podrá recabar de la Jefatura de la Oficina Zonal, copia autentica del dictámen de la Comisión Revisora, a partir de los 14 días útiles contados desde la fecha en que se presentó el expediente.

Si el Dictamen fuera aprobatorio el jefe de la Oficina Zonal, otorgará el respectivo certificado de Licencia de Construcción y el cartel que el Constructor deberá exhibir en la obra, y devolverá 2 juegos completos de copias de los planos aprobados debidamente sellados y firmados por el.

C A P I T U L O VII

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 1.00 Movimiento de Tierras Codigo

Elemento Constructivo: Excavación de zanjas para cimentación 1.10

Rendimiento Standard : 4.00 m3/día.

<u>Concepto</u>	<u>Precio</u>				
	<u>Insumo</u>	<u>U</u>	<u>Unitario</u>	<u>Parcial</u>	<u>Total</u>
<u>└ Materiales</u>					

└ Mano de Obra Incluye Leves Sociales

- Capataz	0.20	h.h	484.61	96.92	
- Peón	2.00	h.h	446.35	892.70	989.62

└ Equipo

Unidad Analizada → m3 Costo → 989.62

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 1.00 Movimiento de Tierras Código  
Elemento Constructivo : Relleno compactado 1.20  
Rendimiento Standard : 4.00 m3/día.

<u>Concepto</u>	<u>Precio</u>			
	<u>Insumo</u>	<u>U</u>	<u>Unitario</u>	<u>Parcial</u>

[- Materiales

- Obr a Incluye Leyes Sociales

- Capataz	0.20	h,h	484.61	96.92	
- Peón	2.00	h,h	446.35	892.70	989.62

[- Equipo

Unidad Analizada m3. Costo → 989.62

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 2.00 concreto simple Codigo

Elemento Constructivo : Cimiento 1:10 con 30% de P.G. 2.10

Rendimiento Standard : 25 m3/día.

			Precio			
	U		<u>Unitario</u>	<u>Parcial</u>		<u>Total</u>

└ Materiales

- Cemento	2.66	b1s	1,100.	2926.	
- Hormigón	0.91	m3.	3,500.	3185.	
- Piedra Grande	0.49	m3.	4,500.	2205.	8,316.00

└ Mano de Obra Incluye Leves Sociales

- Capataz	0.06	h-h	484.61	29.10	
- Operario (2)	0.64	h-h	484.61	310.15	
- Oficial (2)	0.64	h-h	455.60	291.58	
- Peón (8)	2.56	h-h	446.35	1142.66	1,773.49

└ Equipo

- Mezcladora de 6 p3 (incluido maquinista)	0.32	h-m	4,000.	1280.	1,280.0
---	------	-----	--------	-------	---------

└ Unidad Analizada

➔ m3. Costo 11,369.4



ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción: 2.00 concreto simple Codigo

Elemento Constructivo : Concreto de Sobrecimiento 1:8con 25%P.M 2.20

Rendimiento Standard: 12.5 m3/día

<u>Concepto</u>	<u>Insumo</u>	<u>U</u>	<u>Precio</u>		<u>Total</u>
			<u>Unitario</u>	<u>Parcial</u>	
<u>[- Materiales</u>					
- Cemento	3.65	bls.	1,100.	4,015.	
- Hormigón	0.97	m3.	3,500.	3,395.	
± Piedra	0.41	m3.	5,000.	2,050.	9,460.00

[- Mano de Obra Incluye Leyes Sociales

- Capataz	0.13	h-h	484.61	62.99	
- Operario (2)	1.28	h-h	484.61	620.30	
- Oficial (2)	1.28	h-h	455.60	583.17	
- Peón (8)	5.12	h-h	446.35	2285.31	3,551.77

[- Equipo

- Mezcladora de 6 p3. ( incluido maquinista)	0.64	h-h	4,000.	2560.	2,560.00
---	------	-----	--------	-------	----------

Unidad Analizada ➔ m3. Costo 15,571.77



ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 2.00 Concreto Simple Código  
 Elemento Constructivo: Falso piso e = 4" 1:10 2.30  
 Rendimiento Standard : 120 m3/día

<u>Concepto</u>	<u>Insumo</u>	<u>U</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Parcial</u>	<u>Total</u>
<u>Materiales</u>					
- Cemento	0.370	bls	1,100.	407.	
- Hormigón	0.125	m3	3,500.	437.50	844.50

Mano de Obra Incluye Leyes Sociales

- Capataz	0.02	h-h	484.61	9.69	
- Operario (3)	0.20	h-h	484.61	96.92	
- Peón (8)	0.53	h-h	446.35	236.57	343.18

- Equipo

- Mezcladora de 6 p3. (incluido maquinista)	0.07	h-m	4,000.	280.00	280.00
--	------	-----	--------	--------	--------

- Unidad Analizada m2. Costo → 1,467.68

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 3.00 Albañilería de Ladrillo Código

Elemento Constructivo : Muros: K.K.cabeza 1:5, junta 1.2cm. 3.10

Rendimiento Standard : 6.80 m<sup>2</sup>/dfa.

<u>Concepto</u>	<u>Insumo</u>	<u>U</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Parcial</u>	<u>Total</u>
<u>Material</u>					
- Ladrillo	60	U.	50.00	3,000.	
- Cemento	0.376	bbs.	1,100.	413.60	
- Arena	0.046	m <sup>3</sup> .	3,500.	161.	
Andamio					
- Madera	0.46	p <sup>2</sup> .	380.	174.80	
- Clavos	0.02	kg.	680.	13.6	3,763.00
<u>Mano de Obra Incluye Leyes Sociales</u>					
- Capataz	0.12	h-h	484.61	58.15	
- Operario (1)	1.18	h-h	484.61	571.84	
- Peón (3/4)	0.89	h-h	446.35	397.25	1,027.2
<u>Equipo</u>					
- Unidad Analizada		➔ m <sup>2</sup> .	Costo	➔	4,790.2

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 3.00 Albañilería de Ladrillo Código  
 Elemento Constructivo : Muros KK. Soga 1:5 Junta 1.2 cm. 3.20  
 Rendimiento Standard : 9.4 m2/día.

<u>Concepto</u>	<u>Insumo</u>	U	<u>Precio</u>		<u>Total</u>
			<u>Unitario</u>	<u>Parcial</u>	
<u>- Materiales</u>					
- Ladrillo	37	u.	50.	1,850.	
- Cemento	0.192	bls.	1,100.	211.20	
- Arena	0.024	m3.	3,500.	84.00	
<u>Andamio</u>					
- Madera	0.46	Ø2.	380.	174.80	
- Clavos	0.02	kg.	680.	13.60	2,333.6
<u>- Mano de Obra Incluye Leves Sociales</u>					
- Capataz	0.09	h-h	484.61	43.61	
- Operario (1)	0.85	h-h	484.61	411.92	
- Peón (3/4)	0.64	h-h	446.35	285.66	741.1
<u>- Equipo</u>					
- Unidad Analizada		m2.	Costo	→	3,074.8

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 4.00 Concreto Armado Codigo  
Elemento Constructivo : Encofrado de Columnas 4.11  
Rendimiento Standard : 10.00 m2/dfa.

<u>Concepto</u>	<u>Insumo</u>	<u>U</u>	<u>recio Unitario</u>	<u>Parcial</u>	<u>total</u>
<u>[- Materiales</u>					
- Madera (Madera pino Oregon 10 usos y 10% desp.)	4.24	p2.	380.	1,611.20	
- Clavos de 3 1/2	0.31	kg	680.	210.80	
- Alambre negro N° 8	0.30	kg	625.	187.50	2,009.50

[- Mano de Obra Incluye Leves Sociales

Capataz	0.08	h-h	484.61	38.77	
- Operario	0.80	h-h	484.61	387.69	
- Oficial	0.80	h-h	455.60	364.48	790.94

[- Equipo

Unidad Analizada ➔ m2 Costo ➔ 2,800.44

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 4.00 Concreto Armado Codigo

Elemento Constructivo : Concreto de Columnas f'c=175kg/cm2.con 5% desp. 4.12

Rendimiento Standard: 10.00 m3/dfa

<u>Concepto</u>	<u>Insumo</u>	<u>U</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Parcial</u>	<u>total</u>
<u>[- Materiales</u>					
- Cemento	8.66	bls	1,100.	9,526.	
- Arena	0.51	m3.	3,500.	1,785.	
- Piedra 1/2"	0.76	m3.	5,000.	3,800.	15,111.0
<u>[- Mano de Obra Incluye Leves Sociales</u>					
- Capataz	0.16	h-h	484.61	77.54	
- Operario (2)	1.60	h-h	484.61	775.38	
- Oficial (1)	0.80	h-h	455.60	364.48	
- Peón (12)	9.60	h-h	446.35	4,284.96	5,502.36
<u>[- Equipo</u>					
- Mezcladora de 6 p3. (inclu ye maquinista)	0.80	h-m	4000.	3,200.	3,200.00
- Unidad Analizada	➔	m3.	Costo	➔	23,813.36

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 4.00 concreto armado Codigo  
Elemento Constructivo : Encofrado de vigas 4.41  
Rendimiento Standard: 9.00 m2/dfa.

Concepto	Consumo	U	Precio		
			Unitario	Parcial	Total
<b>- Materiales</b>					
- Madera (Pino Oregon 10 usos y 10% de desperdicios)	5.41	p2.	380.	2,055.80	
- Alambre negro Nº 8	0.10	kg.	625.	62.50	
- Clavos de 3"	0.24	kg.	680.	163.20	2,281.50
<b>- Mano de Obra Incluye Leyes Sociales</b>					
- Capataz	0.09	h-h	484.61	43.61	
- Operario	0.89	h-h	484.61	431.30	
- Oficial	0.89	h-h	455.60	405.48	880.39
<b>- Equipo</b>					
- Unidad Analizada		m2.	Costo	➔	3,161.8



ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 4.00 concreto armado Codigo

Elemento Constructivo : Con creto de vigas f'c=175 kg/cm2(con 4.42  
5% de desperdicios)

Rendimiento Standard: 20.00 m3/dfa

Concepto	Insumo	U	Precio Unitario	Parcial	Total
<b>► Materiales</b>					
- Cemento	8.66	bls.	1,100.	9,526.	
- Arena	0.51	m3.	3,500.	1,785.	
- Piedra 1/2"	0.76	m3.	5,000.	3,800.	15,111.00
<b>► Mano de Obra Incluye Leves Sociales</b>					
- CaPataz	0.08	h-h	484.61	38.77	
- Operario (2)	0.80	h-h	484.61	387.69	
- Oficial (4)	1.60	h-h	455.60	728.96	
- Peón (12)	4.80	h-h	446.35	2,142.48	3,297.90
<b>- Equipo</b>					
- Mezcladora de 6 p3. (incluido maquinista)	0.40	h-m	4,000.	1,600.	1,600.00
- Unidad Analizada		m3.	Costo	➔	20,008.90

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 4.00 Concreto Armado Codigo  
 Elemento Constructivo : Encofrado de aligerados 4.51  
 Rendimiento Standard 15.00 m2/dfa.

<u>Concepto</u>	<u>Insumo</u>	U	<u>Precio Unitario</u>	<u>Parcial</u>	<u>Total</u>
<u>Material</u>					
- Madera (Pino Oregón 10 usos y 10% de desperdicios)	3.53	p2.	380.	1,341.40	
- Alambre negro Nº 16	0.10	kg.	650.	65.	
- Clavos de 2 1/2"	0.10	kg.	680.	68.	1,474.40

Mano de Obra Incluye Leves Sociales

- Capataz	0.05	h-h	484.61	24.23	
- Operario	0.53	h-h	484.61	256.84	
- Oficial	0.53	h-h	455.60	241.47	522.54

- Equipo

Unidad Analizada ➔ m2. Costo ➔ 1,996.94

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 4.00 Concreto Armado Codigo

Elemento Constructivo : Concreto de Aligerados f'c=175 kg/cm2 4.52

(5% desperdicios)

Rendimiento Standard : 25.00 m3/dfa.

<u>Concepto</u>	<u>Insumo</u>	U	<u>Precio</u>		<u>Total</u>
			<u>Unitario</u>	<u>Parcial</u>	
<u>[- Materiales</u>					
- Cemento	8.66	b1s	1,100.	9,526.	
- Arena	0.51	m3.	3,500.	1,785.	
- Piedra 1/2	0.76	m3.	5,000.	3,800.	15,111.00
<u>[- Mano de Obra Incluye Leves Sociales</u>					
- Capataz	0.10	h-h	484.61	48.46	
- Operario (3)	0.96	h-h	484.61	465.23	
- Oficial (2)	0.64	h-h	455.60	291.58	
- Peón (13)	4.16	h-h	446.36	1,856.82	2,662.09
<u>[- Equipo</u>					
- Mezcladora 6 p3. (incluye maquinista)	0.32	h-m	4,000.	1,280.	1,280.00
<u>[- Unidad Analizada</u>	m3. Costo				19,053.09

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 4.00 Concreto Armado Codigo

Elemento Constructivo : Encofrado de escaleras 4.61

Rendimiento Standard : 6.00 m2/dfa

<u>Concepto</u>	<u>Insumo</u>	U	Precio <u>Unitario</u>	<u>Parcial</u>	<u>ota</u> <sup>1</sup>
<u>└ Materiales</u>					
- Madera (Pino Oregón 8 usos y 10% desperdicios)	5.71	p2.	380.	2,169.80	
- Clavos de 3"	0.20	kg.	680.	136.	
- Alambre Negro Nº 16	0.10	kg.	650.	65.	2,370.80

└ Mano de Obra Incluye Leves Sociales

- Capataz	0.13	h-h	484.61	62.99	
- Operario	1.33	h-h	484.61	644.53	
- Oficial	1.33	h-h	455.60	605.95	1,313.47

└ Equipo

Unidad Analizada m2. Costo → 3,684.27

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 4.00 Concreto Armado

Elemento Constructivo : Armadura de fierro (dob. y coloc.)

Rendimiento Standard: 270 kg/dfa.

C	U	U	Precio		Total
<u>Material</u>					
- Fierro	1.00	kg.	220.	220.	
- Alambre	0.01	kg.	650.	6.50	226.50

Mano de Obra Incluye Leyes Sociales

- Capataz	0.01	h-h	484.61	4.85	
- Operario	0.03	h-h	484.61	14.54	
- Oficial	0.03	h-h	455.60	13.67	33.06

Equipo

Unidad Analizada	kg.	Costo	259.56
------------------	-----	-------	--------

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 5.00 Pisos Codigo  
Elemento Constructivo : Piso Loseta Veneciana de 0.20 x 0.20m 5.30  
Rendimiento Standard: 9.00 m2/dfa.

<u>Concepto</u>	<u>Insumo</u>	<u>U</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Parcial</u>	<u>Total</u>
<u>└ Materiales</u>					
- Cemento	0.220	b1s	1,100.	242.	
- Arena gruesa	0.032	m3.	3,500.	112.	
- Madera (regla)	0.080	p2.	380.	30.4	
- Loseta Veneciana (0.20 x 0.20)	1.050	m2.	3,800.	3,990.	4,374.40

└ Mano de Obra Incluye Leyes Sociales

- Capataz	0.09	h-h	484.61	43.61	
- Operario (1)	0.88	h-h	484.61	426.46	
- Peón (1/2)	0.44	h-h	446.35	196.39	666.46

└ Equipo

Unidad Analizada m2. Costo 5,040.86

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Descripción : 6.00 Enlucidos Codigo  
 Elemento Constructivo : Tarrajeo Muros Interiores 1:5 e=2cm. 6.21  
 Rendimiento Standard : 15.00 m2/día.

<u>Concepto</u>	<u>Insumo</u>	U	<u>Precio</u>		
			<u>Unitario</u>	<u>Parcial</u>	<u>Total</u>
<u>Material</u>					
- Cemento	0.158	bls.	1,100.	173.80	
- Arena fina	0.026	m3.	3,500.	91.00	
Andamio					
- Madera	0.46	p2.	380.	174.8	
- Clavos	0.02	kg.	680.	13.6	453.20
<u>Mano de Obra Incluye Leyes Sociales</u>					
- Capataz	0.05	h-h	484.61	24.23	
- Operario (1)	0.53	h-h	484.61	256.84	
- Peón (2/3)	0.35	h-h	446.35	156.22	437.29
<u>Equipo</u>					

Unidad Analizada  $\rightarrow$  m2. Costo  $\rightarrow$  890.49

R E S U M E N D E M É T R A D O

CODIGO	D E S C R I P C I O N	UNIDAD	P I S O S			
			1er.	2do.	3er.	4to.
	<u>1.00 Movimiento de Tierras</u>					
1.10	Excavación para cimentación.	m3.	67.38	-	-	-
1.20	Relleno compactado	m3.	34.25	-	-	-
1.30	Eliminación de tierras	m3.	43.10	-	-	-
	<u>2.00 Concreto Simple</u>					
2.10	Cimiento 1:10 + 30% P.G.	m3.	70.75	-	-	-
2.20	Sobrecimiento 1:8 + 25% P.M.	m3.	13.52	-	-	-
2.21	Encofrado	m2.	144.41	-	-	-
2.30	Falso Piso e = 0.10 m. 1:10	m2.	236.61	-	-	-
	<u>3.00 Albañilería de Ladrillo</u>					
3.10	Muros : KK cabeza	m2.	141.79	152.63	152.63	106.60
3.20	Muros : KK soga	m2.	232.25	195.91	195.91	-
	<u>4.00 Concreto Armado</u>					
4.10	Columnas					
4.11	Encofrado	m2.	82.25	70.02	70.02	44.75



CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	P I S O S				AZOTEA
			1er.	2do.	3er.	4to.	
4.12	Concreto f'c= 175 kg/cm2.	m3.	8.20	7.33	7.33	7.33	3.34
4.13	Armadura fy = 4200 kg/cm2.	kg.	1,699.70	1,292.80	1,292.80	1,292.80	468.90
4.20	Zapata						
4.21	Concreto f'c= 175 kg/cm2	m3.	7.71	-	-	-	-
4.22	Armadura fy = 4,200 kg/cm2	kg.	138.20	-	-	-	-
4.30	Cisterna						
4.31	Encofrado	m2.	60.77	-	-	-	-
4.32	Concreto f'c= 175 kg/cm2	m3.	6.12	-	-	-	-
4.33	Armadura fy= 4,200 kg/cm2	kg.	327.39	-	-	-	-
4.40	Vigas						
4.41	Encofrado	m2.	80.7	88.89	88.89	88.89	34.40
4.42	Concreto f'c= 175 kg/cm2	m3.	13.20	12.58	12.58	12.58	4.30
4.43	Armadura fy = 4,200 kg/cm2	kg.	1,179.70	1,303.17	1,303.17	1,303.17	340.66
4.50	Aligerados						
4.51	Encofrado	m2.	197.88	195.28	195.28	195.28	61.92
4.52	Concreto f'c= 175 kg/cm2w	m3.	17.42	17.19	17.19	17.19	5.79

COD IGO	DESCRIPCION	UNID	AD	1er.	<u>P.I</u> <u>2do.</u>	<u>S</u> <u>3r.</u>	<u>Q</u> <u>4to.</u>	AZOTEA
4.53	Ladrillos con block 0.15 x 0.25 x 0.30	U.		2,068.00	2,041.00	2,041.00	2,041.00	588.00
4.54	Armadura fy = 4,200 kg/cm2	kg.		977.52	963.88	963.88	963.88	229.45
4.60	Escalera							
4.61	Encofrado	m2.		25.47	22.14	22.14	22.14	-
4.62	Concreto	m3.		2.22	2.50	2.50	2.50	-
4.63	Armadura	kg.		132.56	170.67	170.67	170.67	
4.70	Tanque Elevado							
4.71	Encofrado	m2.		-	-	-	-	30.15
4.72	Concreto	m3.		-	-	-	-	11.97
4.73	Armadura	kg.		-	-	-	-	243.27
5.00	<u>Pisos</u>							
5.20	Contrapiso	m2.		196.60	212.82	212.82	212.82	-
5.30	Piso Loseta Veneciana de 20 x 20 cm. color claro	m2.		32.07	42.77	42.77	42.77	-
5.40	Piso de loseta 30 x 30 cm.	m2.		63.42	9.67	9.67	9.67	-

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	PISO S				AZOTEA
			1er.	2do.	3er.	4to.	
5.50	Pisos Vinilico	m2.	123.52	138.85	138.85	138.85	-
5.60	Pisos Cemento	m2.	35.78	21.53	21.53	21.53	-
6.00	<u>Enlucidos</u>						
6.10	Enlucido con yeso en cielo raso a media caña	m2.	236.61	212.82	212.82	212.82	61.92
6.20	Tarrajeo muros						
6.21	Tarrajeo Muros interiores	m2.	673.33	615.84	615.84	615.84	106.60
6.22	Tarrajeo Muros exteriores	m2.	74.75	82.16	82.16	82.16	106.60
6.30	Enlucido columnas	m2.	82.25	70.02	70.02	70.02	44.75
6.40	Enlucido en vigas	m2.	80.70	88.89	88.89	88.89	34.40
6.50	Enlucido cisterna	m2.	60.77	-	-	-	-
6.60	Enlucido escaleras	m2.	25.47	22.14	22.14	22.14	-
6.70	Enlucido tanque elevado	m2.	-	-	-	-	30.15
7.00	<u>Zócalos y Contrazócalos</u>						
7.10	Contrazócalos de madera de 3" x 3/4" # 1/2 rodón	m.	114.60	119.34	119.34	119.34	-

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	P I S O S				AZOTEA
			1er.	2do.	3er.	4to.	
7.20	Contrazócalos de loseta corriente	m.	128.15	90.50	90.50	90.50	-
7.30	Contrazócalo de cemento	m.	46.80	-	-	-	-
7.40	Zócalo de Mayólica de color 0.11 x 0.11	m2.	43.10	43.60	43.60	43.60	-
7.50	Zócalo de Mayólica blanca 0.15 x 0.15	m2.	38.76	39.84	39.84	39.84	-
<u>8.00 Carpintería de Madera</u>							
8.10	Puertas						
8.11	Puertas contraplacadas	m2.	27.51	27.62	27.62	27.62	-
8.12	Puertas de closets	m2.	12.92	16.15	16.15	16.15	-
<u>9.00 Carpintería Metálica</u>							
9.10	Puertas de fierro.	m2.	11.12	7.14	7.14	7.14	-
9.20	Ventanas	m2.	22.28	23.20	23.20	23.20	-
<u>10.00 Cerrajería</u>							
10.10	Cerradura para puerta principal	Piezas	2	-	-	-	-
10.20	Cerradura para puertas	Piezas	17.00	18.00	18.00	18.00	18.00

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	P I S O S				AZOTIN
			1er	2do.	3er	4to.	
10.30	Cerraduras para puertas de closets	pz.	4	5	5	5	-
10.40	Rieles para puertas corredizas de closets.	pz.	4	5	5	5	-
10.50	Bisagras para puertas vaiven	pz.	4	4	4	4	-
10.60	Bisagras capuchinadas 3.5" x 3.5"	pz.	68	68	68	68	-
10.70	Tiradores para puertas de closets	pz.	4	5	5	5	-
<u>11.00 Vidrios</u>							
11.10	Vidrios dobles en ventanas interiores.	p2.	224.86	235.51	235.51	235.51	-
11.20	Vidrio catedral en baños.	p2.	14.88	14.12	14.12	14.12	-

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	P I S O S					AZOTEA
			1er	2do.	3er.	4to.		
12.00	<u>Pintura</u>							
12.10	Pintura en muros interiores	m2.	673.33	615.84	615.84	615.84	615.84	-
12.11	Pintura en muros exteriores	m2.	74.75	82.16	82.16	82.16	82.16	-
12.20	Barniz en puertas.	m2.	40.43	43.77	43.77	43.77	43.77	-
12.30	Barniz en contrazócalos.	m.	114.60	119.34	119.34	119.34	119.34	-
12.40	Pintura en cielo raso	m2.	317.31	212.82	212.82	212.82	212.82	96.32
13.00	<u>Instalaciones Sanitarias</u>							
13.10	Desagüe y Ventilación.							
13.11	Salida de desagüe.	Puntos	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	-
13.20	Redes de Distribución.							
13.21	Tuberfa de PVC Ø 4"	m.	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	-
	Ø 3"	m.	12.00	9.00	9.00	9.00	9.00	6.00
	Ø/2"	m.	13.00	22.00	22.00	22.00	22.00	-
13.30	Redes Colectoras							
13.31	Excavación de zanjas.	m.	60.00	-	-	-	-	-

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	P I S O					AZOTEA
			1er.	2do.	3er.	4to.		
13.32	Relleno de zanjas	m.	60.00	-	-	-	-	
13.33	Tuberfa de concreto simple normalizado							
	- Ø 6"	m.	52.00	-	-	-	-	
	- Ø 4"	m.	8.00	-	-	-	-	
13.40	Accesorios de redes							
13.41	Unión simple Ø 2"	pz.	7.00	12.00	12.00	12.00	-	
13.42	Codo 4" x 45°	pz.	4.00	2.00	2.00	2.00	-	
	3" x 90°	pz.	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00	
	3" x 45°	pz.	1.00	-	-	-	-	
	2" x 90°	pz.	26.00	17.00	17.00	17.00	-	
13.43	Tee 2" x 2"	pz.	-	6.00	6.0	6.00	-	
	4" x 2"	pz.	1.00	4.00	4.00	4.00	-	
13.44	Reducción 4" x 2"	pz.	--	3.00	3.00	3.00	-	
13.45	Yees 4"	pz.	5.00	12.00	12.00	12.00	-	
	3"	pz.	2.00	3.00	3.00	3.00	3.00	
	2"	pz.	6.00	8.00	8.00	8.00	-	

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	P I S O S				AZOTEA
			1er.	2do.	3er.	4to.	
13.46	Cono de rebose 6" x 3"	-	-	-	-	-	1
13.50	Aditamentos varios						
13.51	Sumideros Ø 2"	pz.	2.00	2.00	2.00	2.00	-
13.52	Registros Ø 4"	pz.	3.00	2.00	2.00	2.00	-
	Ø 3"	pz.	-	-	-	-	1
	Ø 2"	pz.	1.00	3.00	3.00	3.00	-
13.53	Sombreros de ventilación	pz.	-	-	-	-	6.00
13.60	Cámaras de Inspección						
13.61	Cajas de registro 12" x 24"	pz.	7.00	-	-	-	-
	10" x 20"	pz.	4.00	-	-	-	-
	<u>14.00 Sistema de Agua Fría</u>						
14.10	Salida de agua fría.	pto.	18.00	18.00	18.00	18.00	-
14.20	Redes de Distribución						
14.21	Tubería de fierro galvanizado Ø 1"	m.	3.00	-	-	-	2.00
	Ø 2"	m.	-	-	-	-	11.00
	Ø 3/4"	m.	9.00	6.00	6.00	6.00	6.00



CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	P I S O S				AZOTEA
			1er.	2do.	3er.	4to.	
	- Ø 1 1/2"	m.	-	-	-	-	6.00
	- Ø 1/2"	m.	26.00	29.00	28.00	28.00	-
	- Ø 1 1/4"	m.	-	-	-	-	18.00
14.30	Redes de Alimentación.						
14.31	Excavación de zanjas.	m.	41.00	-	-	-	-
14.32	Relleno de zanjas.	m.	41.00	-	-	-	-
14.33	Tuberfa de fierro galvanizado Ø 1"	m.	3.00	6.00	11.00	3.00	-
	- Ø 1 1/4"	m.	-	-	3.00	14.00	-
	- Ø 3/4"	m.	21.00	9.00	3.00	-	-
	- Ø 1/2"	m.	29.00	3.00	-	-	-
	- Ø 1 1/2"	m.	6.00	3.00	3.00	3.00	5.00
14.40	Accesorio de redes						
14.41	Codo 2" x 90°	pz.	-	-	-	-	3.00
	3/4" x 90°	pz.	4.00	2.00	2.00	2.00	-
	1 1/4" x 90°	pz.	-	-	-	-	7.00
	1/2" x 90°	pz.	36.00	25.00	25.00	25.00	-
	1" x 90°	pz.	-	-	-	-	1.00

COD IGO	DESCRIPCION	UNID AD	P I S O					AZOTEA
			1er.	2do.	3er.	4to.	5to.	
14.42	Tee 1"	pz.	2.00	1.00	1.00	1.00	-	
	- Ø 2"	pz.	-	-	-	-	1.00	
	- Ø 3/4"	pz.	3.00	5.00	5.00	5.00	-	
	- Ø 1 1/2"	pz.	-	-	-	-	2.00	
	- Ø 1/2"	pz.	11.00	10.00	10.00	10.00	-	
	- Ø 1 1/4"	pz.	-	-	-	-	2.00	
14.43	Unión Universal Ø 3/4"	pz.	4.00	8.00	8.00	8.00	-	
	Ø 3"	pz.	-	-	-	-	2.00	
	Ø 1/2"	pz.	14.00	8.00	8.00	8.00	-	
	Ø 2"	pz.	-	-	-	-	2.00	
14.44	Reducción 1"	pz.	1.00	1.00	1.00	1.00	-	
	2"	pz.	-	-	-	-	1.00	
	3/4"	pz.	1.00	3.00	3.00	3.00	-	
	1 1/2"	pz.	-	-	-	-	2.00	
14.45	Cruz 3/4"	pz.	1.00	1.00	1.00	1.00	-	
14.50	Llavea - Válvulas							
14.51	Llave de interrupción Ø 3/4"	pz.	1.00	-	-	-	-	

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	P I S O S				AZOTEA
			1er.	2do.	3er.	4to.	
14.52	Llave de riego Ø 1/2"	pz.	3.00	-	-	-	-
14.53	Válvula de compuerta Ø 3/4"	pz.	2.00	4.00	4.00	4.00	-
	Ø 3"	pz.	-	-	-	-	1.00
	Ø 1/2"	pz.	7.00	4.00	4.00	4.00	-
	Ø 2"	pz.	-	-	-	-	1.00
14.60	Piezas varias						
14.61	Caja para válvula	pz.	1.00	-	-	-	-
14.62	Caja para medidor	pz.	1.00	-	-	-	-
	<u>15.00 Sistema de Agua Caliente</u>						
15.10	Salida de agua caliente	pto.	11.00	13.00	13.00	13.00	-
15.20	Red de Distribución						
15.21	Tuberfa de cobre Ø 1/2"	m.	28.00	39.00	39.00	39.00	-
15.30	Accesorio de redes						
15.31	Codo 1/2" x 90°	pz.	27.00	31.00	31.00	31.00	-
15.32	Tee 1/2" x 1/2"	pz.	7.00	7.00	7.00	7.00	-
15.33	Unión Universal Ø 1/2"	pz.	4.00	4.00	4.00	4.00	-
15.40	Llaves - Válvulas						

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	P I S O S				AZOTIEA
			1er.	2do.	3er.	4to.	
15.41	Válvula de compuerta Ø 1/2"	pz.	2.00	2.00	2.00	2.00	-
<u>16.00 Aparatos Sanitarios</u>							
16.10	Inodoro tanque bajo de color	pz.	4.00	4.00	4.00	4.00	-
16.20	Lavatorio de color	pz.	4.00	4.00	4.00	4.00	-
16.30	Lavaderos	pz.	2.00	2.00	2.00	2.00	-
16.40	Lavaderos de cocina	pz.	2.00	2.00	2.00	2.00	-
16.50	Duchas	pz.	4.00	4.00	4.00	4.00	-
16.60	Therma 80 lts.	pz.	2.00	2.00	2.00	2.00	-
<u>17.00 Accesorios Sanitarios</u>							
17.10	Jaboneras	pz.	4.00	4.00	4.00	4.00	-
17.20	Toalleras	pz.	4.00	4.00	4.00	4.00	-
17.30	Papeleras	pz.	4.00	4.00	4.00	4.00	-
17.40	Portavasos	pz.	4.00	4.00	4.00	4.00	-
17.50	Barras para cortina	pz.	4.00	4.00	4.00	4.00	-
17.60	Espejos	pz.	4.00	4.00	4.00	4.00	-

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	P I S O S				AZOTEA
			1er.	2do.	3er.	4to.	
17.70	Colocación de aparatos	pz.	18.00	18.00	18.00	18.00	-
17.80	Colocación de accesorios	pz.	24.00	24.00	24.00	24.00	-
	<u>18.00 Instalaciones Electricas</u>						
18.10	Salida para electricidad y fuerza						
18.11	Salida de techo (centros)	pto.	17.00	19.00	19.00	19.00	4.00
18.12	Salida de pared (braquetes)	pto.	7.00	-	-	-	-
18.13	Salida para spot-light	pto.	3.00	2.00	2.00	2.00	-
18.20	Salida para tomacorrientes						
18.21	Bipolares dobles	pto.	14.00	15.00	15.00	15.00	-
18.30	Salida para therma	pto.	2.00	2.00	2.00	2.00	
18.40	Salida de fuerza						
18.41	Para cocina	pto.	2.00	2.00	2.00	2.00	
18.50	Salida para bombas	pto.	1.00	-	-	-	-
	<u>19.00 Salida para Comunicaciones y Señales</u>						
19.10	Salida para antenas						

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	P I S O S				AZOTEA
			1er.	2do.	3er.	4to.	
19.11	De radio	pto.	2.00	2.00	2.00	2.00	-
19.12	De televisión	pto.	2.00	2.00	2.00	2.00	-
19.20	Salida para timbres						
19.21	De Campanilla	pto.	2.00	2.00	2.00	2.00	-
20.00	<u>Canalizaciones v/o Tuberías</u>						
20.10	Tubería empotrada Ø 1"	m.	80.00	40.00	40.00	40.00	-
	Ø 3/4"	m.	200.0	170.00	170.00	170.00	27.00
21.00	<u>Conductores v/o Cables</u>						
21.10	Conductores en tuberías Nº 12	m.	70.00	35.00	35.00	35.00	-
	Nº 14	m.	200.00	170.00	170.00	170.00	27.00
22.00	<u>Tableros y Cuchillas (Llaves)</u>						
22.10	Tableros de distribución	pz.	3.00	2.00	2.00	2.00	-
22.20	Llaves de interrupción						
22.21	Monofásicas.	pa.	17.00	17.00	17.00	17.00	2.00
22.22	Trifásicas.	pz.	2.00	2.00	2.00	2.00	-

COD IGO	DESCRIPCION	UNIDAD	PISO				AZOTEA
			1er.	2do.	3er.	4to.	
23.00	Conexión a la Red Externa y Medidores						
24.00	<u>Equipos Electricos, Mecánicos y Especiales</u>						
24.10	Equipos electricos y mecánicos.						
24.11	Electro bombas de control automático.	pz.	2.00	-	-	-	-
24.20	Calentadores electricos	pz.	2.00	2.00	2.00	2.00	-
25.00	<u>Cajas de Electricidad</u>						
25.10	Caja de toma de electricidad	pz.	1.00	-	-	-	-
25.20	Caja de paso	pz.	9.00	7.00	7.00	7.00	2.00
26.00	<u>Pavimento de Concreto de Galleta</u>						
26.10	Afirmado de 15 cm. de espesor	m2.	108.00	-	-	-	-
26.20	Pista de concreto de 15 cm. de espesor.	m2.	108.00	-	-	-	-

G L O B A L

P R E S U P U E S T O

<u>CODIGO</u>	<u>D E S C R I P C I O N</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>METRADO</u>	<u>UNITARIO</u>	<u>CO STOS</u> <u>PARCIAL</u>	<u>T O T A L</u>
0.00	<u>OBRAS PRELIMINARES</u>					
0.10	Limpieza, trazo y replanteo	Estimado	-	-		
0.20	Construcciones Provisionales	Estimado	-	-		
0.30	Traslado de equipo y herramientas	Estimado	-	-		
0.40	Agua para la construcción	Estimado	-	-		<u>250,000.00</u>
1.00	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>					
1.10	Excavación para cimentación	m3.	67.38	989.62	66,681.00	
1.20	Relleno compactado	m3.	34.25	989.62	33,894.00	
1.30	Eliminación de Tierras	m3.	43.10	850.00	<u>36,635.00</u>	<u>137,210.00</u>
2.00	<u>CONCRETO SIMPLE</u>					
2.10	Cimiento 1:10 + 30% P.G.	m3.	70.75	11,369.49	804,391.00	
2.20	Sobrecimiento 1:8 + 25% P.M.	m3.	13.52	15,571.77	210,530.00	
2.21	Encofrado	m2.	144.41	2,038.64	294,400.00	
2.30	Falso piso e = 0.10 m. 1:10	m2.	236.61	1,467.68	<u>347,268.00</u>	<u>1,656,589.00</u>



CODIGO	D E S C R I P C I O N	UNIDAD	METRADO	UNITARIO	COSTOS PARCIAL	T O T A L
3.00	<u>ALBAÑILERIA DE LADRILLO</u>					
3.10	Muros : K.K. cabeza	m2.	706.28	4,790.24	3,383,251.00	
3.20	Muros : K.K. sogá	m2.	819.98	3,074.85	<u>2,521,316.00</u>	<u>5,904,567.00</u>
4.00	<u>CONCRETO ARMADO</u>					
4.10	Columnas					
4.11	Encofrado	m2.	337.06	2,800.44	943,916.00	
4.12	Concreto	m3.	33.53	23,813.36	798,462.00	
4.13	Armadura	kg.	6,047	259.56	1,569,559.00	
4.20	Zapata					
4.21	Concreto	m3.	7.71	20,000.00	154,200.00	
4.22	Armadura	kg.	138.20	259.56	35,871.00	
4.30	Cisterna					
4.31	Encofrado	m2.	60.77	2,000.00	121,540.00	
4.32	Concreto	m3.	6.12	23,813.36	145,738.00	
4.33	Armadura	kg.	327.39	259.56	84,977.00	
4.40	Vigas					
4.41	Encofrado	m2.	381.77	3,161.89	1,207,115.00	

<u>CODIGO</u>	<u>D E S C R I P C I O N</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>METRADO</u>	<u>UNITARIO</u>	<u>COSTOS PARCIAL</u>	<u>T O T A L</u>
4.42	Concreto	m3.	55.24	20,008.90	1'105,292.00	
4.43	Armadura	kg.	5,429.87	259.56	1'409,377.00	
4.50	Aligerados					
4.51	Encofrado	m2.	845.64	1,996.94	1'688,692.00	
4.52	Concreto	m3.	74.78	19,053.09	1'424,790.00	
4.53	Ladrillos con block 0.15 x 0.25 x 0.30	U.	8,779.00	120.00	1'053,480.00	
4.54	Armadura	kg.	4,098.61	259.56	1'063,835.00	
4.60	Escalera					
4.61	Encofrado	m2.	91.89	3,684.27	338,548.00	
4.62	Concreto	m3.	9.72	23,813.36	231,466.00	
4.63	Armadura	kg.	644.57	259.56	167,305.00	
4.70	Tanque Elevado					
4.71	Encofrado	m2.	30.15	2,000.00	60,300.00	
4.72	Concreto	m3.	11.97	23,813.36	285,046.00	
4.73	Armadura	kg.	243.27	259.56	63,143.00	13'952,652.00

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO	UNITARIO	COSTOS	
					PARCIAL	TOTAL
5.00	<u>PISOS</u>					
5.20	Contrapiso	m2.	835.06	750.00	626,295.00	
5.30	Piso loseta, Veneciana de 0.20 x 0.20 m.	m2.	160.38	5,040.86	808,453.00	
5.40	Piso loseta 0.30 x 0.30 m.	m2.	92.43	5,450.00	503,744.00	
5.50	Piso vinilico	m2.	540.07	4,500.00	2,430,315.00	
5.60	Piso cemento	m2.	100.37	1,300.00	<u>130,481.00</u>	<u>4,499,288.00</u>
6.00	<u>ENLUCIDOS</u>					
6.10	Enlucido con yeso en cielo raso a media caña.	m2.	936.99	2,470.00	2,314,365.00	
6.20	Tarrajeo Muros					
6.21	Tarrajeo muros interiores	m2.	2,627.45	890.49	2,339,718.00	
6.22	Tarrajeo muros exteriores	m2.	427.83	1,264.00	540,777.00	
6.30	Enlucido columnas	m2.	337.06	1,596.36	538,069.00	
6.40	Enlucido en vigas	m2.	381.77	1,596.36	609,442.00	
6.50	Enlucido cisterna	m2.	60.77	1,300.00	79,001.00	
6.60	Enlucido escaleras	m2.	91.89	1,300.00	119,457.00	

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO	UNITARIO	COSTOS	
					PARCIAL	TOTAL
6.70	Enlucido tanque elevado	m2.	30.15	1,596.36	48,130.00	6,588,959.00
<u>7.00 ZOCALOS Y CONTRAZOCALOS</u>						
7.10	Contrazócalos de madera de 3" x 3/4" + 1/2 rodón	m.	472.62	373.50	176,524.00	
7.20	Contrazócalos de loseta corriente	m.	399.65	3,468.50	1,386,186.00	
7.30	Contrazócalo de cemento	m.	46.80	241.50	11,302.00	
7.40	Zócalo de mayólica de color 0.11 x 0.11	m2.	173.90	6,382.50	1,109,917.00	
7.50	Zócalo de mayólica blanca 0.15 x 0.15	m2.	158.28	5,037.00	797,256.00	3,481,185.00
<u>8.00 CARPINTERIA DE MADERA</u>						
8.10	Puertas					
8.11	Puertas contraplacadas	m2.	110.37	20,000.00	2,207,400.00	
8.12	Puertas de closets	m2.	61.37	18,000.00	1,104,660.00	3,312,060.00
<u>9.00 CARPINTERIA METALICA</u>						
9.10	Puertas de fierro	m2.	32.54	14,500.00	471,830.00	
9.20	Ventanas	m2.	91.88	10,000.00	918,800.00	1,390,630.00

<u>CODIGO</u>	<u>D E S C R I P C I O N</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>METRADO</u>	<u>UNITARIO</u>	<u>COSTOS PARCIAL</u>	<u>T O T A L</u>
	<u>10.00 CERRAJERIA</u>					
10.10	Cerradura para puerta principal	pz.	2	21,000.00	42,000.00	
10.20	Cerradura para puertas	pz.	71	10,995.00	780,645.00	
10.30	Cerraduras para puertas de closets	pz.	19	5,250.00	99,750.00	
10.40	Rieles para puertas corredizas de closets	pz.	19	3,800.00	72,200.00	
10.50	Bisagras para puertas vaiven	pz.	16	4,140.00	66,240.00	
10.60	Bisagras capuchinadas 3.5" x 3.5"	pz.	272	800.00	217,600.00	
10.70	Tiradores para puertas de closets	pz.	19	195.00	3,705.00	1,282,140.00
	<u>11.00 VIDRIOS</u>					
11.10	Vidrios dobles en ventanas interiores	p2.	931.39	900.00	838,251.00	
11.20	Vidrio catedral en Baños	p2.	57.24	1,400.00	80,136.00	918,387.00
	<u>12.00 PINTURA</u>					
12.10	Pintura en muros interiores	m2.	2,520.85	300.00	756,255.00	
12.11	Pintura en muros exteriores	m2.	321.23	510.00	163,827.00	
12.20	Barniz en puertas	m2.	171.74	801.00	137,564.00	

<u>CODIGO</u>	<u>D E S C R I P C I O N</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>METRADO</u>	<u>UNITARIO</u>	<u>COSTOS PARCIAL</u>	<u>T O T A L</u>
12.30	Barniz en contrazócalos	m.	472.62	228.00	107,757.00	
12.40	Pintura en cielo raso	m2.	1,052.09	350.00	368,232.00	1,533,635.00
	<b>13.00 <u>INSTALACIONES SANITARIAS</u></b>					
13.10	Desagüe y ventilación					
13.11	Salida de desagüe	Puntos	72	7,500.00	540,000.00	
13.20	Redes de Distribución					
13.21	Tuberfa de PVC Ø 4"	m.	72	2,000.00	144,000.00	
	Ø 3"	m.	45	1,400.00	63,000.00	
	Ø 2"	m.	79	780.00	61,620.00	
13.30	Redes colectoras					
13.31	Excavación de zanjas	m.	60	1,200.00	72,000.00	
13.32	Relleno de zanjas	m.	60	520.00	31,200.00	
13.33	Tuberfa de concreto simple normalizado Ø 6"	m.	52	2,264.00	117,728.00	
	- Ø 4"	m.	8	1,682.00	13,456.00	
13.40	Accesorios de redes					

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO	UNITARIO	COSTOS	
					PARCIAL	TOTAL
13.41	Unión Ø 2"	pz.	43	300.00	12,900.00	
13.42	Codo 4" x45"	pz.	10	1,210.00	12,100.00	
	3" x 90°	pz.	6	680.00	4,080.00	
	3" x 45°	pz.	1	680.00	680.00	
	2" x 90°	pz.	77	350.00	26,950.00	
13.43	Tee 4" x 2"	pz.	13	1,580.00	20,540.00	
	2" x2"	pz.	18	650.00	11,700.00	
13.44	Reducción 4" x 2"	pz.	9	730.00	6,570.00	
13.45	Yeas 4"	pz.	41	2,080.00	85,280.00	
	3"	pz.	14	1,040.00	14,560.00	
	2"	pz.	30	650.00	19,500.00	
13.46	Cono de Rebose 5" x 3"	pz.	1	14,125.00	14,125.00	
13.50	Aditamentos varios					
13.51	Samidero Ø 2"	pz.	8	1,150.00	9,200.00	
13.52	Registro Ø 4"	pz.	9	1,200.00	10,800.00	
	Ø 3"	pz.	1	950.00	950.00	
	Ø 2"	pz.	10	650.00	6,500.00	

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO	UNITARIO	COSTOS	
					PARCIAL	TOTAL
13.53	Sombreros de ventilación	pz.	6	2,380.00	14,280.00	
13.60	Cámaras de Inspección					
13.61	Cajas de registro 12" x 24"	pz.	7	6,200.00	43,400.00	
	10" x 20"	pz.	4	5,500.00	22,000.00	<u>1,379,119.00</u>
<u>14.00 SISTEMA DE AGUA FRÍA</u>						
14.10	Salida de agua fría	pto.	72	7,735.00	556,920.00	
14.20	Redes de Distribución					
14.21	Tubería de fo. gvdo Ø 2"	m.	11	2,837.00	31,207.00	
	Ø 1 1/2"	m.	6	2,053.00	12,318.00	
	Ø 1 1/4"	m.	18	1,757.00	31,626.00	
	Ø 1"	m.	5	1,304.00	6,520.00	
	Ø 3/4"	g.	27	880.00	23,760.00	
	Ø 1/2"	m.	110	707.00	77,770.00	
14.30	Redes de Alimentación					
14.31	Excavación de zanjas	g.	41	1,200.00	49,200.00	
14.32	Relleno de zanjas	m.	41	520.00	21,320.00	



CODIGO	D E S C R I P C I O N	UNIDAD	METRADO	UNITARIO	<u>COSTOS</u> PARCIAL	T O T A L
14.33	Tubería de fo. gvdo Ø 1 1/2"	m.	20	2,053.00	41,060.00	
	Ø 1 1/4"	m.	17	1,757.00	29,869.00	
	Ø 1"	m.	23	1,304.00	29,992.00	
	Ø 3/4"	m.	33	880.00	29,040.00	
	Ø 1/2"	m.	32	707.00	22,624.00	
14.40	Accesorio de redes					
14.41	Codo 2" x 90°	pz.	3	2,842.00	8,526.00	
	Ø 1 1/4" x 90°	pz.	7	1,874.00	13,118.00	
	Ø 1 " x 90°	pz.	1	620.00	620.00	
	Ø 3/4" x 90°	pz.	10	400.00	4,000.00	
	Ø 1/2" x 90°	pz.	111	345.00	38,295.00	
14.42	Tee 2"	pz.	1	3,360.00	3,360.00	
	Ø 1 1/2"	pz.	2	2,246.00	4,492.00	
	Ø 1 1/4"	pz.	2	1,205.00	2,410.00	
	Ø 1"	pz.	5	805.00	4,025.00	
	Ø 3/4"	pz.	18	515.00	9,270.00	
	Ø 1/2"	pz.	41	479.00	19,639.00	

CODIGO	D E S C R I P C I O N	UNIDAD	METRADO	UNITARIO	<u>DO STOS</u> PARCIAL	T O T A L
14.43	Unión Universal Ø 3" Ø 2" Ø 3/4" Ø 1/2"	pz.	2 2 28 38	22,357.00 8,227.00 1,710.00 1,429.00	44,714.00 16,454.00 47,880.00 54,302.00	
14.44	Reducción Ø 2" Ø 1 1/2" Ø 1" Ø 3/4"	pz.	1 2 4 10	2,100.00 865.00 495.00 370.00	2,100.00 1,730.00 1,980.00 3,700.00	
14.45	Cruz 3/4"	pz.	4	1,080.00	4,320.00	
14.50	Llaves - Válvulas					
14.51	Llave de interrupción Ø 3/4"	pz.	1	1,900.00	1,900.00	
14.52	Llave de rfego Ø 1/2"	pz.	3	1,660.00	4,980.00	
14.53	Válvula de compuerta Ø 3" Ø 2" Ø 3/4" Ø 1/2"	pz.	1 1 14 19	64,000.00 18,300.00 1,800.00 1,611.00	64,000.00 18,300.00 25,200.00 30,609.00	

CODIGO	D E S C R I P C I O N	UNIDAD	METRADO	UNITARIO	COSTOS PARCIAL	T O T A L
14.60	Piezas varias					
14.61	Caja para válvula	pz.	1	8,500.00	8,500.00	
14.62	Caja para medidor	pz	1	<u>8,500.00</u>	<u>8,500.00</u>	<u>1,410,150.00</u>
15.00	<u>SISTEMA DE AGUA CALIENTE</u>					
15.10	Salida de agua caliente	pto.	50	7,283.00	364,150.00	
15.20	Redes de Distribución					
15.21	Tuberfa de cobre Ø 1/2"	m.	145	2,100.00	304,500.00	
15.30	Accesorio de redes					
15.31	- Codo 1/2" x 90º	pz.	120	1,200.00	144,000.00	
15.32	- Tee 1/2" x 1/2"	pz.	28	1,800.00	50,400.00	
15.33	Unión Universal Ø 1/2"	pz.	16	1,500.00	24,000.00	
15.40	Llaves - Válvulas					
15.41	Válvula de compuerta Ø 1/2"	pz.	8	2,500.00	<u>20,000.00</u>	<u>207,050.00</u>

CODIGO	D E S C R I P C I O N	UNIDAD	METRADO	UNITARIO	COSTOS PARCIAL	T O T A L
16.00	APARATOS SANITARIOS					
16.10	Inodoro tanque bajo de color	pz.	16	46,000.00	736,000.00	
16.20	Lavatorio de color	pz.	16	28,000.00	448,000.00	
16.30	Lavaderos	pz.	8	13,000.00	104,000.00	
16.40	Lavaderos de cocina	pz.	8	41,000.00	328,000.00	
16.50	Duchas	pz.	16	5,800.00	92,800.00	
16.60	Therma 80 lts.	pz.	8	85,000.00	680,000.00	2,388,800.00-----
17.00	<u>ACCESORIOS SANITARIOS</u>					
17.10	Jaboneras	pz.	16	2,000.00	43,200.00	
17.20	Toalleras	pz.	16	2,200.00	35,200.00	
17.30	Papeleras	pz.	16	2,900.00	46,400.00	
17.40	Portavasos	pz.	16	3,500.00	56,000.00	
17.50	Barras para cortina	pz.	16	2,100.00	33,600.00	
17.60	Espejos	pz.	16	7,000.00	112,000.00	
17.70	Colocación de aparatos	pz.	72	3,000.00	216,000.00	

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO	UNITARIO	COSTOS	
					PARCIAL	TOTAL
17.80	Colocación de accesorios	pz.	96	3,000.00	288,000.00	830,400.00
<u>13.00 INSTALACIONES ELÉCTRICAS</u>						
18.10	Salida para electricidad y fuerza					
18.11	Salida de techo (centros)	pto.	78	4,400.00	343,200.00	
18.12	Salida de pared (braquetes)	pto.	7	4,400.00	30,800.00	
18.13	Salida de spot- light	pto.	9	6,000.00	54,000.00	
18.20	Salida para tomacorrientes					
18.21	Bipolares dobles	pto.	59	4,400.00	259,600.00	
18.30	Salida para therma	pto.	8	4,080.00	32,640.00	
18.40	Salida de fuerza					
18.41	Para cocina	pto.	8	5,700.00	45,600.00	
18.50	Salida para bombas	pto.	1	7,500.00	7,500.00	773,340.00
<u>19.00 SALIDA PARA COMUNICACIONES Y SEÑALES</u>						
19.10	Salida para antenas					
19.11	De radio	pto.	8	3,000.00	24,000.00	

CODIGO	D E S C R I P C I O N	UNIDAD	METRADO	UNITARIO	COSTOS PARCIAL	T O T A L
19.12	De televisión	pto.	8	3,000.00	24,000.00	
19.20	Salida para timbres					
19.21	De campanilla	pto.	8	4,400.00	35,200.00	83,200.00
	<u>20.00 CANALIZACIONES y/o TUBERIAS</u>					
20.10	Tuberfa empotrada Ø 1" Ø 3/4"	m.	200	310.00	62,000.00	
	<u>21.00 CONDUCTORES y/o CABLES</u>					
21.10	Conductores en tuberías Nº 12 Nº 14	m.	175	95.00	16,625.00	
		m.	737	65.00	47,905.00	64,530.00
	<u>22.00 TABLEROS Y CUEBILLAS (LLAVES)</u>					
22.10	Tableros de distribución	pz.	9	25,000.00	225,000.00	
22.20	Llaves de interrupción					
22.21	Monofásicas	pz.	70	580.00	40,600.00	
22.22	Trifásicas	pz.	8	1,000.00	8,000.00	273,600.00

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO	UNITARIO	COSTOS	
					PARCIAL	TOTAL
23.00	<u>CONEXION A LA RED EXTERNA Y MEDIDORES</u>			Global	1'050,000.00	1'050,000.00
24.00	<u>EQUIPOS ELECTRICOS, MECANICOS Y ESPECIALES</u>					
24.10	Equipos electricos y mecanicos					
24.11	Electrobombas de control automatico	pz.	2	300,000.00	600,000.00	
24.20	Calentadores electricos	pz.	8	120,000.00	<u>960,000.00</u>	<u>1'560,000.00</u>
25.00	<u>CAJAS DE ELECTRICIDAD</u>					
25.10	Caja de toma de electricidad	pz.	1	550.00	550.00	
25.20	Caja de paso	pz.	32	880.00	<u>28,160.00</u>	<u>28,710.00</u>
26.00	<u>PAVIMENTO DE CONCRETO DE GARAJE</u>					
26.10	Afirmado de 15 cm. de espesor	m2.	108	680.00	73,440.00	
26.20	Pista de concreto de 15 cm. de espesor	m2.	108	2,500.00	<u>270,000.00</u>	<u>343,440.00</u>
27.00	<u>OBRAS COMPLEMENTARIAS</u>					
27.10	Jardineras					
27.11	Concreto	m3.	15	20,000.00	300,000.00	
27.12	Sembrado de grama	ESTIMADO		4,200.00	<u>4,200.00</u>	<u>304,200.00</u>

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO	UNITARIO	COSTOS PARCIAL	TOTAL
28.00	<u>MISCELANEAS</u>					
28.10	Elementos auxiliares del tanque elevado y cisterna	ESTIMADO	300,000.00		300,000.00	
28.20	Revestimiento de escaleras					
28.21	Revestidas con terrazo	m.	25	4,000.00	100,000.00	
28.22	Pasamanos	m.	25	8,400.00	<u>210,000.00</u>	<u>610,000.00</u>
TOTAL COSTO DIRECTO: \$/ 57'123,241.00						
Administración, Dirección, Utilidad e Im- puestos 31.4 %						
						<u>\$/ 17'936,698.00</u>
Presupuesto General ó Gran Total						<u>\$/ 75'059,939.00</u>

Costo Unitario por m2. : \$/ 75'059,939  
1056.63

\$/ 71,037.00/m2.