

Universidad Católica del Perú
FAULTAD DE INGENIERIA

TESIS DE GRADO

CONCRETO ARMADO

JORGE SOLIS TOVAR

PROMOCION 1961

60 - 90

Trámite de Calificación de Proyecto de Grado

Nombre del

Exalumno : Jorge Solís Tovar

Promoción : 1961

Especialidad : Concreto Armado

Tema : Diseñar una piscina reglamentaria de 50 m. N°: 78

Autor del Tema : Ing° Teodoro Harmsen G. de la T.

Proyecto de Grado N° : 188

Miembros del Jurado	Nota	Fecha	Observaciones
Ing° Teodoro Harmsen	16.0	28-8-63	
Ing° Ricardo Valencia M.	16.0	28-8-63	
Ing° Alberto de Losada M.	14.0	28-8-63	
Promedio:	15.3		

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
BIBLIOTECA
DONATIVO

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS DE GRADO
"PILETA OLIMPICA"



JORGE A. SOLIS TOVAR

PROMOCION 1961

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO

JORGE SOLIS TOVAR

"A MI MADRE, QUE DIOS LA
TENGA EN SU GLORIA"

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO

JORGE SOLIS TOVAR

C O N T E N I D O

1. TEMA
2. MEMORIA DESCRIPTIVA
3. CALCULOS
4. ESPECIFICACIONES
5. METRADOS
6. JUEGO DE PLANOS

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE GRADO

CURSO DE CONCRETU ARMADO

Se trata de diseñar una piscina reglamentaria de 50 m. con una poza de saltos adyacentes y a ambos lados de la piscina se construirán tribunas con capacidad para 1000 personas cada una.

La Tribuna de Primera debe tener techo que la cubra por lo menos en las tres cuartas partes de su ancho. Bajo ella se construirán los camerinos y duchas tanto para hombres como para mujeres, un cuarto de depósito y S.H. para el público.

La Tribuna de Segunda no tendrá techo y puede construirse sobre relleno proveniente de la excavación de la piscina. En los extremos de esta Tribuna deben ubicarse S.H. para público.

El área del terreno es ilimitada, pero se tratará de ocupar la menor área posible.

Toda la construcción estará rodeada de un cerco con portones y boleterías.

El alumno presentará el proyecto completo tanto de las piscinas como de las tribunas.

Los planos generales del proyecto podrán presentarse a escala 1:100. Los planos generales de estructura a escala 1:50 y los detalles aclaratorios que sean necesarios a 1:20.

El alumno presentará además de los planos, memoria descriptiva, pliego de especificaciones, pliego de cálculos y pliego de metrados.

El terreno de cimentación presenta las características del de Lima.

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MEMORIA DESCRIPTIVA

A. Generalidades.-

El proyecto comprende una pileta Olímpica de 50 x 20m. con capacidad para 8 líneas de carrera y una poza para saltos ornamentales y waterpolo, con trampolín de 1 y 3 m. de altura y plataformas de 5 y 16 m.

A los costados de las piscinas se encuentran las tribunas: La de primera al lado Este, con capacidad para 1250 personas, y la de segunda al lado Oeste, con capacidad para 1,100 personas. Bajo la tribuna de primera se encuentran las instalaciones para los nadadores y baños para el público, así como las oficinas administrativas.

Completan el natatorio, la sala de máquinas situada entre las dos piscinas, baños para la tribuna de segunda, una pequeña tribuna para jueces, y un cerco perimetral en la zona no ocupada por las tribunas.

B. Piscinas y Trampolines.-

Las piscinas se encuentran orientadas de Norte a Sur, para evitar que el sol de a la cara a los ornamentalistas.

Para el dimensionamiento, tanto de la Pileta Olímpica como de la poza de saltos ornamentales, se han seguido las normas dadas por la F.I.N.A. (federación Internacional de Natación Amateur)

La pileta Olímpica cuenta con 8 líneas de carrera de 2.25 m. de ancho c/u quedando las líneas extremas a 1 m. del borde de la piscina, para mejor visibilidad de los espectadores. En el fondo se colocaran franjas oscuras de 0.20 m. de ancho en el centro de cada línea de carrera, tal como se aprecia en el plano de Distribución General (A-1)

Para el dimensionamiento de los Trampolines se han seguido los Standards de la Federación Brasileña de Natación, contenidos en un folleto de divulgación distribuido por la División de Educación Física del Brasil, bajo el título de "Piscinas". Del mismo folleto he obtenido la idea para el diseño arquitectónico de la plataforma de saltos, después de compararlo con diseños obtenidos de libros sobre construcciones deportivas. Se ha adoptado esta solución

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

por su belleza simple y funcional que nos da estructuras simples y por lo tanto más fáciles de calcular y construir.

Para determinar el nivel de la superficie libre del agua respecto a la cota del terreno natural, se ha buscado compensar el corte proveniente de la piscina con el relleno necesario para la tribuna de segunda. Si bien esto no se ha conseguido en un 100%, elevar más el nivel del agua respecto al del terreno, nos obligaría a elevar también la altura de las tribunas, con un mayor costo de estructuras de concreto.

C.- Tribuna de Primera.-

de acuerdo a lo pedido la tribuna de primera se ha hecho elevada, para permitir colocar debajo de ella, las instalaciones requeridas para los nadadores, los baños para el público y las oficinas administrativas.

La tribuna consta de graderías prefabricadas apoyadas sobre pórticos, separados 5m. entre sí. Cada 6 paños hay una junta de dilatación, con pórtico doble. Esto divide a la tribuna de primera en tres bloques de 6 paños de 5m. c/u.

Por razones de esbeltez se ha escogido concreto de 210 kg/cm^2 para construir esta tribuna, a excepción de las graderías, que pueden hacerse con concreto de 140 kg/cm^2

El techo de la tribuna cubre las $\frac{3}{4}$ partes de la misma, y está formado por un aligerado continuo de 17 cm de espesor, apoyado sobre los pórticos mencionados.

Las graderías son prefabricadas. Esto permite adaptarse más fácilmente a la curva de visibilidad, y además nos ofrece una economía en encofrados.

Para obtener la curva de visibilidad se ha considerado una colocación alternada de los espectadores, con lo cual se ha conseguido una gradiente más suave para la tribuna.

Un detalle importante del pórtico, es la posición de las columnas que transmiten la carga al terreno, las mismas que como se aprecia en los planos, no se encuentran en los extremos de la viga principal sobre la que descansan las graderías, sino algo retiradas hacia adentro. Esto tiene un doble objeto

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

estructural: disminuir la luz de la viga principal y disminuir el momento producido por el techo sobre la columna posterior del pórtico, aprovechando el peso de estos elementos. En esta forma, el momento actuante en C (ver plano B-2) se llega a reducir de 50 Ton-m a sólo 15 Ton-m, y la sección de la columna Fg de 0.85x0.40 se reduce a 0.60x0.40 en la columna CD. Como ventaja adicional está el poder disponer de un mayor espacio para vereda en la Fachada principal.

Bajo las graderías se encuentran las instalaciones para los nadadores. Estas instalaciones están a un nivel 0.50 m inferior al terreno, con el objeto de no tener pórticos de excesiva altura. Los camarines cuentan con duchas, casilleros y servicios higiénicos. El camarín de damas tiene Vestidores individuales con ducha. Cada camarín tiene una salida forzosa hacia la piscina a través de un Corredor de Aseo Americano. Aprovechando el volado delantero de la se han colocado debajo de algunas graderías, desde donde los nadadores y periodistas pueden observar las competencias, sin que los moleste ni el público ni el sol, y teniendo a su vez fácil acceso a la piscina..

En total la tribuna de primera cuenta con 750 m lineales de graderías, lo que le da una capacidad de:

$$\frac{750}{0.6} = 1,250 \text{ espectadores}$$

El ancho total de escaleras necesario será:

$$a = \frac{1.25 N}{t}$$

donde: a = ancho total de escaleras o puertas

N = Número de espectadores

t = Tiempo en que se quiere se desocupe la tribuna (en segundos)

En este caso: N = 1,250 espectadores

t = 120 segundos

$$a = \frac{1.25 \times 1,250}{120} = 13.00 \text{ metros}$$

Se han dispuesto 6 escaleras de 2.40 m. de ancho cada una.

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

D. Tribuna de Segunda.-

Esta tribuna está construída con material de relleno, proveniente de la excavación de las piscinas, dado que no necesitamos colocar camarines bajo ella, y que tenemos material a la mano.

Para contener el relleno se ha construído en la parte que da a la calle un muro de contención de contrafuertes, que en nuestro medio, para alturas de relleno de 5.5m. como en este caso, son los mas indicados. Los contrafuertes se hallan colocados cada 3 metros.

La tribuna está formada por tres cuerpos independientes: uno de 30 m. de longitud al centro, y dos de 18 m. a los costados. Separando los cuerpos se encuentran sendos pasillos de 5 m de ancho, con puertas de entrada y escalera de acceso a la tribuna. Sobre estos pasillos se han colocado, a manera de techo, graderías prefabricadas, del mismo tipo que las empleadas en la tribuna de primera.

Se indica también la construcción de paredes de ladrillo cada 6m., rematadas en un listón de concreto, que servirán de guías para colocar las graderías prefabricadas.

El muro de contención de la tribuna, hacia el lado de las piscinas, se hará de concreto ciclópeo dada su poca altura.

En los costados de la tribuna, se han colocado servicios higiénicos para el público.

En total la tribuna cuenta con 660 metros lineales de tribuna, lo que le da una capacidad de 1,100 personas.

Las boleterías se encuentran situadas a un costado del pasillo de entrada.

E. Sala de Máquinas.-

En vista de que las piscinas que comprende este proyecto son similares a las existentes en la Pileta "Ciudad de Lima" del Campo de Marte, las dimensiones del cuarto de máquinas necesario (para purificación y circulación del agua) serán similares, y lo podremos ubicar en la misma forma, esto es, entre las dos piscinas.

El techo de este cuarto, que a la vez sirve de corredor entre las dos piscinas, está constituido por un aligerado de 25 cm. de espesor. En este aligera-

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

do se han dejado huecos de 0,30 x 0,40 m. que sirven para luz y ventilación. En los costados de la sala de máquinas tambien se han colocado ventanas de 0,30 de altura, habiendo sido necesario para ello, bajar el nivel del corredor perimetral de las piscinas.

F. Cerco,-

En la parte perimetral no ocupada por las tribunas, se colocará un cerco de 3 m. de altura, construido con ladrillo de soga, llevando pilastras de ladrillo de cabeza cada cierta distancia, no mayor de 5 m.

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

C A L C U L O S

Esquema General del Proceso seguido

I. Torre de Saltos Ornamentales.-

- A. Plataforma Superior.
 - A-1. Losa volada hacia adelante
 - A-2 Viga transversal de refuerzo
 - A-3. Losas voladas lateralmente
 - A-4. Viga principal
- B. Plataforma Inferior.
- C. Losas de la escalera
- D. Columna principal.
 - D-1. Cálculo de la sección de arranque
 - D-2. Cálculo de la sección media.
- E. Cálculo de la Zapata.
 - E-1. Cálculo de las presiones sobre el terreno
 - E-2 Cálculo del fierro de la Zapata
 - E-3 Adherencia y Esfuerzo cortante
 - E-4. Comprobación por sismo.

II. Tribuna de Primera.-

- A. Techo de la tribuna
 - A-1. Sección de máximo momento positivo
 - A-2. Sección de máximo momento negativo
- B. Graderías y parapeto.
 - B-1. Gradería típica normal
 - B-2. Gradería con voladizo
 - B-3. Parapeto delantero
- C. Escalera
 - C-1. Volado
 - C-2. Escalera
- D. Cálculo del Pórtico Típico

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

- D-1. Cálculo de la viga GH
- D-2. Cálculo de la columna FG
 - a) Sección Superior
 - b) Sección Inferior
 - c) Trasmisión de cargas al volado CF
- D-3. Cálculo, del volado CF
 - a) Cargas
 - b) Cálculo del fierro
 - c) Esfuerzo Cortante
 - d) Adherencia
 - e) Trasmisión de cargas al Pórtico ABCD
- D-4. Cálculo del volado EB
- D-5. Cálculo del Pórtico ABCD
 - a) Cuadro general de cargas
 - b) Combinaciones de cargas
 - c) Hardy Cross
- D-6. Cálculo de la viga BC
 - a) Momentos. Cálculo del fierro
 - b) Esfuerzo cortante, Adherencia
- D-7. Cálculo de la columna AB
- D-8. Cálculo de la columna CD
- D-9. Cálculo de la zapata de la columna AB
 - a) Presiones sobre el terreno
 - b) Cálculo del fierro
 - c) Esfuerzo cortante
 - d) Adherencia
 - e) Comprobación Columna-Zapata.
- D-10. Cálculo de la zapata de la columna CD
- E. Cálculo del Pórtico extremo
- F. Cálculo de las vigas de amarre
 - F-1. Cálculo de la viga VA-1
 - F-2. Cálculo de la viga VA-2

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

F-3. Cálculo de las vigas VA-3 y VA-4

- a) Hardy Cross
- b) Cálculo de la viga VA-3
- c) Cálculo de la viga VA-4

F-4. Cálculo de la viga VA-5

- a) Para cargas verticales
- b) Comprobación por sismo

- G. Comprobación de todas las columnas por Sismo.

III. Tribuna de Segunda.

- A. Muro de contención hacia el lado de la Piscina

- a) Características del relleno
- b) Cálculo de la estabilidad del muro
- c) Comprobación de la sección de arranque

- B. Muro de Contención hacia la calle.

- B-1. Estabilidad del muro
- B-2. Presiones sobre la pantalla
- B-3. Cálculo de la pantalla
- B-4. Cálculo de la Zapata
- B-5. Cálculo de los Contrafuertes

- C. Muros de contención laterales (hacia el corredor de entrada)

- D. Graderías

- E. Viga de amarre VA-6

- F. Aligerado del Baño para el público

IV. Piscina y Sala de Máquinas.

- A. Muro de contención de la Pileta Olímpica

- A-1 Estabilidad del muro
- A-2. Cálculo de la ménsula
- A-3. Cálculo de la Zapata

- B. Muro de contención de la Poza de Saltos Ornamentales

- B-1. Estabilidad del muro
- B-2. Cálculo de la ménsula
- B-3. Cálculo de la zapata

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

- C. Cálculo de los muros longitudinales de la sala de Máquinas
 - C-1. Estabilidad del muro
 - a) Presión del agua
 - b) Presión del terreno
 - c) Momentos de flexión
 - d) Momento resistente
 - e) Seguridad al volteo y al deslizamiento.
 - C-2. Cálculo del fierro
 - C-3. Cálculo de la Zapata
 - a) Punto de paso de la resultante
 - b) Cálculo del fierro
 - c) Esfuerzo Cortante
 - D. Cálculo de las Placas de cierre de la Sala de Máquinas
 - E. Cálculo del Techo de la sala de Máquinas
-

I. Torre de Saltos Ornamentales

$$\text{Cargas de trabajo: } f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Terreno: } w = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

- A. Plataforma Superior.-

Para el cálculo se han considerado los siguientes elementos: (ver fig 1). Una losa volada hacia adelante (1), apoyada en una viga transversal (2) escondida en la misma losa. Dos losas voladas lateralmente (3) apoyadas en la viga principal (4) la que a su vez está empotrada en la columna principal (5) de la que es su prolongación.

Se calculará para una s/c de 250 Kg/cm^2 y una carga concentrada de 150 Kg/m en el borde.

av1. Losa volada hacia adelante.

$$\text{luz: } 1.50 \text{ m}$$

$$\text{Espesor estimado: } 11 \text{ cm}$$

$$\text{Cargas: Peso propio: } 265 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{s/c : } 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$w : 515 \text{ Kg/m}^2$$

$$P : 150 \text{ Kg/m}$$

$$M = \frac{1}{2}wl^2 + Pl = \frac{1}{2} \times 515 \times 1.5^2 + 150 \times 1.5 = 800 \text{ Kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{800 \times 100}{100 \times 11}} = 8.5 \text{ cm}$$

La losa tendrá un espesor de 11 cm.

$$A_s = \frac{M}{ad} = \frac{0.8}{1.21 \times 0.085} = 7.7 \text{ cm}^2 = \phi \frac{1}{2} \text{ a } 0.16 \text{ m.}$$

$$\text{Fierro de repartición: } A_s = 0.0020 b^t = 0.0020 \times 100 \times 11 = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \phi \frac{3}{8}'' \text{ a } 0.30 \text{ cm.}$$

$$\text{Esfuerzo Cortante: } V = wl + P = 925 \text{ Kg}$$

$$V_c = vbjd = 4.2 \times 100 \times 0.866 \times 8.5 = 3100 \text{ Kg}$$

$$E_o = \frac{V}{ujd} = \frac{925}{14 \times 0.866 \times 8.5} = 9 \text{ cm.}$$

$$\phi \frac{1}{2}'' \text{ a } 0.16 = 27 \text{ cm.}$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

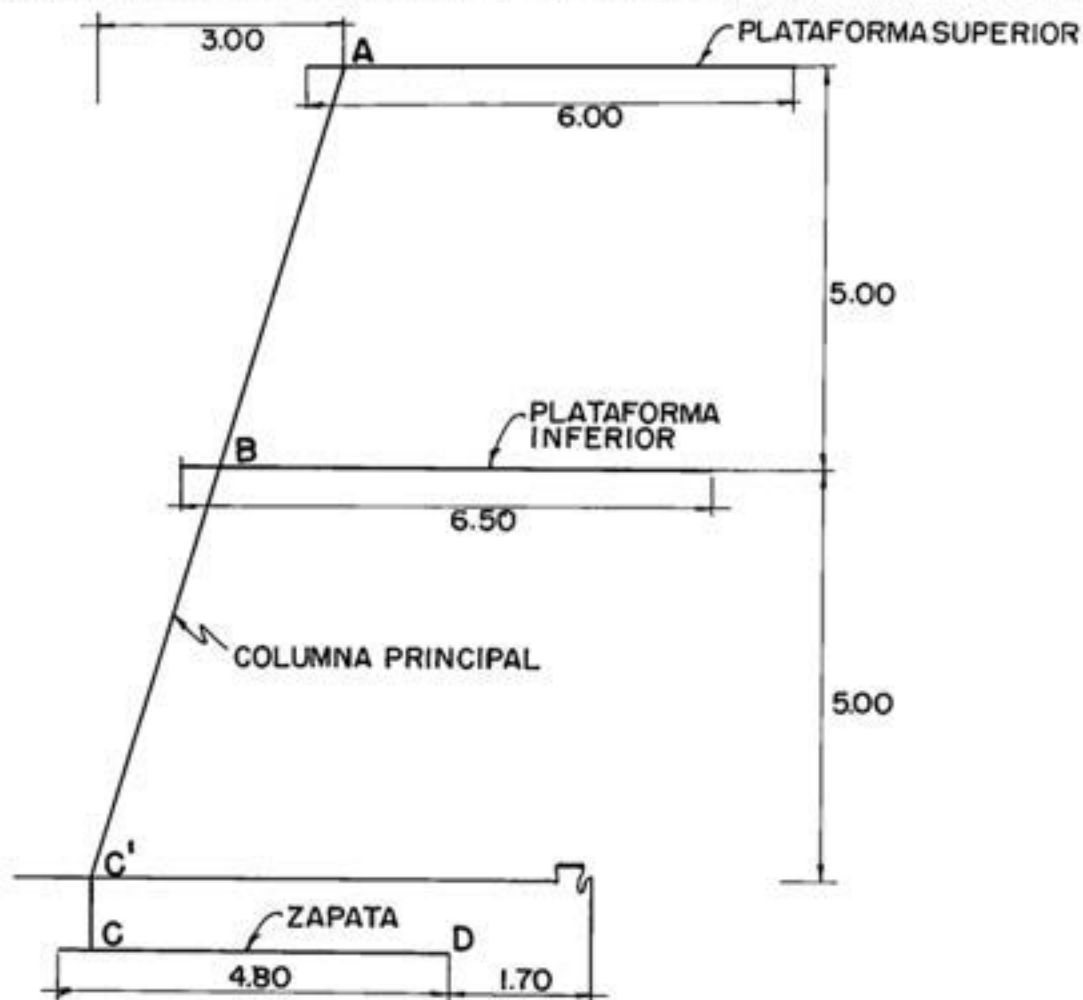


FIGURA - 1
ESQUEMA DE EJES

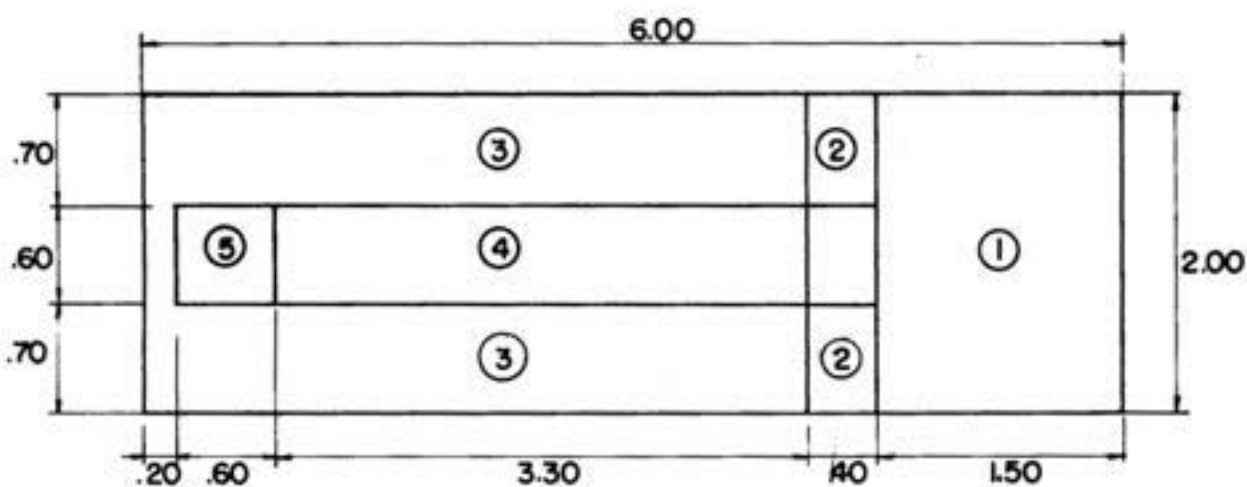


FIGURA - 2
PLATAFORMA SUPERIOR
ARMADO

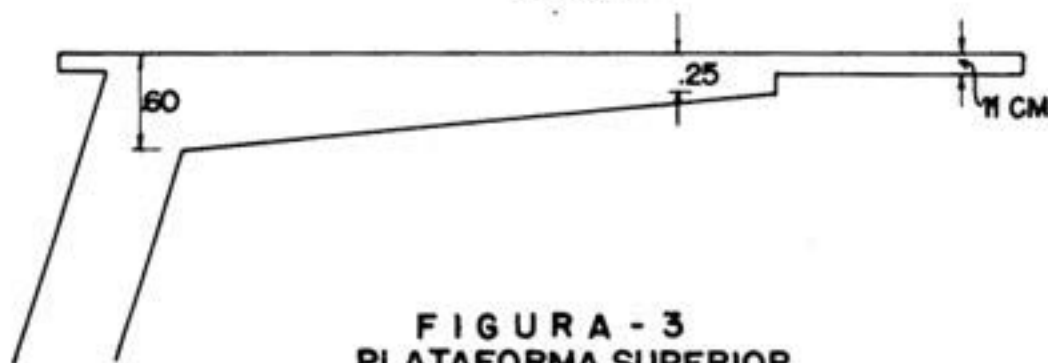


FIGURA - 3
PLATAFORMA SUPERIOR
CORTE

A-2. Viga transversal de refuerzo.

En realidad son dos vigas empotradas en la viga principal

Para cada una: luz: 0.70m

ancho b: 0.40m

d: 0.085m

Cargas: peso propio 105 Kg/m

Sobrecarga 925 Kg/m

Total 1030 Kg/m

$$M = \frac{1}{2}wl^2 = \frac{1}{2} \times 1,030 \times 0.7^2 = 250 \text{ Kg-m}$$

$$d = \frac{\sqrt{25000}}{V \cdot 40 \times 11} = 7.5 \text{ cm} \angle 8.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{ad} = \frac{0.25}{1.21 \times 0.085} = 2.78 \text{ cm}^2 = 4 \phi 3/8''$$

Esfuerzo cortante: $V = wl = 1,030 \times 0.7 = 720 \text{ Kg}$

$$V_c = 4.2 \times 40 \times 0.866 \times 8.5 = 1,030 \text{ Kg}$$

Adherencia:

$$E_o = \frac{720}{14 \times 0.866 \times 8.5} = 7.8 \text{ cm}$$

$$4 \phi 3/8'' = 12 \text{ cm}$$

A-3. Losas voladas lateralmente.-

Por estética tendrán el mismo espesor que las anteriores: 11cm.

Peso propio: 265 Kg/m² luz: 0.70 m.

s/c : 250 Kg/m²

total w: 515 Kg/m²

$$M = \frac{1}{2}wl^2 = \frac{1}{2} \times 515 \times 0.7^2 = 130 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{0.13}{1.21 \times 0.085} = 4.44 \text{ cm}^2$$

Fierro mínimo: $A_s = 0.0025bd = 0.0025 \times 100 \times 8.5 = 2.12 \text{ cm}^2$

$$A_s = \phi 3/8'' \text{ a } 0.30 \text{ m}$$

Fierro de repartición: $\phi 3/8'' \text{ a } 0.30 \text{ m}$

Esfuerzo cortante: $V = 515 \times 0.7 = 360 \text{ Kg}$

$$V_c = 4.2 \times 100 \times 0.866 \times 8.5 = 3100 \text{ Kg}$$

Adherencia:

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$E_0 = \frac{360}{14 \times 0.866 \times 8.5} = 4 \text{ cm} \quad \phi \text{ } 3/8'' \text{ a } 0.30 = 10 \text{ cm}$$

A-4. Viga principal.-

Tendrá un ancho de 0.60m y una altura variable entre 0.25 y 0.60 m

De acuerdo a la fig. 5 las cargas serán:

P; 300 Kg

w: 1,030 Kg/m (comprende sobrecarga y peso propio de la losa)

p: 200+ 130a Kg/m (peso propio de la viga)

de donde: $V = 300 + 1,030x + 200a + 65a^2 \text{ Kg}$

y $M = 300x + 515x^2 + 100a^2 + 22a^3 \text{ Kg-m}$ (x y a en metros)

x	a	d	M	V	M _c	V _c	A _s (cm ²)
1.5	0.0	0.19	1,600	1,850	2,380	4,050	7.0
3	1.5	0.32	5,830	3,840	7,000	7,100	14.8
4.5	3.0	0.46	13,500	6,100	14,000	10,000	24.2
5.4	3.9	0.54	19,400	7,620	19,200	11,800	29.7

La distribución de fierros se encuneará en el plano D-2

Adherencia:

Para x = 1.5 $E_0 = \frac{1,850}{14 \times 0.866 \times 19} = 8 \text{ cm} \quad 2 \phi \text{ } 1'' = 16 \text{ cm}$

Para x = 5.4 $E_0 = \frac{7,620}{14 \times 0.866 \times 54} = 16.3 \text{ cm} \quad 6 \phi \text{ } 1'' = 48 \text{ cm}$

B. Plataforma Inferior.-

Las condiciones de carga y de distribución de armadura son iguales a las de la plataforma superior. El único elemento que requiere nuevo cálculo es la viga principal, por su distinta longitud (Ver fig. 6)

Comprobaremos la sección de máximo momento.

M = 22,600 Kg-m M_c = 23,000 Kg-m

V = 8,550 Kg V_c = 12,900 Kg

$A_s = \frac{22.6}{1.21 \times 0.59} = 30.3 \text{ cm}^2 = 6 \phi \text{ } 1''$

La distribución de fierros será similar a la de la plataforma superior (Ver plano D-2)

TORRE DE SALTOS ORNAMENTALES

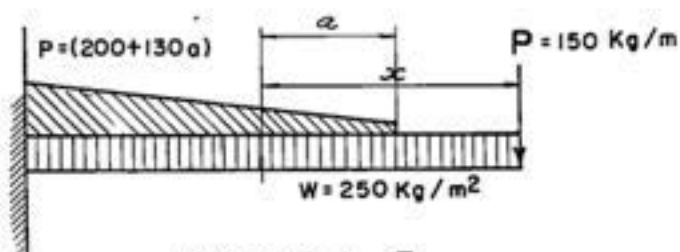


FIGURA 5
DIAGRAMA DE CARGAS EN LA VIGA PRINCIPAL DE LA PLATAFORMA SUPERIOR.

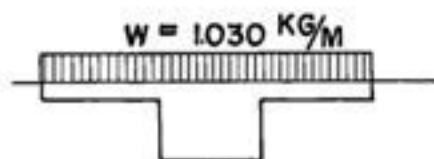


FIGURA - 4
CARGAS SOBRE LA VIGA TRASVERSAL DE REFUERZO DE LA PLATAFORMA SUPERIOR

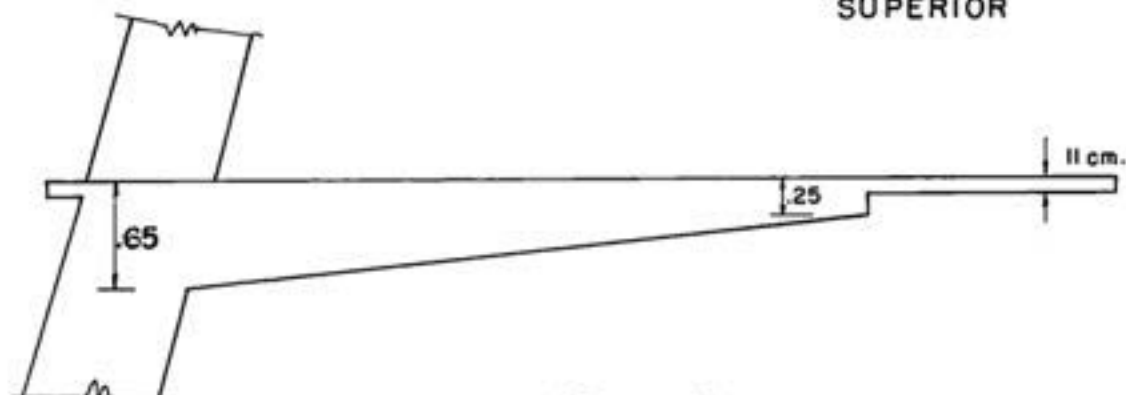


FIGURA - 6
PLATAFORMA INFERIOR CORTE

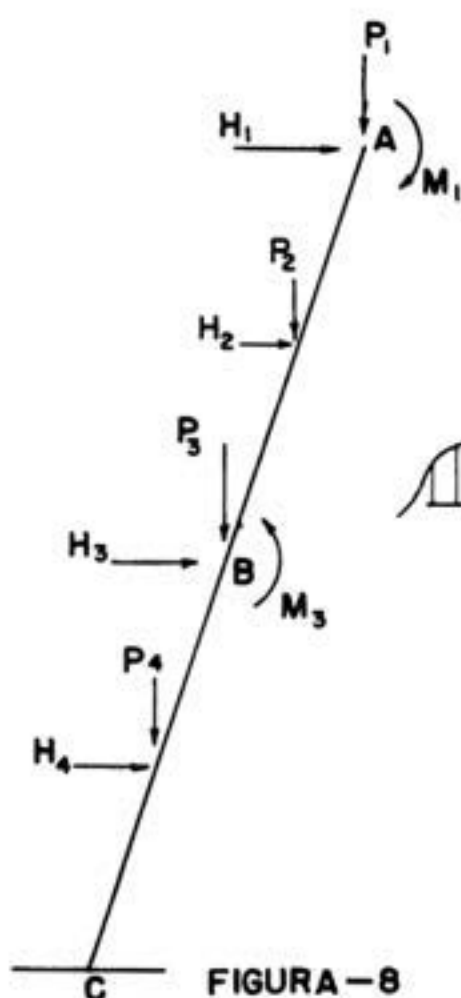


FIGURA - 8
DIAGRAMA DE CARGAS SOBRE LA COLUMNA PRINCIPAL.

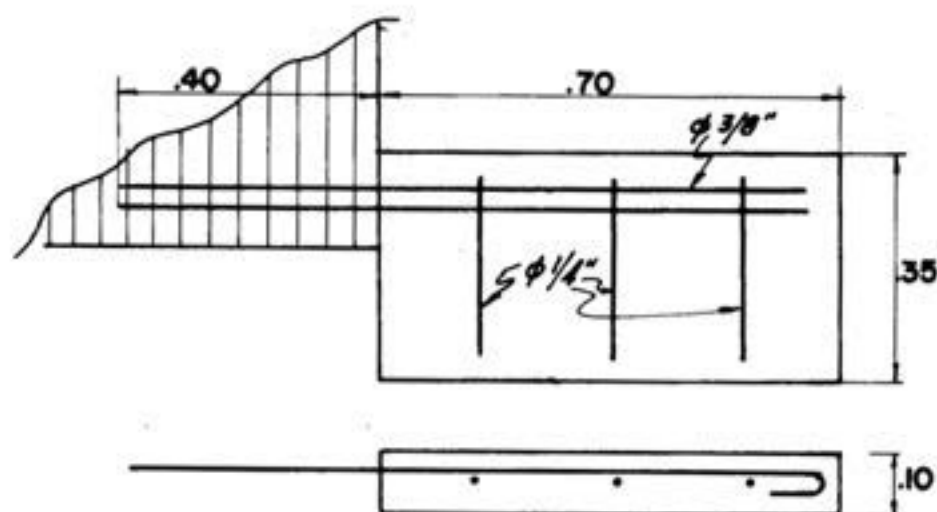


FIGURA - 7
ESCALON PREFABRICADO

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

C. Losas de la escalera.-

Carga concentrada: $P = 150 \text{ Kg}$ luz: 0.70m (Ver fig.7)
 Peso propio $w = 85 \text{ Kg/m}$ ancho $b: 0.35\text{m}$
 espesor: 0.10m

$$M = Pl + \frac{1}{2}wl^2$$

$$M = 150 \times 0.7 + \frac{1}{2} \times 85 \times 0.7^2 = 125 \text{ Kg-m}$$

$$M_c = 215 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{0.125}{1.21 \times 0.075} = 1.38 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$$

Fierro mínimo: $0.0025bd = 0.0025 \times 35 \times 7.5 = 0.65 \text{ cm}^2$ $A_s = \phi \frac{1}{4}$ a 0.30m

Fierro de repartición: $0.0020bt = 0.0020 \times 35 \times 10 = 0.7 \text{ cm}^2$ $A_s = \phi \frac{1}{4}$ a 0.30m

Las losas serán prefabricadas.

D. Columna principal.-

Análisis de cargas (Ver fig. 8)

	Trampolín Cargado			Trampolín descargado		
	M	P	H	M	P	H
1 Plataforma Superior	19,400	8,300	420	12,000	5,00	250
2 Plataforma Inferior	22,400	9,100	450	14,00	5,500	275
3 Columna Superior	---	6,500	330	---	6,000	300
4 Columna inferior	---	9,100	450	---	8,100	400

Se calculará como una columna a flexión compuesta. La sección de la columna será variable, desde $0.65 \times 0.60\text{m}$ en la parte superior, hasta 0.60×1.00 en la parte inferior.

D-1. Cálculo de la sección de arranque "C".-

$b: 60 \text{ cm}$ $d: 90 \text{ cm}$

$d': 8 \text{ cm}$ $d'': 42 \text{ cm}$

$M: 101 \text{ Ton-m}$ $N: 33 \text{ Ton.}$

$$E = M/N + d'' = 101/33 + 0.42 = 3.46 \text{ m}$$

$$NE = 3.46 \times 33 = 111.4$$

$$KF = 11 \times 4.97 = 54.7$$

$$NE - KF = 56.7 \text{ Ton-m}$$

$$A_s^1 = \frac{NE - KF}{cd} = \frac{56.7}{1.24 \times 0.90} = 50.7 \text{ cm}^2 = 10 \text{ } \phi \text{ } 1''$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$\frac{E}{d} = \frac{3.46}{0.9} = 3.85 \quad i = 1.29$$

$$A_s = \frac{NE}{aid} = \frac{11.4}{1.21 \times 1.29 \times 0.9} = 81.2 \text{ cm}^2 = 16 \text{ } \phi \text{ 1"}$$

se emplearán estribos de 3/8" a 0.40 m

Comprobaciones en caso de sismo:

a) Para sismo en el sentido longitudinal de las plataformas:

$$\text{Momento de sismo: } M_s = 0.25 \times 10.1 + 0.275 \times 5.1 + 0.3 \times 7.6 + 0.4 \times 2.55 = 12 \text{ Ton-m}$$

Este momento es menor del 33% del momento principal. Por lo tanto las cargas de trabajo en caso de sismo, no van a exceder en mas del 33% a las cargas de trabajo del fierro y el concreto.

b) Para sismo en el sentido perpendicular de las plataformas:

$$M_s = 12 \text{ Ton - m}$$

Se deberá cumplir que:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_b} + \frac{f_{by}}{F_b} < 1.33$$

y suponiendo que en el peor de los casos: $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 1$

se deberá cumplir: $\frac{f_{by}}{F_b} < 0.33$

$f_{by} = Mv/I$ Para calcular I se considerará el concreto y los fierros mas alejados del eje. $I = 2'480,000 \text{ cm}^4$

$$f_{by} = \frac{1'200,00 \times 30}{2'480,000} = 14.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_b = 63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_{by}}{F_b} = \frac{14.5}{63} = 0.23 < 0.33$$

D-2. Cálculo de la sección "B".- (0.60x0.80 m)

$$b: 0.60 \text{ m} \quad d': 0.06 \text{ m}$$

$$d: 0.74 \text{ m} \quad d'': 0.34 \text{ m}$$

$$M: 36.8 \text{ Ton-m} \quad N: 14.8 \text{ Ton}$$

$$e = M/N + d'' = 36.8/14.8 + 0.34 = 2.83 \text{ m.}$$

$$NE = 14.8 \times 2.83 = 41.9$$

$$KF = 11 \times 3.23 = 35.5$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

NE - KF 6.4 Ton-m

$$c = 1.25 \quad A'_s = \frac{NE - KF}{cd} = \frac{6.4}{1.25 \times 0.74} = 6.95 \text{ cm}^2 = 2 \phi 1''$$

$$E/d = 2.83/0.74 = 3.82 \quad i = 1.294$$

$$A_s = \frac{NE}{aid} = \frac{41.9}{1.21 \times 1.294 \times 0.74} = 36.7 \text{ cm}^2 = 8 \phi 1''$$

Como las condiciones de sismo son similares a las de la sección C, no se hace la comprobación respectiva.

E. Cálculo de la Zapata.-

Cargas transmitidas por la columna: M: 101 Ton-m

N: 33 Ton-m

Después de algunos tanteos se ha llegado a determinar las dimensiones de la zapata rectangular necesaria: 4.8x1.8x1.00m

Peso propio: 4.8x1.8x1.0x2,400 = 22,000 Kg = 22 Ton

$$\text{Posición de la resultante: } x = \frac{1.16 \times 33}{55} = 0.71 \text{ m (cae en el tercio central)}$$

E-1. Cálculo de las presiones sobre el terreno.-

$$\sigma_b = \frac{55,000}{180 \times 480} \left(1 + \frac{6 \times 0.7}{4.8} \right) = 1.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{55,000}{180 \times 480} \left(1 - \frac{6 \times 0.7}{4.8} \right) = 0.07 \text{ Kg/cm}^2$$

Peso propio de la zapata: 1.0x2,400x0.0001 = 0.24 Kg/cm²Presión en A: 0.07 - 0.24 = -0.17 Kg/cm²Presión en B: 1.20 - 0.24 = 0.96 Kg/cm²

E-2. Cálculo del fierro de la zapata.-

$$M = \frac{1}{2} \times 0.96 \times 100 \times 380^2 - \frac{1}{6} \times 0.95 \times 100 \times 380^2 = 4'620,000 \text{ Kg-m} = 46.2 \text{ Ton - m}$$

$$A_s = \frac{M}{ad} = \frac{46.2}{1.21 \times 0.92} = 41.5 \text{ cm}^2 = \phi 1'' \text{ a } 0.12 \text{ m}$$

E-3. Adherencia y Esfuerzo cortante.

Esfuerzo cortante a una distancia d = 0.92 m de la cara de la columna:

$$V = (0.96 + 0.24) \times \frac{1}{2} \times 100 \times 290 = 17,400 \text{ Kg}$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TORRE SALTOS ORNAMENTALES

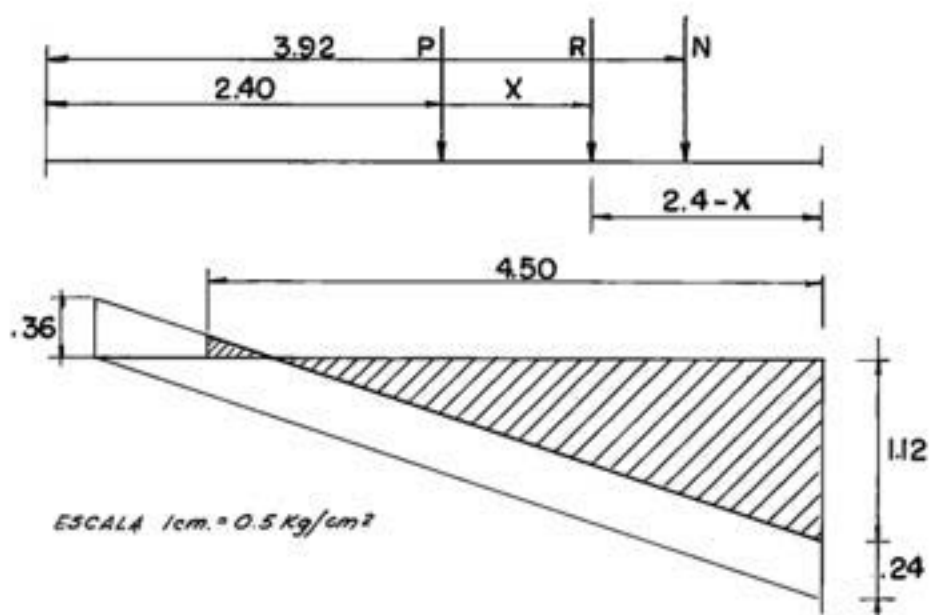


FIGURA - II
CARGAS SOBRE LA ZAPATA
SISMO LONGITUDINAL

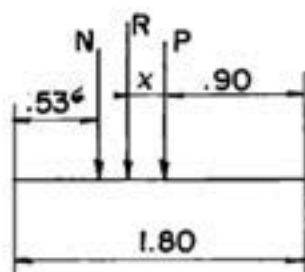


FIGURA - 12
CARGAS SOBRE LA ZAPATA
SISMO TRANSVERSAL

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TORRE DE SALTOS ORNAMENTALES

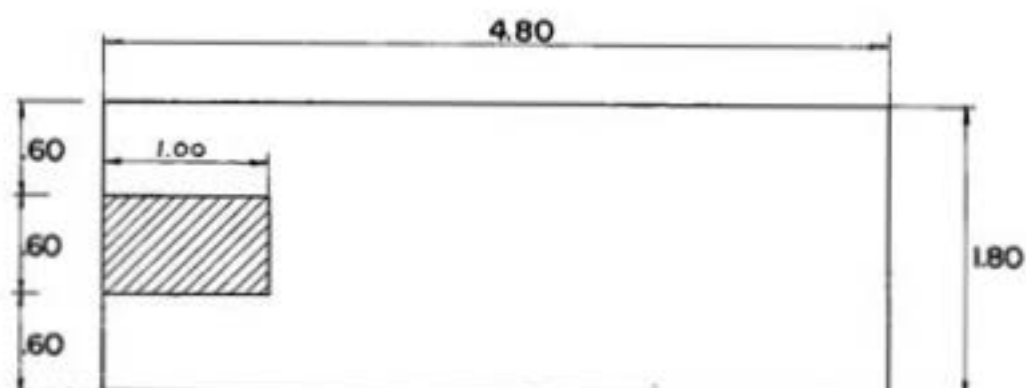


FIGURA - 9
ZAPATA DE LA TORRE DE SALTOS
ORNAMENTALES

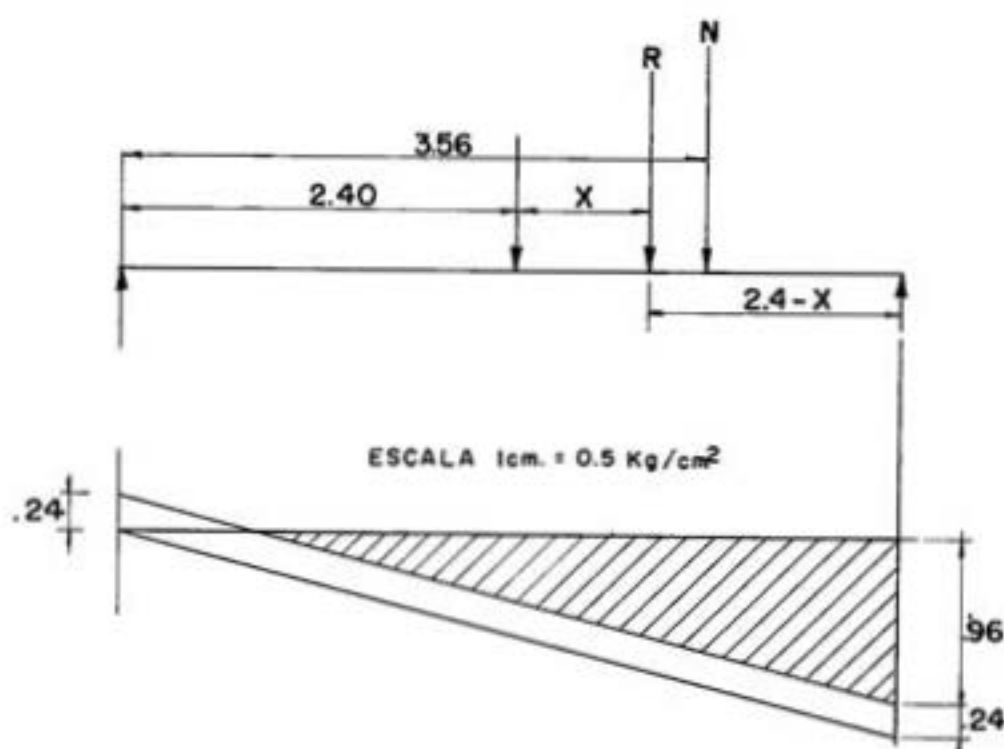


FIGURA - 10
PRESIONES SOBRE LA ZAPATA
CARGAS VERTICALES

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$V_c = 4.2 \times 100 \times 92 \times 0.866 = 33,500 \text{ Kg}$$

Esfuerzo cortante en la cara de la columna:

$$V = (0.96 + 0.01) \times \frac{1}{2} \times 100 \times 380 = 18,400 \text{ Kg}$$

Adherencia:
$$E_0 = \frac{V}{u_{jd}} = \frac{18,400}{14 \times 0.866 \times 92} = 16.6 \text{ cm} \quad \phi 1" \text{ a } 0.12 = 64 \text{ cm}$$

E-4. Comprobación por sismo.-

a) Sismo longitudinal:

En este caso: $M: 113 \text{ Ton-m}$

$N: 33 \text{ Ton}$

Peso propio: 22 Ton

Exentricidad de N: $e = 113/33 + 0.5 = 3.92 \text{ m}$

Posición de la resultante: $x = \frac{1.52 \times 33}{55} = 0.91 \text{ m} \quad (\text{Ver fig. 11})$

En este caso la zapata no trabaja en toda su longitud, sino en una longitud: $l = 3 (2.4 - x) = 4.5 \text{ m}$

Las presiones sobre el terreno serán:

$$\sigma_a = \frac{2 \times 55,000}{450 \times 180} = 1.36 \text{ Kg/cm}^2$$

Como en este caso, la presión no excede a la reglamentaria, ni excede en mas de un 33% a la presión normal, la zapata resiste perfectamente el sismo longitudinal.

b) Sismo transversal.

En este caso: $M: 12 \text{ Ton-m}$

$$e = M/N = 12/33 = 0.364 \text{ m}$$

Posición de la Resultante: $x = \frac{33 \times 0.364}{55} = 0.22 \text{ m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{55,000}{480 \times 180} \left(1 + \frac{6 \times 0.22}{\dots} \right) = 1.10 \text{ Kg/cm}^2$$

Esta tensión es menor que las que normalmente soportan el terreno y la zapata.

----- 0 ----- 0 -----

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

II. TRIBUNA DE PRIMERA.-Cargas de trabajo: $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ $f_s = 1,400 \text{ Kg/cm}^2$ Terreno: $w = 4 \text{ Kg/cm}^2$ A. Techo de la tribuna.-

Está constituido por un aligerado continuo de 17 cm de espesor, apoyado en los pórticos.

Cargas:	peso propio	300 Kg/m ²	luz libre: 4.60 m
	peso muerto	100 Kg/m ²	
	sobrecarga	100 Kg/m ²	
	Total	500 Kg/m ²	

Carga por vigueta: $w = 500 \times 0.4 = 200 \text{ Kg/m}$

Calcularemos el techo suponiendo que este fuera horizontal.

	Coef.	M(Kg-cm)	A _s (cm ²)	Fierros
1er apoyo	-1/24	17,600	1.0	2 ϕ 3/8"
1er tramo	1/14	30,500	1.71	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"
2do apoyo	-1/10	42,250	2.4	2 ϕ 1/2"
otros tramos	1/16	26,500	1.5	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"
otros apoyos	-1/11	38,500	2.18	2 ϕ 1/2"

Ahora comprobaremos el fierro calculado, considerando la inclinación de las viguetas, por el método gráfico para determinar Momentos de flexión resistentes de secciones irregulares.

A-1. Sección de máximo momento Positivo.-

(Ver fig. 13)

Areas de concreto:	A ₁ = 0.5x16.5x5	= 41.2 cm ²	41.2
	A ₂ = 4.6x16.5	= 76.0 "	117.2
	A ₃ = 3(16.5+28)x0.5	= 66.7 "	183.9
	A ₄ = 0.5x16x4.5	= 36.0 "	219.9
	A ₅ = 10.6x4.5	= 47.7 "	267.6
Areas del fierro (nA _s)	1 ϕ 1/2" = 1.26x10	= 12.6 cm ²	12.6
	1 ϕ 3/8" = 0.71x10	= 7.1 "	19.7

Tomaremos una distancia polar $d = 50\text{cm}^2$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TECHO TRIBUNA DE PRIMERA

CALCULO DE MOMENTO DE INERCIA DE LA VIGUETA TÍPICA

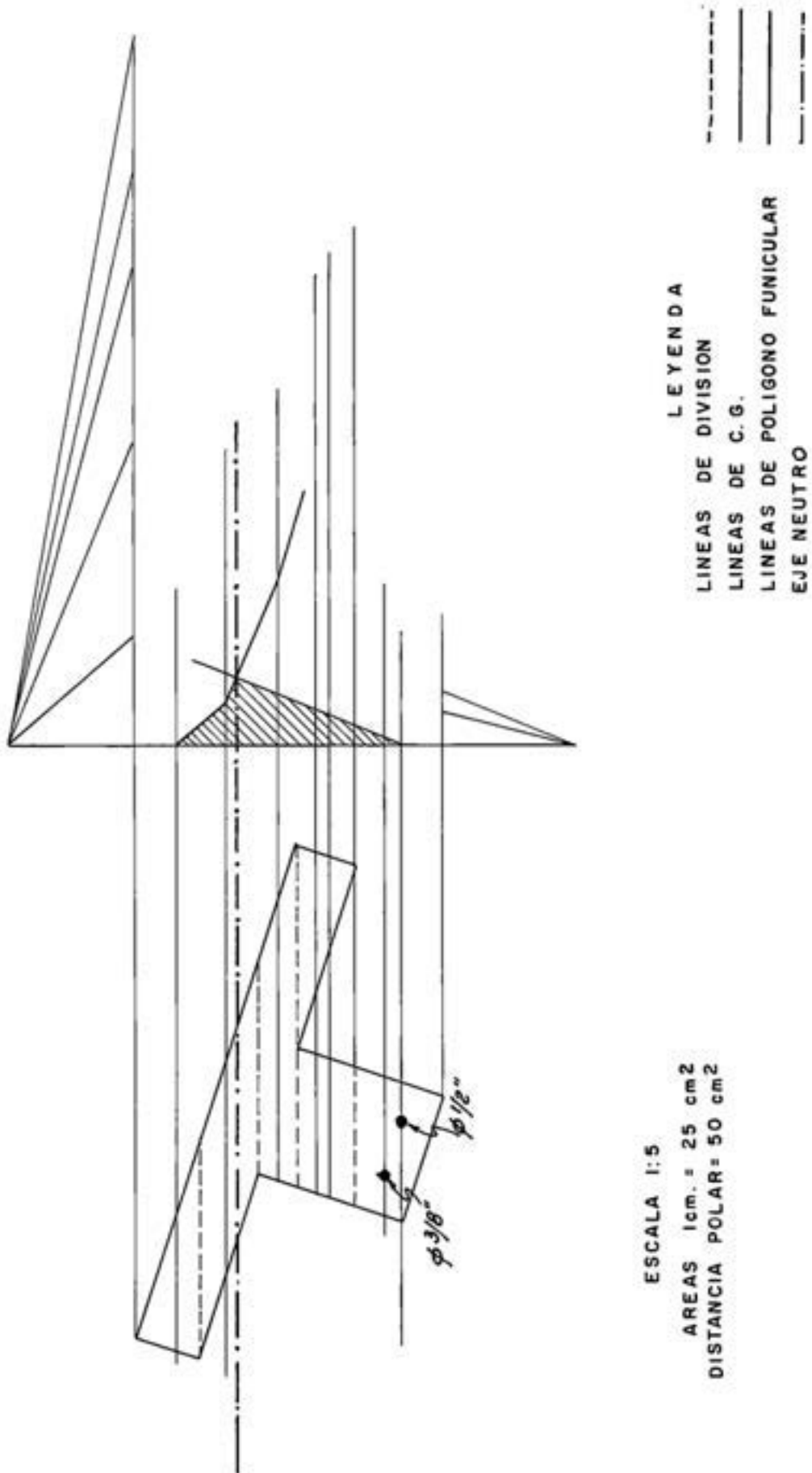


FIGURA - 13

SECCION DE MOMENTO POSITIVO

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TECHO TRIBUNA DE PRIMERA

CALCULO DE MOMENTO DE INERCIA DE LA VIGUETA TIPICA

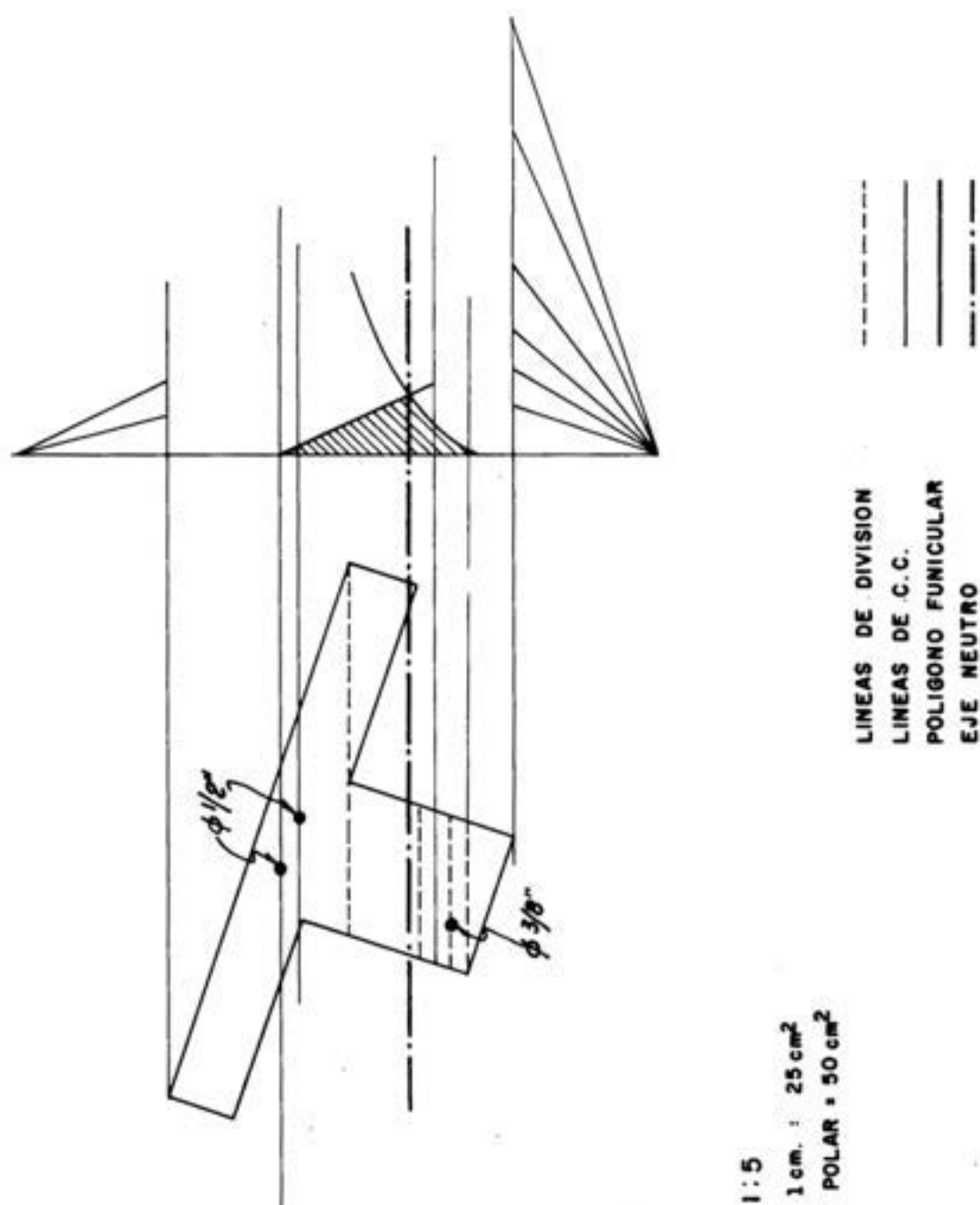


FIGURA-14

SECCION DE MOMENTO NEGATIVO

ESCALA 1:5
AREAS 1 cm. = 25 cm²
DISTANCIA POLAR = 50 cm²

Los polígonos funiculares encierran un área $A = 1.72 \text{ cm}^2$

Por lo tanto: $I = 1.72 \times 2 \times 5^2 \times 50 = 4,300 \text{ cm}^4$

$$M_s = \frac{I f_s}{n v'} = \frac{1,400 \times 4,300}{10 \times 12.6} = 48,000 \text{ Kg-cm}$$

$$M_c = \frac{I g'}{v} = \frac{4,300 \times 94.5}{8} = 50,800 \text{ Kg-cm}$$

La sección resiste perfectamente.

A-2. Sección de máximo momento negativo.-

(Ver fig. 14)

Del mismo modo obtenemos $I = 2,820 \text{ cm}^4$

de donde:

$$M_s = \frac{2,820 \times 1,400}{10 \times 9} = 43,800 \text{ kg-cm}$$

$$M'_s = \frac{2,820 \times 1,400}{20 \times 2.6} = 71,500 \text{ Kg-cm}$$

$$M_c = \frac{2,820 \times 94.5}{7} = 38,000 \text{ Kg-cm}$$

Este valor es menor que 42,250 y 38,500 Kg-cm, Por lo tanto se necesita un pequeño retiro de los ladrillos del aligerado. De la parábola de Peabody deducimos dichos retiros: 0.20 m en el segundo apoyo

0.10 m en los demás apoyos interiores

Comprobación de esfuerzo cortante: $V = \frac{1}{2} w l' = 460 \text{ Kg}$

$$V_c = v b' j d = 6.3 \times 0.866 \times 10 \times 14.5 = 790 \text{ kg}$$

Adherencia: $E_o = \frac{460}{21 \times 0.866 \times 14.5} = 1.75 \text{ cm}$ $1 \text{ } \phi \frac{1}{2}'' + 1 \text{ } \phi \frac{3}{8}'' = 7 \text{ cm}$

B. Graderías y parapeto delantero.-

Las graderías y el muro delantero serán prefabricadas, con concreto de $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$. Se calcularán para una sobrecarga de 500 Kg/m^2

B-1. Gradería típica normal.- PF-2 y PF-2a (Ver plano B-6)

Cargas: peso propio 320 Kg/m

sobrecarga 400 Kg/m

total: $w = 720 \text{ Kg/m}$

luz libre: $l' = 4.60 \text{ m}$

luz de cálculo: $l = l' + B = 4.60 + 0.40 = 5.00 \text{ m}$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$M = 1/8 \times 720 \times 25 = 2250 \text{ kg-m}$$

$$\text{Calculándola como viga T: } t/d = 0.10/0.44 = 0.204 \quad K = 9.12$$

$$a = 1.28 \quad P = 0.84$$

$$KF = 9.12 \times 0.84 = 7.67 \overline{2.25}$$

$$A_s = \frac{M}{ad} = \frac{2.25}{1.28 \times 0.49} = 3.69 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \phi \text{ } 5/8''$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } V = \frac{1}{2} \times 720 \times 5 = 1,800 \text{ Kg}$$

$$V_c = 4.2 \times 10 \times 0.866 \times 4.9 = 1,790 \text{ Kg}$$

$$\text{adherencia: } k_o = \frac{1,800}{14 \times 0.866 \times 4.9} = 3.05 \text{ cm} \quad 2 \text{ } \phi \text{ } 5/8'' = 10 \text{ cm}$$

B-2. Graderías con Volado.- PF-3, PF-3a, PF-4 y PF-4a (Ver plano B-6)

Sirven para formar el hueco de entrada de la escalera.

$$\text{Cargas: peso propio } 320 \text{ Kg/m} \quad l_1 = 1.30 \text{ m}$$

$$\text{Sobrecarga } 400 \text{ Kg/m} \quad l_2 = 5.00 \text{ m}$$

$$\text{total: } w \quad 720 \text{ Kg/m}$$

Máximo momento Negativo: (Ver fig. 16)

$$M = \frac{1}{2} w l_1^2 = \frac{1}{2} \times 720 \times 1.3^2 = 610 \text{ Kg-m} = 0.61 \text{ Ton-m}$$

$$t/d = 0.10/0.49 = 0.204 \quad K = 9.12 \quad b = 0.50 \quad F = 1.08$$

$$KF = 9.8 \overline{0.61} \quad A_s = \frac{0.61}{1.28 \times 0.49} = 1 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$$

$$\text{Fierro mínimo: } A_s = 0.005bd = 2.25 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

El tramo entre apoyos se armará igual que la vigueta típica PF-1, pues la reducción de momento positivo, debida al momento negativo de la vigueta, es muy pequeño, aún estando el tramo central descargado.

B-3. Parapeto delantero.- (Ver fig. 17)

Tendrá una sección L, y servirá a la vez como piso de la tribuna y como parapeto. Además de la carga vertical (en el piso) de 500 Kg/m^2 , llevará en el borde superior del parapeto una carga de 200 Kg/m .

Se calculará como viga de luz libre 4.60 m . y además como muro a flexión.

$$\text{a) Como viga: peso propio: } 300 \text{ Kg/m}$$

$$\text{sobrecarga: } 200 \text{ Kg/m}$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TRIBUNA DE PRIMERA

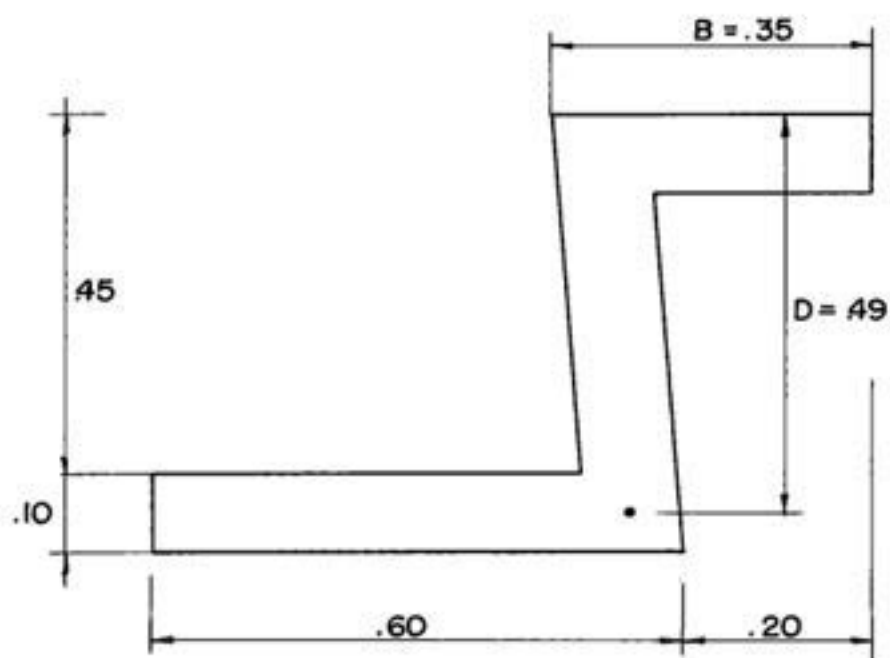


FIGURA - 15
GRADERIA TIPICA : CORTE

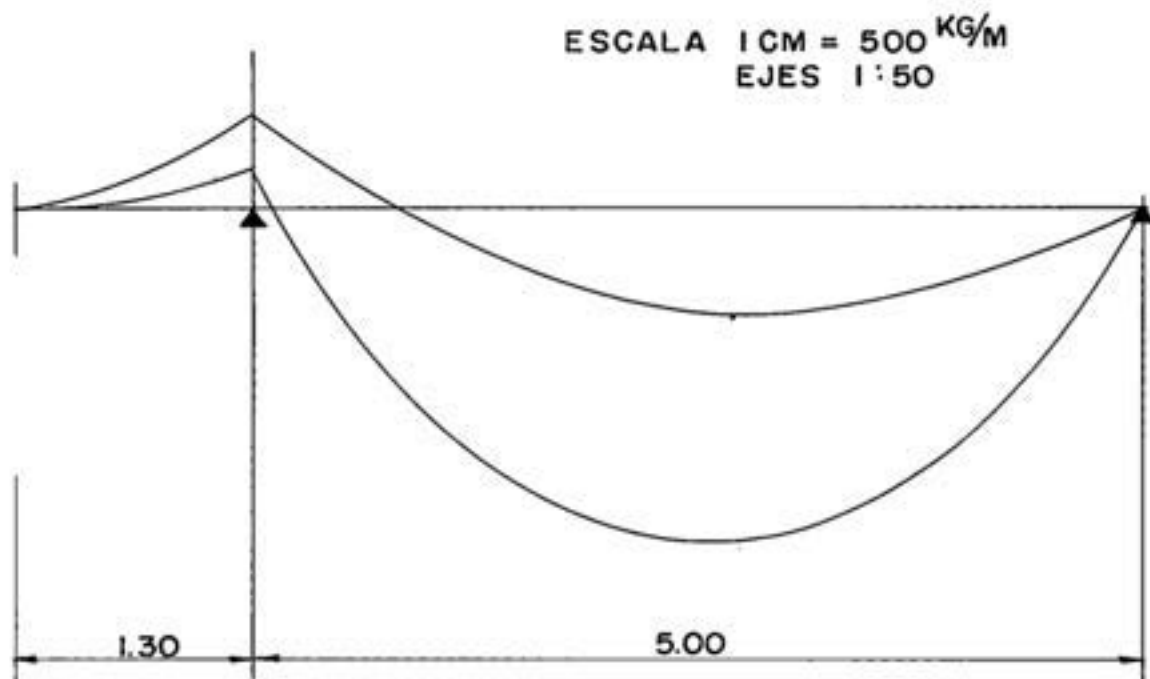


FIGURA - 16
GRADERIA EN VOLADO : DIAGRAMA DE
MOMENTOS

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$w = 500 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Luz libre: } l' = 4.60 \quad \text{Luz de cálculo: } l = 4.60 + 0.40 = 5.00 \text{ m}$$

$$M = 1/8 w l^2 = 1/8 \times 500 \times 25 = 1,560 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{1.56}{1.21 \times 0.84} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fierro mínimo: } A_s = 0.005bd = 0.005 \times 10 \times 84 = 4.2 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \phi \frac{1}{2}''$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } V = \frac{1}{2} \times 500 \times 5 = 1,250 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{1,250}{10 \times 0.866 \times 0.84} = 3.27 \text{ Kg/cm}^2$$

Adherencia:

$$E_s = \frac{1,250}{14 \times 0.866 \times 84} = 2.35 \text{ cm.}$$

$$4 \text{ } \phi \frac{1}{2}'' = 16 \text{ cm.}$$

b) Como muro a flexión:

$$M = Fl = 160 \text{ Kg-m/m}$$

$$A_s = \frac{0.16}{1.21 \times 0.05} = 2.64 \text{ cm}^2/\text{m} = \phi \frac{3}{8}'' \text{ a } 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Fierro mínimo: } A_s = 0.0025bd = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

c) Cálculo del anclaje del parapeto: (ver fig. 18)

El parapeto prefabricado se anclará en los pórticos mediante dos pernos, que absorban los momentos debidos a la fuerza horizontal F .

$$\text{En este caso: } F = \frac{1}{2} \times 200 \times 5 = 500 \text{ kg.}$$

$$m = 500 \times 0.9 = 450 \text{ Kg-m} = 0.35 \text{ T, de donde:}$$

$$T = 1,280 \text{ Kg. } A_s = \frac{1,280}{1,400} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Se empleará un perno de $\frac{1}{2}''$ que transmitirá por adherencia, su carga al pórtico.

$$\text{Longitud de anclaje: } l = 24 \text{ } \phi = 12''$$

Para repartir la carga de la cabeza del perno sobre concreto se empleará una huscha de $\frac{3}{8}''$.

$$\text{Area de la huscha: } \frac{1,280}{94.5} = 13.5 \text{ cm}^2$$

Se empleará una plancha de $1\frac{1}{2}'' \times 1\frac{1}{2}'' \times \frac{3}{8}''$.

Para mayor detalle, ver el plano B-6

C. Escalera.-

Será del tipo losa. Comprende dos tramos: la escalera propiamente dicha (tramo II) y un descanso volado (tramo I).

C-1. Descanso volado.- peso propio: 360 Kg/cm^2

sobrecarga: 500 Kg/cm^2

Total: 860 Kg/cm^2

Luz de cálculo: 1.00 m

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TRIBUNA DE PRIMERA

PARAPETO DELANTERO

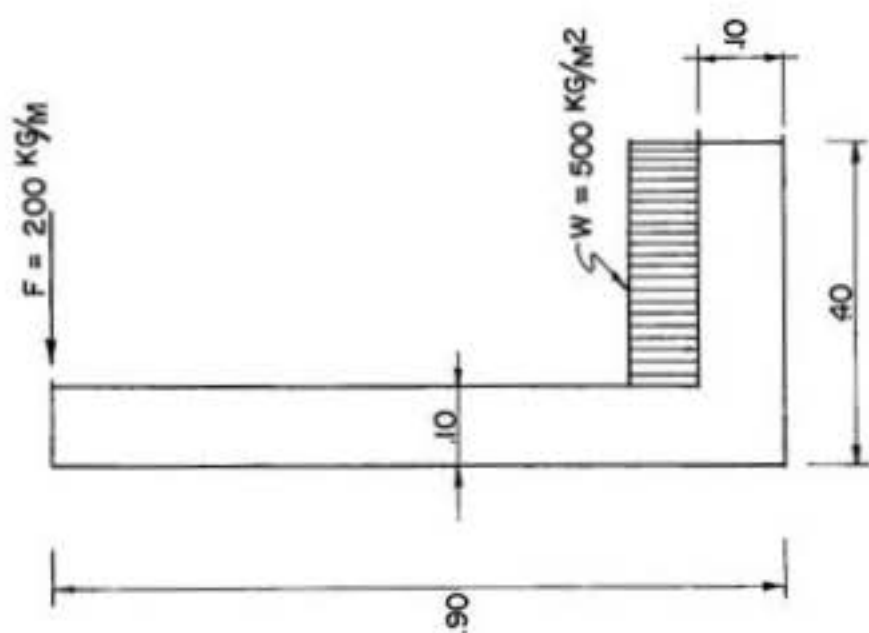


FIGURA - 17

CARGAS ACTUANTES SOBRE EL PARAPETO

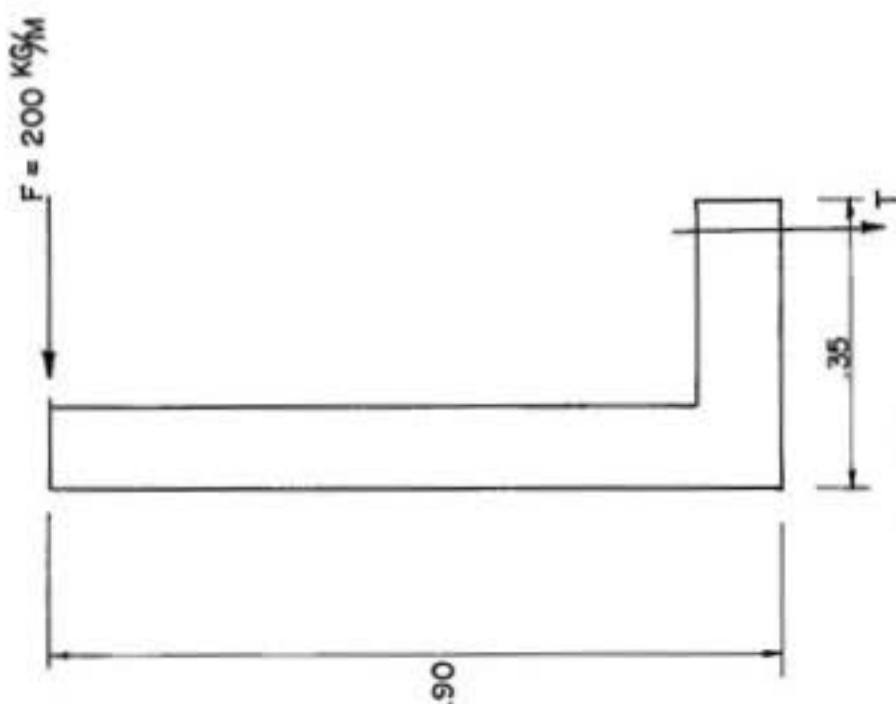


FIGURA - 18

CALCULO DEL PERNO DE ANCLAGE

$$M = \frac{1}{2} \times 860 \times 1^2 = 430 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{0.43}{1.21 \times 0.25} = 2.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fierro mínimo: } A_s = 0.0025 \times 100 \times 12.5 = 3.15 \text{ cm}^2 = \emptyset \frac{1}{2}'' \text{ a } 0.40 \text{ m}$$

$$\text{Fierro de repart: } A_s = 0.0020 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2 = \emptyset \frac{3}{8}'' \text{ a } 0.24 \text{ m}$$

C-. Escalera.-

$$\text{peso propio: } 670 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{sobrecarga: } 560 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total: } w = 1,170 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Momento negativo en A: } M = 1/24 \times 1,170 \times 3.25^2 + 430 = 960 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{0.96}{1.21 \times 0.125} = 5.5 \text{ cm}^2 = \emptyset \frac{1}{2}'' \text{ a } 0.20 \text{ m.}$$

$$\text{Momento positivo: } M = 1/10 \times w l^2 = 1/10 \times 1,170 \times 3.25^2 = 1,280 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{1.28}{1.21 \times 0.125} = 8.2 \text{ cm}^2 = \emptyset \frac{1}{2}'' \text{ a } 0.40 + \emptyset \frac{5}{8}'' \text{ a } 0.40$$

$$\text{Momento negativo en B: } M = 1/24 \times w l^2 = 530 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{0.53}{1.21 \times 0.125} = 3.5 \text{ cm}^2 = \emptyset \frac{1}{2}'' \text{ a } 0.40 + \emptyset \frac{3}{8}'' \text{ a } 0.40 \text{ m}$$

$$M_c = A b d^2 = 16.6 \times 100 \times 12.5^2 = 260,000 \text{ Kg-cm} = 2,600 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } V = \frac{1}{2} \times 3.25 \times 1,170 = 1,930 \text{ Kg.}$$

$$V_c = 6.3 \times 100 \times 12.5 \times 0.866 = 6,800 \text{ Kg}$$

$$\text{Adherencia: } E_o = \frac{1,930}{21 \times 0.866 \times 12.5} = 8.5 \text{ cm.}$$

$$\emptyset \frac{1}{2}'' \text{ a } 0.40 + \emptyset \frac{3}{8}'' \text{ a } 0.40 = 17.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Fierro de repartición: } A_s = 0.0020 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2 = \emptyset \frac{3}{8}'' \text{ a } 0.24$$

Para la disposición de los fierros ver el plano B-5.

D. Cálculo del pórtico tipo (P-2).-

El pórtico tipo tiene un ancho $b = 0.40 \text{ m.}$ y su perfil es el indicado en el plano B-1. El esquema de ejes está representado en la figura 20. Calcularemos primero los elementos isostáticos del pórtico (HGRU y EB) para luego entrar a la estructura hiperestática ABCD.

D-1. Cálculo de la viga GH.

(Ver fig 21)

$$\text{Cargas: } \text{Peso muerto techo: } 2,080 \text{ Kg/m}$$

$$\text{sobrecarga techo: } 540 \text{ Kg/m}$$

$$\text{peso propio: } 100x \text{ Kg/m (x en met.)}$$

$$V = 2,620 x + 50 x^2$$

$$M = 1,310 x^2 + 17 x^3$$

TRIBUNA DE PRIMERA

ESCALERA
1:25

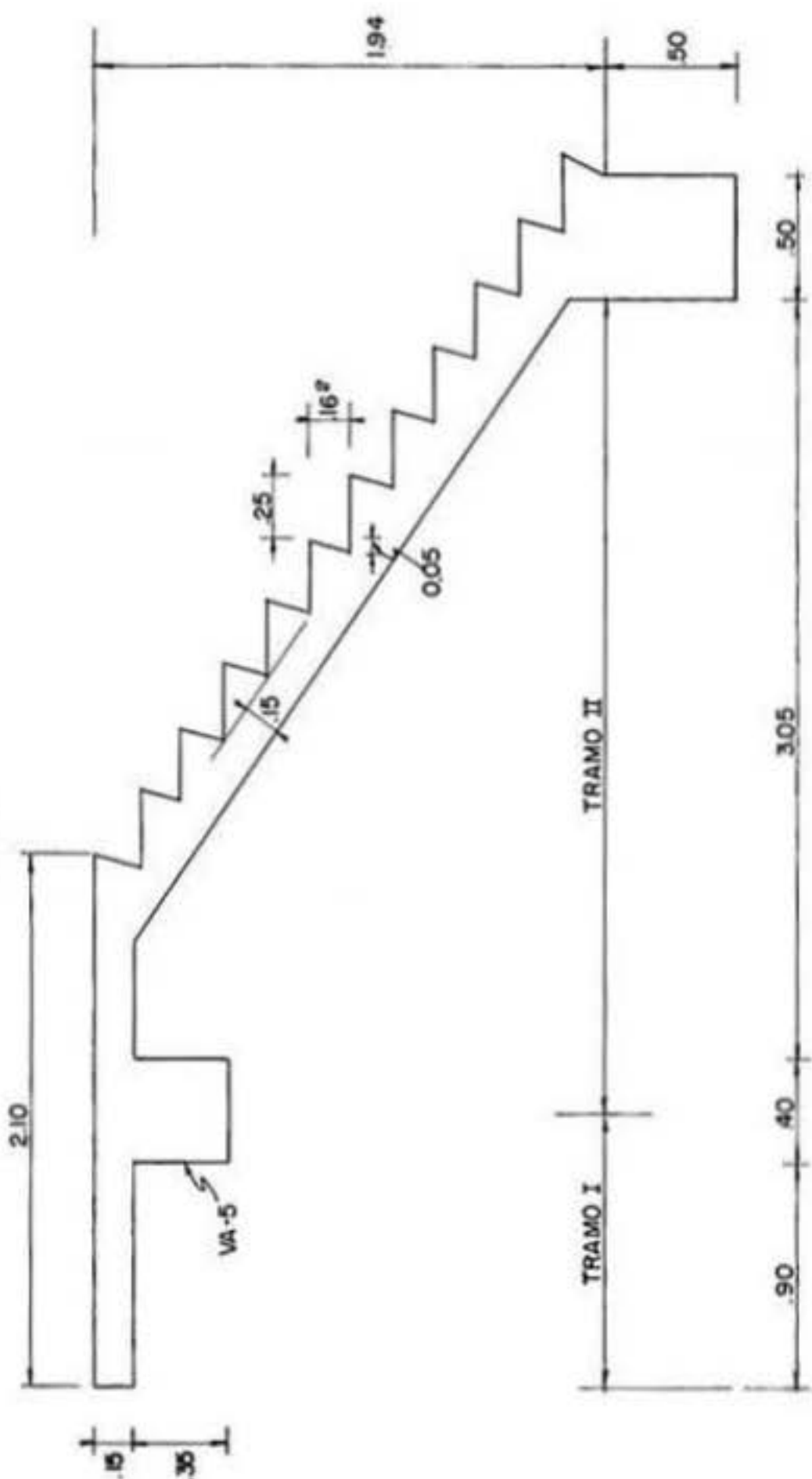


FIGURA - 19

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TRIBUNA DE PRIMERA

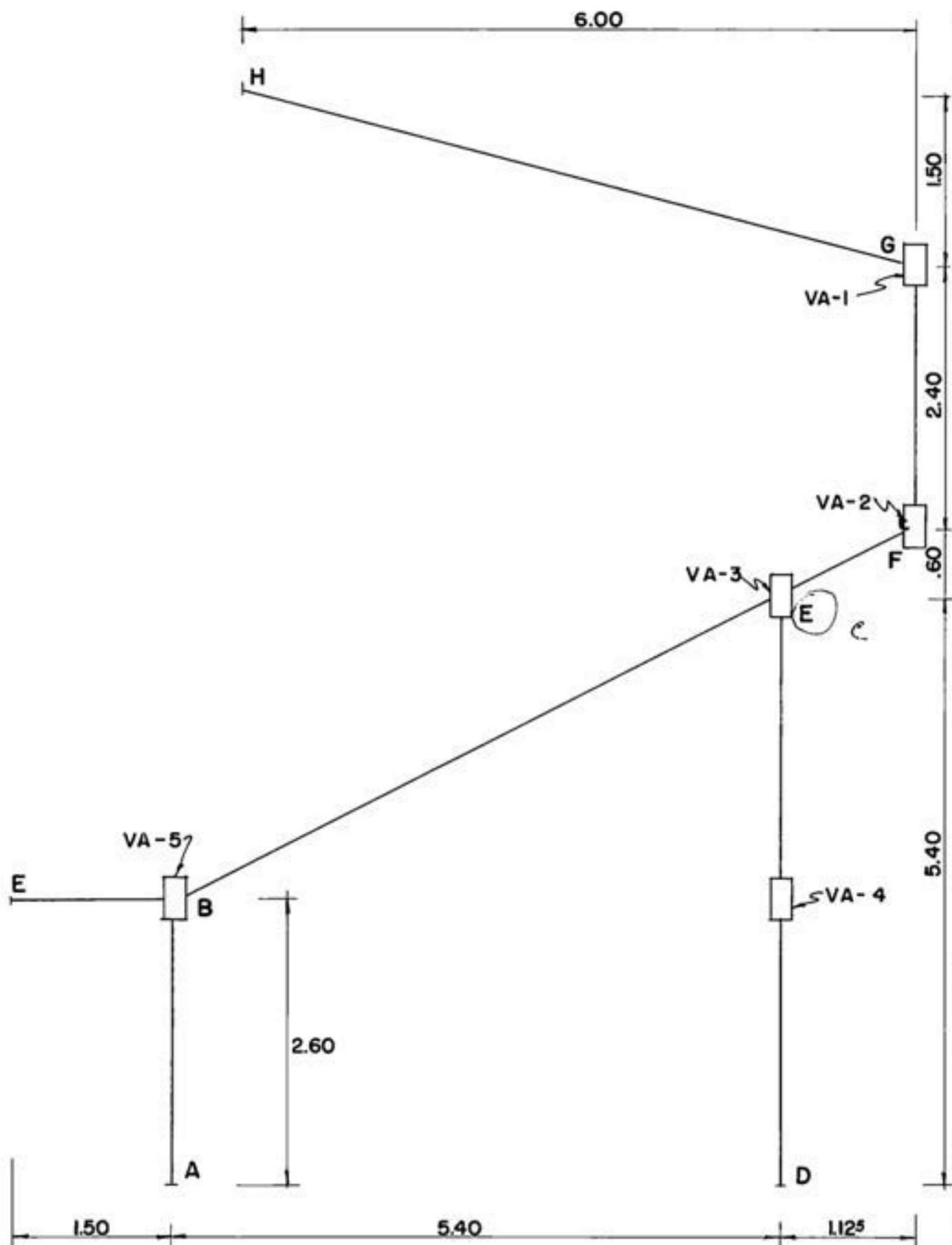


FIGURA - 20
PORTICO TIPO
DIMENSIONES GENERALES
POSICION VIGAS DE AMARRE.

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Se calculará como viga T, determinándose el ancho necesario para el ala. Haciendo los cálculos en forma tabulada:

x	d	V.	M	t/d	K	F=M/k	b	a	A _s	Ø-
1	25	2,670	1,330	---	16.6	0.08	--	1.21	4.4	1 Ø 1"
2	35	5,440	5,380	---	16.6	0.33	--	1.21	12.8	3 Ø 1"
3	46	8,310	12,250	0.37	16.5	0.74	--	1.22	22.0	5 Ø 1"
4	56	11,280	22,050	0.30	15.7	1.41	--	1.24	31.8	7 Ø 1"
5	65	14,350	34,875	0.26	14.9	2.33	45	1.26	42.7	9 Ø 1"
5.6	71	16,240	44,070	0.24	14.4	3.06	55	1.27	49.0	10 Ø 1"

Comprobaremos Adherencia y esfuerzo cortante en la sección de arranque:

Esfuerzo cortante: $V_c = vb'jd = 6.3 \times 40 \times 0.900 \times 71 = 16,100$ Kg.

V_c es ligeramente inferior a V, por lo que se colocarán los estribos indicados en el plano B-4.

Adherencia: $E_o = \frac{V}{u_j d} = \frac{16,240}{21 \times 0.9 \times 71} = 12.3 \text{ cm}$ $10 \text{ Ø } 1" = 80 \text{ cm.}$

Retiro del aligerado: Al estudiar el techo determinamos un retiro de 10 cm del aligerado, lo que nos permite tener un ala de 60 cm de ancho (mayor de 55)

Trasmisión de cargas a la columna FG: (Son los valores de V y M para x=6m, pero separando las partes correspondientes a pesos muertos y sobrecargas).

a) Pesos propios:	P = 14,280 Kg.
b)	M = 41,110 Kg-m
b) Sobrecarga:	P = 3,240 Kg
	M = 9,720 Kg-m
c) Total:	P = 17,520 Kg.
	M = 50,830 Kg-m

D-2. Cálculo de la columna FG.-

a) Sección superior: 0.40x0.85 m.

M = 50.83 Ton-m

N = 18.72 Ton. (Incluye 1.2 Ton. de la viga VA-1)

d = 0.76 m d' = 0.06 m d'' = 0.36 m F = 2.31 c = 1.23

$$E = \frac{50.83}{18.74} + 0.36 = 3.06$$

$$NE = 18.72 \times 3.06 = 57.3$$

$$KF = 2.31 \times 16.6 = 38.4$$

$$NE - KF = 18.9$$

$$A'_s = \frac{NE - KF}{cd} = \frac{18.9}{1.23 \times 0.86} = 20.3 \text{ cm}^2 = 4 \text{ Ø } 1"$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TRIBUNA DE PRIMERA

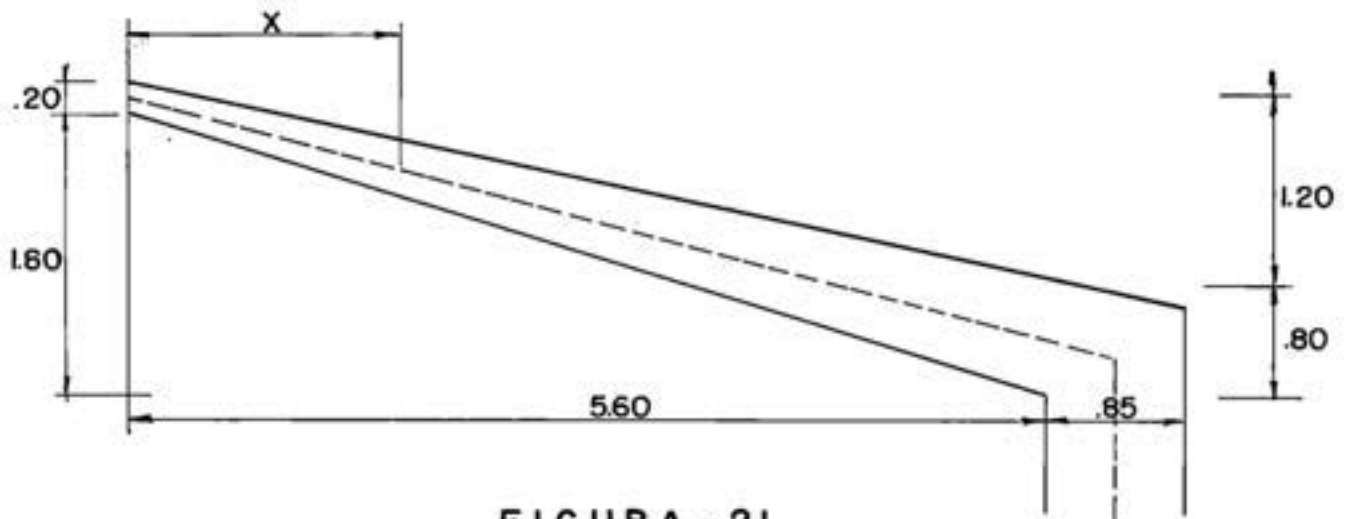


FIGURA - 21

VIGA HG

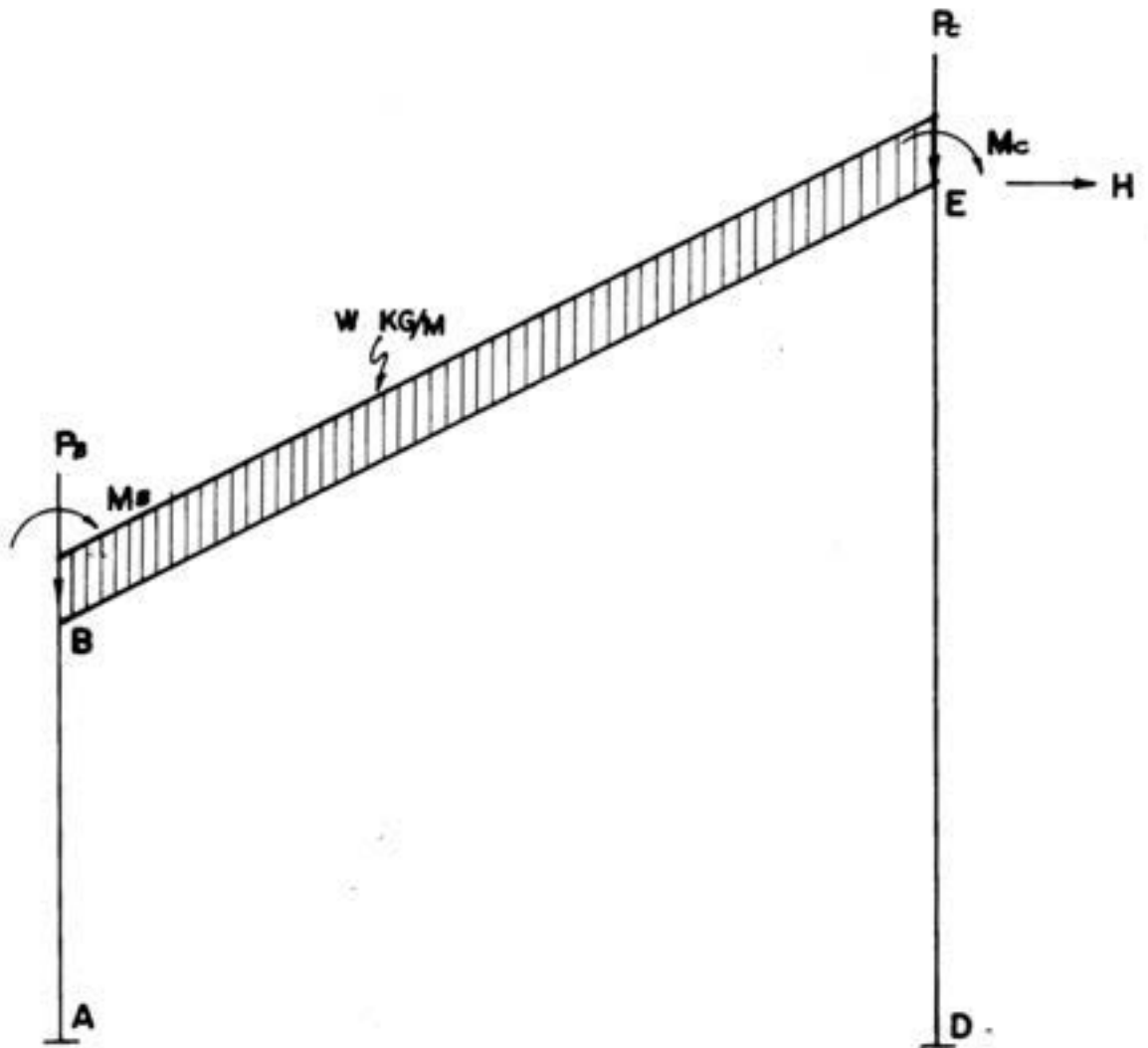


FIGURA 22

DIAGRAMA DE CARGAS EN LA
VIGA BC DEL PORTICO ABCD

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$\frac{E}{d} = \frac{3.06}{0.76} = 4.1 \quad \frac{d'}{d} = 0.08 \quad i = 1.277$$

$$A_s = \frac{NE}{aid} = \frac{57.3}{1.21 \times 1.277 \times 0.76} = 48.7 \text{ cm}^2 = 10 \text{ } \phi \text{ 1"}$$

b) Sección inferior:

$$M = 50.83 \text{ Ton-m}$$

$$N = 20.92 \text{ Ton. (Incluye 2.2 Ton de peso propio de la columna)}$$

$$E = \frac{50.83}{20.92} + 0.36 = 2.79$$

$$NE = 20.93 \times 2.79 = 58.2$$

$$KF = 2.31 \times 16.6 = 38.4$$

$$NE - KF = 19.8$$

$$A'_s = \frac{19.8}{1.23 \times 0.76} = 21.2 \text{ cm}^2 = 6 \text{ } \phi \text{ 7/8"}$$

$$E/d = 2.79/0.76 = 3.65$$

$$i = 1.31$$

Por lo tanto la columna se armará con:

$$A_s = 10 \text{ } \phi \text{ 1"}$$

$$A'_s = 6 \text{ } \phi \text{ 7/8"}$$

Estribos: $3/8"$ a 0.35

c) Trasmisión de cargas al volado CF: A las cargas que recibió del volado se le deben añadir las siguientes cargas permanentes:

$$\text{Viga VA - 1} \quad 1.2 \text{ Ton.}$$

$$\text{Columna} \quad 2.2 \text{ Ton.}$$

$$\text{Viga VA - 2} \quad 1.5 \text{ Ton.}$$

$$\text{Muro de ladrillo} \quad 4.0 \text{ Ton.}$$

Por lo tanto las cargas sobre el volado CF, serán:

$$\text{Cargas permanentes: } P = 23,180 \text{ Kg.}$$

$$M = 41,140 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Sobrecargas: } P = 3,240 \text{ Kg.}$$

$$M = 9,720 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Total: } P = 26,420 \text{ Kg.}$$

$$M = 50,830 \text{ Kg-m}$$

D-3. Cálculo del volado CF

a) Cargas propias del volado:

$$\text{peso propio: } 870 \text{ Kg/m}$$

$$\text{peso muerto tribuna} \quad 2,000 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Total cargas permanentes} \quad 2,870 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga} \quad 2,500 \text{ Kg/m}$$

$$w = \text{total carga repartida: } 5,370 \text{ Kg/m}$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$V_x = P + wx$$

$$M_x = M - Px - \frac{1}{2}wx^2$$

b) Cálculo del fierro:

Momento máximo: $M = 50.83 \text{ Ton} - \text{m}.$

$b = 0.40 \text{ m}$

$d = 0.71$ (fierro en dos capas)

$K = 16.6 \quad F = 2.2$

$M = 50.83$

$d'/d = 0.85$

$KF = 2.2 \times 16.6 = 33.53$

$c = 1.22$

$M - KF = 17.3 \text{ Ton-m}$

$$A'_s = \frac{M - KF}{ad} = \frac{17.3}{1.22 \times 0.71} = 20 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \varnothing 1''$$

$$A_s = \frac{M}{ad} = \frac{50.83}{1.21 \times 0.71} = 55.8 \text{ cm}^2 = 12 \text{ } \varnothing 1''$$

c) Esfuerzo cortante:

Entre columna FG y viga CF : $V = 26,420 \text{ Kg}.$

$V_c = 6.3 \times 40 \times 0.866 \times 71 = 15,500 \text{ Kg}.$

$V' = 10,980 \text{ Kg}.$

Empleando estribos de $\frac{1}{2}''$: $s = \frac{2.53 \times 1,400 \times 0.866 \times 71}{10,980} = 16,6 \text{ cm}$

Entre viga CF y pórtico ABCD:

$V = 26,240 + 5,370 \times 0.9 = 31,260 \text{ Kg}.$ $V' = 15,760 \text{ Kg}.$

Empleando estribos de $\frac{1}{2}''$: $s = \frac{2.52 \times 1,400 \times 0.866 \times 71}{15,760} = 13.5 \text{ cm}$

d) Adherencia: $E_o = \frac{31,260}{21 \times 0.866 \times 71} = 24.6 \text{ cm} = 4 \text{ } \varnothing 1''$

a) Transmisión de cargas al pórtico ABCD.-

1) Cargas permanentes: $P = 23,180 + 2,870 \times 1.20 = 26,620 \text{ Kg}.$

$M = 41,110 - 23,180 \times 1.2 - 2,870 \times \frac{1}{2} \times 1.2^2 = 11,230 \text{ Kg-m}$

2) Sobrecarga del techo: $P = 3,240 \text{ Kg}.$

$M = 9,720 - 3,240 \times 1.2 = 5,830 \text{ Kg-m}$

3) Sobrecarga de la tribuna. $P = 2,500 \times 1.2 = 3,000 \text{ Kg}.$

$M = -\frac{1}{2} \times 2,500 \times 1.2^2 = -1,800 \text{ Kg-m}.$

4) Total: $P = 32,860 \text{ Kg}.$

$M = 15,260 \text{ Kg-m}.$

2.4) Cálculo del volado EB

Este volado es una viga de sección variable, teniendo en el arranque 0.40×0.40 y en el extremo $0.15 \times 0.40 \text{ m}.$

peso propio: 300 Kg/m

peso muerto: $2,000 \text{ Kg/m}$

total cargas permanentes: $2,300 \text{ Kg/m}$

Sobrecarga tribuna: $2,500 \text{ Kg/m}$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

total 4,800 Kg/m

Luz de cálculo: 1.30 m.

$$M = \frac{1}{2} \times 4,800 \times 1.69 = 4,050 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{4.05}{1.21 \times 0.34} = 9.85 \text{ cm}^2 = 3 \text{ } \emptyset \text{ } 7/8''$$

$$M_c = Kbd^2 = 16.6 \times 0.40 \times 34^2 = 7,300 \text{ Kg-m}$$

$$V = 4,800 \times 1.3 = 6,240 \text{ Kg.}$$

$$V_c = 6.3 \times 34 \times 40 \times 0.866 = 7,500 \text{ Kg. No se necesitan estribos.}$$

$$\text{Adherencia: } E_o = \frac{6,240}{21 \times 0.866 \times 34} = 10.00 \text{ cm.; } 3 \text{ } \emptyset \text{ } 7/8'' = 21 \text{ cm.}$$

Trasmisión de cargas al pórtico: (Se calcularán para la luz entre ejes = 1.50 m)

a) Permanentes:	P = 3,220 Kg
	M = 2,250 Kg-m
b) Sobrecargas:	P = 3,500 Kg.
	M = 2,450 Kg-m
c) Total:	P = 6,720 Kg.
	M = 4,700 Kg-m.

D-5. Cálculo de la estructura ABCD.-

Cargas en la viga BC: peso propio: 580 Kg/m

peso muerto: 2,000 Kg/m

total cargas permanentes: 2,580 Kg/m

sobrecarga: 2,500 Kg/m

Total: w = 5,080 Kg/m

a) Cuadro general de cargas sobre el Pórtico: (Ver fig.22)

Partes Cargadas		P_B	M_B	P_C	M_C	w
1	HGFC Permanentes	----	---	26.62	-11.23	----
2	HG sobrecarga	----	---	3.24	-5.83	----
3.	FC Sobrecarga	----	----	3.00	+1.80	----
4.	EB Permanente	3.22	-2.25	----	----	----
5.	EB Sobrecarga	3.50	-2.45	----	----	----
6.	BC Permanente	----	----	----	----	2.58
7	BC Sobrecarga	----	----	----	----	2.50
8	FC Permanente	----	----	3.45	+2.07	----

P en Ton.

M en Ton-m

w en Ton/m.

b) Combinaciones de carga: (Ver plano B-2)

Se han buscado las combinaciones de estas cargas que den los resultados mas desfavorables, para cada uno de los elemen-

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

tos del pórtico ABCD. Se han considerado las siguientes combinaciones de carga:

Nº	Descripción	Cargas	P_B	M_B	P_C	M_C	#	H
I	Construcción	3,4678	3.22	-2.25	6.45	3.87	5.08	----
II	Max. Mto. Post.	1,2467	3.22	-2.25	29.86	-17.06	5.08	----
III	Máx. Mto. Negt.	1,34567	6.72	-4.70	29.62	-9.43	5.08	----
IV	Todo Cargado	1,234567	6.72	-4.70	32.86	-15.26	5.08	----
V	BC descargado	1,3456	3.22	-2.25	29.62	-9.43	2.58	----
VI	Sismo (1er caso) IV + H		6.72	-4.70	32.86	-15.26	5.08	+3.53
VII	Sismo (2do caso) IV - H		6.72	-4.70	32.86	-15.26	5.08	-3.53

P en Ton. M en Ton-m w en Ton/m. H en Ton.

c) Hardy-Cross del Pórtico ABCD:

El Hardy-Cross se ha calculado independientemente para los siguientes casos:

1. Momento en B. $M_B = + 1,000 \text{ Kg-m}$
2. Momento en C. $M_C = + 10,000 \text{ Kg-m}$
3. Carga repartida en BC. $w = 1,000 \text{ Kg/m}$
4. Fuerza horizontal.

Datos Generales del Pórtico

Elemento	l	I	I/l	Reparticiones
AB	260	1.1×4^3	0.27	B / A = 0.57 - C = 0.43
BC	610	5^3	0.20	
CD	540	1.1×6^3	0.44	C / B = 0.31 - D = 0.69

1. Cálculo para $M_B = 1,000 \text{ Kg-m}$

AB	BA	BC	CB	CD	DC
- 285	- 570	- 430	- 215		
			+ 65	+ 150	
		+ 30			+ 75
- 5	- 15	- 15	- 5		
- 290	- 585	- 415	- 150	+150	+ 75

$$\text{Fuerza horizontal : } F = \frac{-295 - 585}{2.6} + \frac{150 + 75}{5.4} = - 300 \text{ Kg.}$$

2. Cálculo para $M_C = 10,000 \text{ Kg-m}$.

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

AB	BA	BC	CB	CD	DC
		-1,550	-3,100	-6,900	-3,950
+ 440	+ 880	+ 670	+ 335	- 230	
		- 50	- 105		- 115
+ 15	+ 30	+ 20	+ 10		
+ 455	+ 910	- 910	-2,860	-7,140	-3,565

$$\text{Fuerza horizontal } F = \frac{-455 + 910}{2.6} - \frac{7,140 + 3,565}{5.4} = -1455 \text{ Kg.}$$

3. Cálculo para $w = 1,000 \text{ Kg/m}$

AB	BA	BC	CB	CD	DC
		+2,430	-2,430		
- 700	-1,400	-1,030	+ 750	+1,580	
		+ 375	- 515		+ 790
- 105	- 215	- 160	+ 160	+ 355	
- 20	- 45	+ 80	- 80		+ 175
		- 35	+ 25	+ 55	+ 30
- 825	-1,660	+1,660	-1,990	+1,990	+ 995

$$\text{Fuerza Horizontal } F = - \frac{825 + 1,660}{2.6} + \frac{2,090 + 995}{5.4} = - 400 \text{ Kg.}$$

4. Cálculo para una fuerza horizontal cualquiera:

Comenzamos por tomar momentos en las columnas proporcionales a $I/l^3 \times l$, o sea a I/l^2 .

AB	BA	BC	CB	CD	DC
+ 935	+ 935			+ 730	+ 730
	- 530	- 405	- 230	- 500	
- 265		- 115	- 200		- 250
	+ 65	+ 50	+ 60	+ 140	
+ 35		+ 30	+ 25		+ 70
	- 15	- 15	- 10	- 15	
+ 705	+ 455	- 455	- 355	+ 355	+ 550

Estos momentos son originados por una fuerza F , horizontal:

$$F = \frac{705 + 455}{2.6} + \frac{355 + 550}{5.4} = 610 \text{ Kg}$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

5. Corrección de Fuerza Horizontales:

Para los tres primeros casos hemos supuesto que hay un apoyo en C que nos produce una reacción F. Como ese apoyo no existe, hay que colocarle una fuerza igual y contraria que anule esta reacción. Los momentos debidos a esta fuerza, serán proporcionales a los obtenidos para $F = 610$ Kg.

Los coeficientes de proporcionalidad serán:

$$\begin{aligned} \text{Para } M_B = 1,000 \text{ Kg-m} \quad F_B &= \frac{300}{610} = + 0.49 \\ \text{Para } M_C = 10,000 \text{ Kg-m} \quad F_C &= \frac{1,455}{610} = + 2.38 \\ \text{Para } w = 1,000 \text{ Kg/m} \quad F_w &= \frac{409}{610} = + 0.66 \end{aligned}$$

y el factor de corrección para una combinación cualquiera de cargas M_B , M_C , w y H será:

$$K_F = F_B M_B + F_C M_C + F_w w + \frac{H}{F}$$

Hallaremos los valores de K_F para cada una de las siete combinaciones de carga estudiadas:

Combinación	$F_B M_B$	$F_C M_C$	$F_w w$	H/F	K_F
I	- 1.10	0.92	3.35	----	3.17
II	- 1.10	- 4.06	3.35	----	-1.81
III	- 2.30	- 2.25	3.35	----	-1.20
IV	- 2.30	- 3.65	3.35	----	-2.60
V	- 1.10	- 2.25	1.72	----	-1.63
VI	- 2.30	- 3.65	3.35	-5.80	-8.40
VII	- 2.30	- 3.65	3.35	5.80	3.20

6.- Determinación de los momentos en los nudos:

Para determinar el momento en un nudo, para una combinación cualquiera de cargas M_B , M_C , w y H , basta multiplicar por los valores M_B , M_C , w , los momentos en ese nudo correspondientes a los momentos unitarios de la misma calidad y multiplicar por K_F , el momento en ese nudo producido por $F = 610$ Kg (ya calculado).

Efectuando estas operaciones obtenemos el siguiente cuadro de Momentos en los nudos, que nos ha servido para trazar el "Diagrama de Momentos" y la "Envolvente de Momentos de Flexión" para el pórtico ABCD (Ver lámina B-2).

Combinación	AB	Ba	BC	CB	CD	DC
I	-1,130	-5,330	+ 7,580	-12,000	+ 8,120	+5,230
II	-5,660	-9,550	+11,800	- 4,210	+21,270	+9,910

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Combinación	AB	BA	BB	CB	CD	DC
III	-4,100	-7,100	+11,800	-7,150	+15,700	+7,400
IV	-5,340	-8,250	+12,950	-4,170	+19,230	+9,950
V	-3,060	-4,580	+ 6,830	-1,510	+10,950	+4,850
VI	- 960	-4,320	+ 7,850	-4,800	+16,800	+9,100 x
VII	-7,250	-8,360	+11,970	-1,620	+13,200	+4,200 x

x En las combinaciones VI y VII, todos los momentos se han dividido por 1.33 por corresponder a combinaciones de cargas verticales con sismo.

7.- Esfuerzo Cortante. (Ver lámina B-3)

En el caso de las columnas este se debe exclusivamente a los momentos actuantes.

En el caso de la viga BC será el esfuerzo estático corregido de acuerdo con los momentos obtenidos. Los resultados son los anotados en el siguiente cuadro:

Combinación	AB	BC	CB	CD
I	2,480	12,930	14,570	2,480
II	5,800	15,150	12,350	5,800
III	4,300	14,560	12,940	4,300
IV	5,220	15,370	12,130	5,220
V	2,930	7,970	5,990	2,930
VI	2,030	11,180	10,020	4,730 x
VII	6,000	12,520	8,680	3,230 x

x En las combinaciones VI y VII los valores están divididos entre 1.33 por corresponder a cargas verticales y sismo simultáneos.

D-6. Cálculo de la viga BC.-

a) De la envolvente de momentos de flexión (lámina B-2) obtenemos los momentos de cálculo (Recortados a la cara de la columna)

$$\text{Lado B: } M = 10.9 \text{ Ton-m.}$$

$$b = 0.40 \text{ m} \quad d = 0.44 \text{ m} \quad F = 0.7735$$

$KF = 0.7735 \times 16.6 = 12.8 \text{ Ton-m.}$ No se necesita refuerzo en compresión.

$$A_s = \frac{10.9}{1.21 \times 0.44} = 20.5 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \emptyset \text{ 1" } + 3 \text{ } \emptyset \text{ 7/8"}$$

$$\text{Lado C: } M = 9.65 \text{ Ton-m} \quad A_s = \frac{9.65}{1.21 \times 0.44} = 19.15 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \emptyset \text{ 1"}$$

Momento Positivo: $M = 10.9 \text{ Ton - m}$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$A_s = \frac{10.9}{1.21 \times 0.44} = 20.5 \text{ cm}^2 = 6 \text{ } \phi \text{ } 7/8''$$

b) Esfuerzo Cortante: Los máximos esfuerzos los obtenemos del diagrama de esfuerzos cortantes (Lámina B-3)

Lado B; $V = 14,400 \text{ Kg.}$ $V_c = 6.3 \times 40 \times 0.866 \times 44 = 9,600 \text{ Kg.}$

$V' = 4,800 \text{ Kg.}$

Empleando estribos de $3/8''$ $s = \frac{1.42 \times 1,400 \times 0.866 \times 44}{4,800} = 15.8 \text{ cm.}$

Del mismo diagrama de esfuerzos cortantes deducimos que se necesitan esfuerzos en una longitud $l = 0.72 + 0.44 = 1.16 \text{ m.}$ Sin embargo por reglamento se necesitan estribos en toda la zona de momento negativo. Se colocarán $4 \text{ } \square \text{ } 3/8''$ a 0.15 y $6 \text{ } \square \text{ } 3/8''$ a 0.22

Adherencia: $E_o = \frac{14,400}{21 \times 0.866 \times 44} = 18 \text{ cm.}$ $4 \text{ } \phi \text{ } 1'' = 32 \text{ cm.}$

Lado C: $V = 11,600 \text{ Kg.}$ $V' = 2,00 \text{ Kg.}$

$s = \frac{1.42 \times 1,400 \times 0.866 \times 44}{2,000} = 38 \text{ cm.}$ Por reglamento $s = 22 \text{ cm.}$

Se necesitan refuerzo en una zona de 0.86 m, pero por reglamento se colocaran en toda la zona de momento negativo, o sea $6 \text{ } \square \text{ } 3/8''$ a 0.22

Adherencia: $E_o = \frac{14,400}{21 \times 0.866 \times 44} = 14.5 \text{ cm.}$ $4 \text{ } \phi \text{ } 1'' = 32 \text{ cm.}$

D-7. Cálculo de la columna AB.

Se calculará con fierro simétrico

$$K = \frac{f_c b t}{N} = \frac{152,000}{N} \quad (\text{N en Kg.}) \quad g = 0.7$$

Con el valor de K y e/t obtenemos en las tablas np_g . La carga N será en cada caso la suma del esfuerzo cortante en B_0 y la carga vertical P_B

Caso	V	P_B	N	M	e	e/t	K	np_g
I	12,930	3,220	16,150	4,900	0.303	0.76	9.4	
II	15,150	3,220	18,370	8,600	0.466	1.17	8.28	0.175
III	14,560	6,720	21,280	6,400	0.300	0.75	7.14	
IV	15,370	6,720	22,090	7,400	0.350	0.875	6.86	0.130
V	7,970	3,220	11,190	4,200	0.375	0.94	13.6	
VI	11,180	5,200	16,380	4,000	0.244	0.61	9.3	x
VII	12,520	5,200	17,720	7,500	0.424	1.06	8.6	x

x Valores divididos entre 1.33 por deberse a cargas verticales y sismo.

$$p_g = 0.175/10 = 0.0175$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$A_s = 1,600 \times 0.175 = 28 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \phi 1" + 2 \text{ } \phi 7/8"$$

Se colocaran $3/8"$ a 0.35 m

$V_c = 6.3 \times 40 \times 0.866 \times 34 = 7,000 \text{ Kg.}$ que es mayor que el máximo esfuerzo cortante que soporta la columna.

D-8. Cálculo de la columna CD.-

$$K = \frac{60 \times 40 \times 95}{N} = \frac{228,000}{N} \quad (\text{N en Kg.}) \quad g = 0.8$$

Caso	V	P _C	N	M	e	e/t	K	np _g
I	14,570	6,450	21,020	7,290	0.346	0.576	10.8	
II	12,350	29,860	42,210	19,200	0.454	0.753	5.4	0.125
III	12,940	29,620	42,560	14,200	0.333	0.552	5.4	
IV	12,130	32,860	44,990	17,400	0.386	0.640	5.1	0.120
V	5,990	29,620	35,610	9,890	0.333	0.552	6.4	
VI	10,020	25,250	35,270	15,150	0.430	0.715	6.5	
VII	8,680	25,250	33,930	12,100	0.358	0.597	6.7	

$$p_g = 0.125/10 = 0.125$$

$$A_s = 0.0125 \times 2,400 = 30 \text{ cm}^2 = 6 \text{ } \phi 1"$$

$V_c = 6.3 \times 40 \times 0.866 \times 54 = 11,800 \text{ Kg.}$ No se necesitan estribos adicionales por esfuerzo cortante. Se colocarán $3/8"$ a $0/40$

D-9. Cálculo de la zapata de la columna AB.-

Caso	I	II	III	IV	V	x VI	x VII
N	18,350	20,570	23,480	24,290	13,390	18,760	19,160
M	1,140	5,660	4,090	5,340	3,070	1,000	8,700
e	0.06	0.275	0.174	0.22	0.24	0.05	0.45

x Valores divididos entre 1.33

Como la exentricidad de la resultante varía entre 0.05 y 0.45 m. le daremos a la zapata una exentricidad de 0.25 m.

El espesor de la zapata lo determinaremos por la longitud de anclaje de los fierros de la columna. Siendo $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ $l = 20l = 20"$, mas el recubrimiento, tomaremos un espesor de zapata $h = 60 \text{ cm.}$ Por tanteos determinaremos las dimensiones de la zapata: $1.20 \times 1.00 \text{ m.}$

a) Comprobación del máximo esfuerzo en el terreno: (Ver figura 23)

Para el caso VII

$$\sigma = \frac{19,160}{100 \times 120} \left(1 + \frac{6 \times 0.20}{1.20} \right) + \frac{1,730}{100 \times 120} = 3.35 \text{ Kg/cm}^2$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Para los demás casos, la máxima compresión es mucho menor, por estar la Resultante mas al centro. En el caso VI, de igual e exentricidad, N es menor.

b) Cálculo del fierro: (Ver fig 24)

$$\sigma_b = 3.20 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_a = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$$

En la cara de la columna $\sigma_c = 1.48 \text{ Kg/cm}^2$

Armaremos la zapata en dos sentidos.

Máximo momento longitudinal:

$$M = 0.85(\frac{1}{2} \times 3.2 \times 100 \times 65^2 - \frac{1}{3} \times 1.72 \times 100 \times 65^2) = 560,000 \text{ Kg-cm}$$

$$M = 5,600 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{M}{ad} = \frac{5,600}{1.21 \times 0.52} = 8.82 \text{ cm}^2 = \emptyset \frac{1}{2}'' \text{ a } 0.14\text{m}$$

En el otro sentido, suponiendo una carga $\sigma = 3.2 \text{ Kg/cm}^2$ (la máxima posible) $M = \frac{1}{2} \times 100 \times 3.2 \times 30^2 \times 0.85 = 123,000 \text{ Kg-cm} = 1,230 \text{ Kg-m}$

$$A_s = \frac{1.23}{1.21 \times 0.52} = 2.05 \text{ cm}^2 = \emptyset \frac{3}{8}'' \text{ a } 0.30\text{m}$$

c) Esfuerzo cortante:

La zona crítica estará a 52 cm. del borde de la columna o sea a 13 cm. del borde.

$$V = 13 \times 100 \times 3.2 \times 0.85 = 3,600 \text{ Kg.}$$

$$V_c = 6.3 \times 100 \times 0.866 \times 52 = 28,500 \text{ Kg.}$$

d) Adherencia:

En este caso se considerará el esfuerzo cortante a la cara de la columna.

$$V = (3.2 + 1.48) \times 65 \times \frac{1}{2} \times 100 \times 0.85 = 13,000 \text{ Kg.}$$

$$E_o = \frac{13,000}{21 \times 0.866 \times 52} = 13.8 \text{ cm} \quad \emptyset \frac{1}{2}'' = 29 \text{ cm.}$$

e) Compresión columna zapata:

$$= \frac{N}{1/3 A_z} = \frac{24,000}{4,000} = 6 \text{ Kg/cm}^2$$

D-10. Cálculo de la zapata de la columna CD.-

Caso	I	II	III	IV	V	^x VI	^x VII
N	27,240	48,430	48,780	51,210	41,830	36,700	35,100
M	5,230	9,910	7,400	8,960	4,850	9,480	4,360
e	0.19	0.205	0.15	0.174	0.12	0.23	0.11

x Valores divididos entre 1.33

Adoptaremos una exentricidad de 0.15 para la zapata. El es-

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TRIBUNA DE PRIMERA

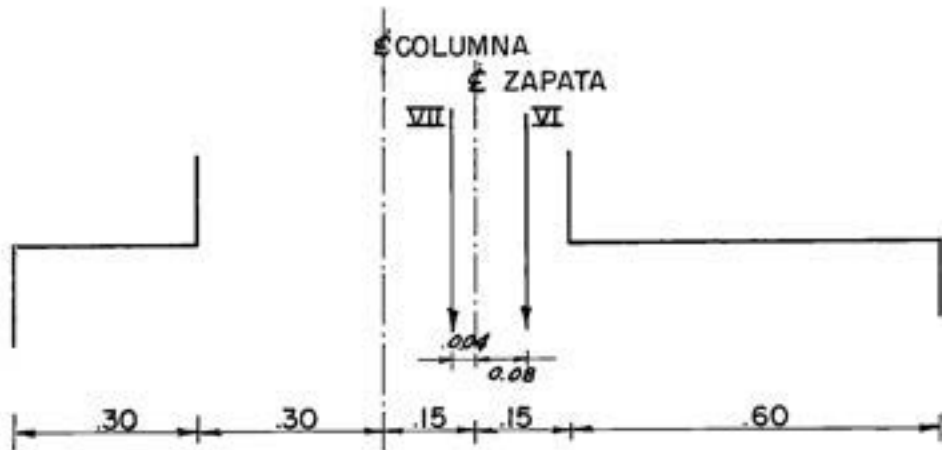


FIGURA-25
ZAPATA CD CARGAS MAS DESFAVORABLES

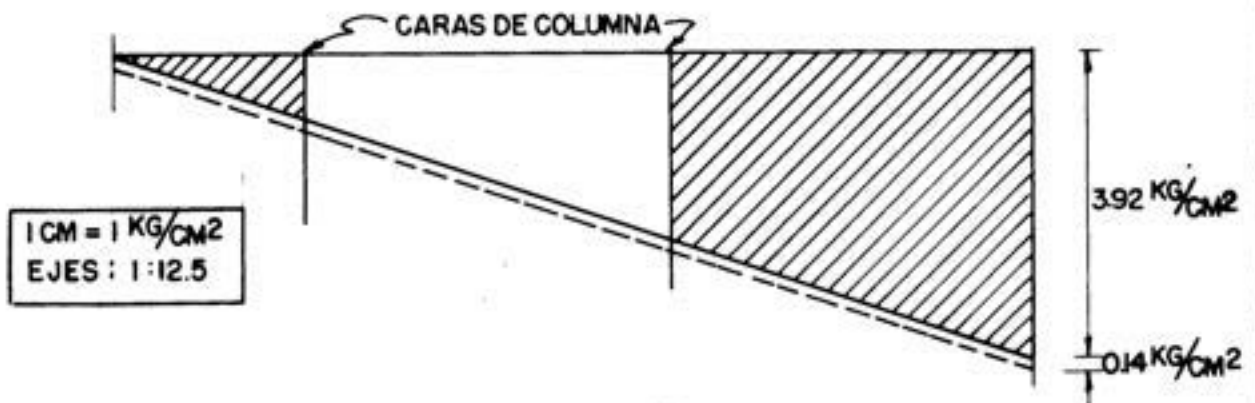


FIGURA-26
ZAPATA CD PRESIONES SOBRE EL TERRENO

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

pesor de la zapata sera 0.60 m. Las dimensiones obtenidas por tanteos serán: 1.50 x 1.00 m.

a) Máxima compresión en el terreno: (fig 25)

$$\text{Para el caso II : } \sigma = \frac{48,430}{15,000} \left(1 + \frac{6 \times 0.055}{1.5}\right) + \frac{2,160}{15,000} = 4.03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{para el caso IV : } \sigma = \frac{51,210}{15,000} \left(1 + \frac{6 \times 0.024}{1.5}\right) + \frac{2,160}{15,000} = 4.06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Para el caso VI : } \sigma = \frac{41,700}{15,000} \left(1 + \frac{6 \times 0.08}{1.5}\right) + \frac{2,160}{15,000} = 3.82 \text{ Kg/cm}^2$$

Podemos aceptar estas tensiones, que están prácticamente dentro de lo permisible. En realidad, como la verdadera distribución de presiones no es triangular, las verdaderas tensiones serán menores.

b) Cálculo del fierro: (Ver fig. 26)

La zapata se armará en dos sentidos.

$$\text{Para el caso IV: } \sigma_b = 3.92 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_a = 2.80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{En la cara de la columna: } \sigma_c = 3.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 0.85 \left(\frac{1}{2} \times 3.82 \times 100 \times 60^2 - \frac{1}{6} \times 0.45 \times 100 \times 60^2\right) = 570,000 \text{ Kg-cm}$$

$$M = 5,700 \text{ Kg-m} \quad A_s = \frac{5.7}{1.21 \times 0.52} = 9.0 \text{ cm}^2 = \varnothing \frac{1}{2}'' \text{ a } 0.14 \text{ m.}$$

$$\text{En el otro sentido: } M = \frac{1}{2} \times 100 \times 0.85 \times 3.93 \times 30^2 = 140,000 \text{ Kg - cm.}$$

$$M = 1,400 \text{ Kg - m.} \quad A_s = \frac{1.4}{1.21 \times 0.52} = 2.3 \text{ cm}^2 = \varnothing \frac{3}{8}'' \text{ a } 0.30 \text{ m.}$$

b) Esfuerzo cortante:

La sección crítica de esfuerzo cortante queda a 52 cm de la cara de la columna o sea a 8 cm del borde. El esfuerzo cortante será despreciable en esta zona.

c) Adherencia:

En este caso se considerará el esfuerzo cortante a la cara de la columna.

$$V = \frac{1}{2} \times 100 (3.92 + 3.47) \times 60 = 22,200 \text{ Kg.}$$

$$E_o = \frac{22,200}{21 \times 0.866 \times 52} = 23.5 \text{ cm.} \quad \varnothing \frac{1}{2}'' \text{ a } 0.14 = 29 \text{ cm.}$$

d) Compresión entre columna y zapata:

$$= \frac{N}{1/3 A_z} = \frac{51,210}{5,000} = 10.2 \text{ Kg/cm}^2$$

E. Cálculo del pórtico Extremo.-

Los pórticos extremos reciben sólo la mitad de las

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

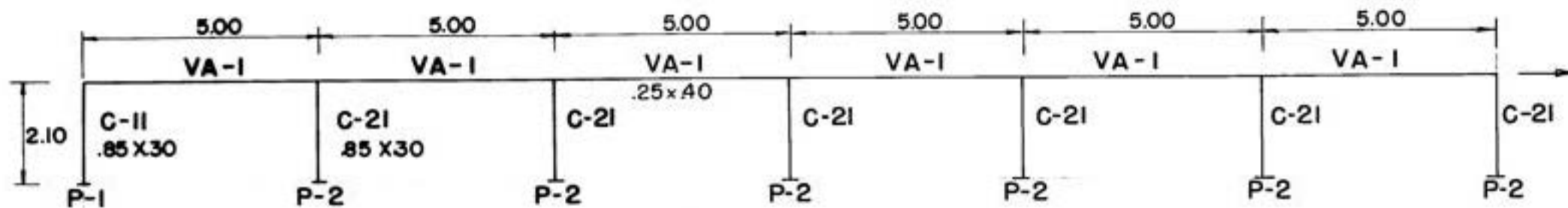


FIGURA - 27 CALCULO DE VIGA VA-I ESQUEMA DE EJES

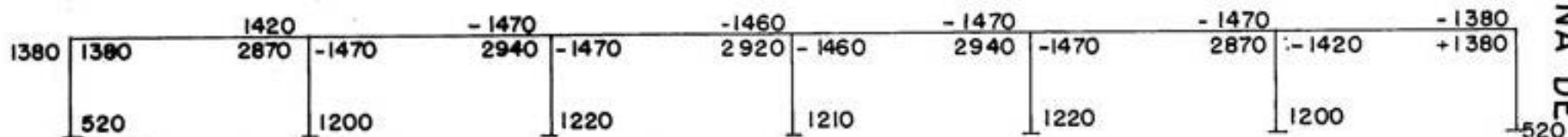


FIGURA - 28 CALCULO DE LA VIGA VA-I. MOMENTOS OBTENIDOS COMENZANDO EL HARDI CROSS CON $M_{cII} = 2700 \text{ KG-M}$ $M_{c2I} = 6400 = \text{KG-M}$

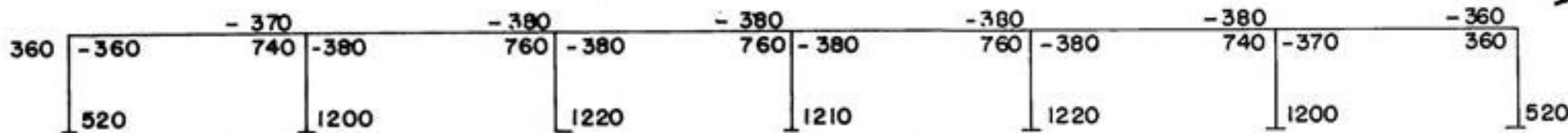


FIGURA - 29 CALCULO DE LA VIGA VA-I. MOMENTOS DE CALCULO

cargas que los pórticos centrales. Es por esa razón que se los ha diseñado de un menor espesor: 0.30 cm.

El cálculo se ha realizado siguiendo el mismo procedimiento que para calcular el pórtico tipo, asumiendo que las condiciones mas desfavorables son las mismas condiciones desfavorables del Pórtico General.

F.- Cálculo de las vigas de amarre.-

F-1. Cálculo de la viga VA-1.-

Sección de la viga: VA-1: 0.25x0.40 m.

Se estudiará el pórtico formado por las columnas GF de los pórticos P-1 y P-2 y la viga VA-1 (Ver fig. 27). Los momentos para comenzar el Hardy-Cross los obtenemos del siguiente cuadro:

Elemento	I	l	I/l	Reparticiones $\frac{1}{2}I/l^2$
C 11	0.85×3^3	2.10	1.1	C 11 = 0.6 0.27
C 21	0.85×4^3	2.10	2.6	VA 1 = 0.4 C 21 = 0.64 0.64
VA 1	0.25×4^3	5.00	0.7	VA-1 = 0.18

Para comenzar el Hardy-Cross colocaremos momentos de 6,400 Kg-m en todas las columnas C-21 y de 2,700 Kg-m en las columnas C-11. Luego después de efectuar el Hardy-Cross se llegaron a los siguientes resultados, mostrados en la fig. 28.

Estos momentos son originados por una fuerza:

$$F = \frac{2,050 + 1,380}{2.1} + \frac{4,630 + 2,870}{2.1} + \frac{4,670 + 2,940}{2.1} + \frac{4,650 + 2,940}{2.1} + \frac{4,670 + 2,620}{2.1} + \frac{4,630 + 2,870}{2.1} + \frac{2,050 + 1,380}{2.1} =$$

$$F = 21,250 \text{ Kg.}$$

La verdadera fuerza que actuó en dicho pórtico es el 5% del peso del techo y las vigas GH de los pórticos.

$$P = 6 \times 0.05 \times 18,720 = 5,600 \text{ Kg} \quad \frac{P}{F} = \frac{5,600}{21,250} = 0.26$$

Multiplicando por 0.26 los momentos de la fig. 28 obtenemos los momentos definitivos causados por un sismo en este pórtico y particularmente en la viga VA-1 (fig. 29). A estos momentos hay que agregarles los debidos al peso propio:

$$\text{peso propio} = 240 \text{ Kg/cm}^2 \quad w l'^2 = 240 \times 4.6^2 = 5,080 \text{ Kg-m.}$$

$$1/16 w l'^2 = 508 \text{ Kg-m} \quad 1/16 w l'^2 = 320 \text{ Kg - m.}$$

Combinando los dos efectos:

Máximo Momento negativo: 890 Kg-m

Máximo Momento positivo: 500 Kg-m

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TRIBUNA DE PRIMERA

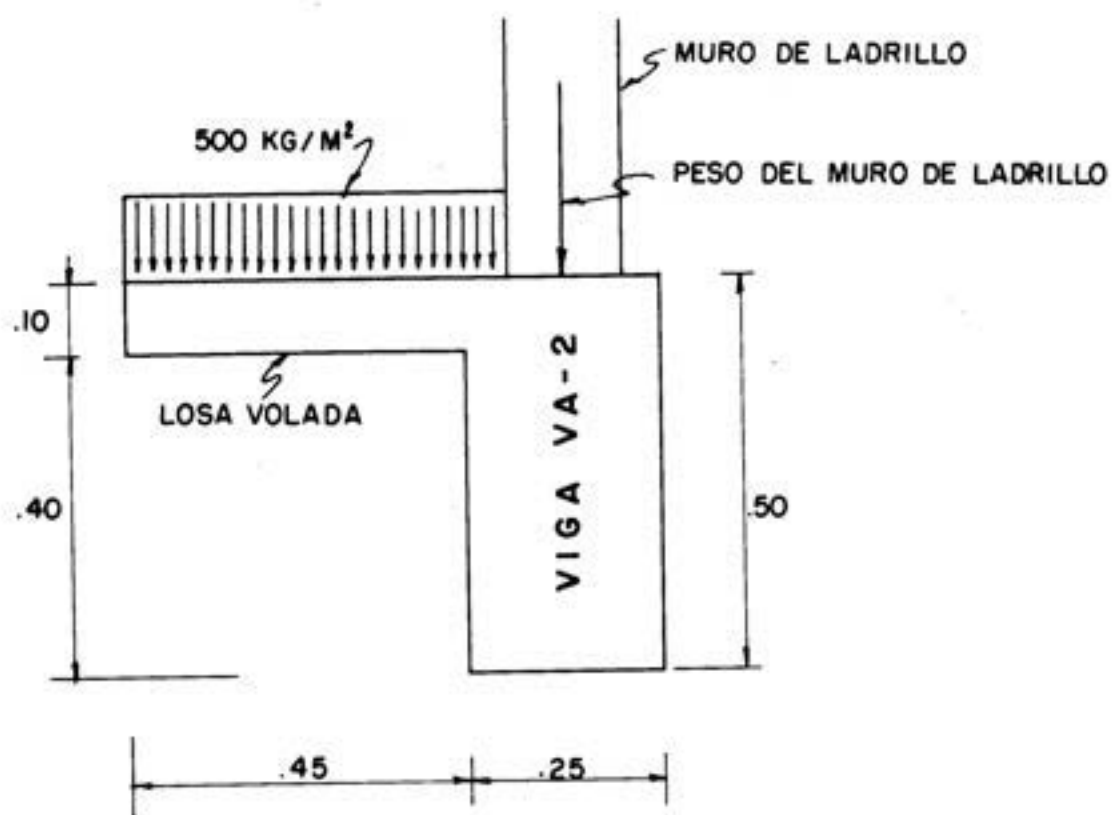


FIGURA - 30

CARGAS SOBRE LA VIGA VA-2

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$A_s (-) = \frac{0.90}{1.21 \times 0.34} = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s (+) = \frac{0.5}{1.21 \times 0.34} = 1.24 \text{ cm}^2$$

Fierro mínimo: $0.005bd = 0.005 \times 25 \times 34 = 4.25 \text{ cm}^2$

La viga se armará con $A_s = 4.25 \text{ cm}^2 = 1 \text{ } \emptyset 5/8" + 2 \text{ } \emptyset 1/2"$

Por ser la viga, viga de amarre, llevara estróbs en toda su longitud. $s \leq \frac{1}{4}d$ $s = 0.17$. (Ver plano B-5)

E-2. Cálculo de la viga VA - 2.-

(fig. 30)

peso propio	420 Kg/m
sobrecarga	250 Kg/m
peso pared de ladrillo	720 Kg/m

total: $w = 1,400 \text{ Kg/m}$

$$1/10 w l^2 = 1/10 \times 1,400 \times 4.6^2 = 2,960 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{2.96}{1.21 \times 0.44} = 5.5 \text{ cm}^2$$

Fierro mínimo: $A_s = 0.005 \times 44 \times 25 = 5.5 \text{ cm}^2$

$$M_c = Kbd^2 = 16.6 \times 0.25 \times 44^2 = 8,000 \text{ Kg-m}$$

Toda la viga se armará con fierro mínimo: $3 \text{ } \emptyset 5/8"$

Esfuerzo cortante: $V_c = 6.3 \times 25 \times 0.866 \times 44 = 6,000 \text{ Kg}$.

$V_{\text{máx}} = 2.5 \times 1,400 = 3,500 \text{ Kg}$. Por reglamento llevará

$\sphericalangle 3/8"$ a 0.22 (Para la armadura ver plano B-5)

E-3. Cálculo de las vigas VA-3 y VA-4.-

Estas vigas de amarre, junto con las columnas C-12 y C-22 de los planos P-1 y P-2 respectivamente forman el pórtico de la figura 31.

Para conocer el efecto de una fuerza horizontal aplicada en B o en C, seguimos el siguiente método:

1) Suponiendo el nudo B fijo, aplico una fuerza F_1 en C, que me originan momentos M_1 en los nudos y las reacciones R_1' y R_1''

2) Suponiendo el nudo C fijo, aplico una fuerza F_2 en B, que me origina momentos M_2 en los nudos y las reacciones R_2 y R_2''

3) Sean F_B y F_C las fuerzas horizontales aplicadas en B y C respectivamente (fig 31). Se tendrán las ecuaciones:

$$xF_1 + yR_2 = F_C$$

$$yF_2 + xR_1' = F_B$$

4) Una vez determinados los valores de "x" e "y" el momento en un nudo cualquiera será $M = xM_1 + yM_2$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

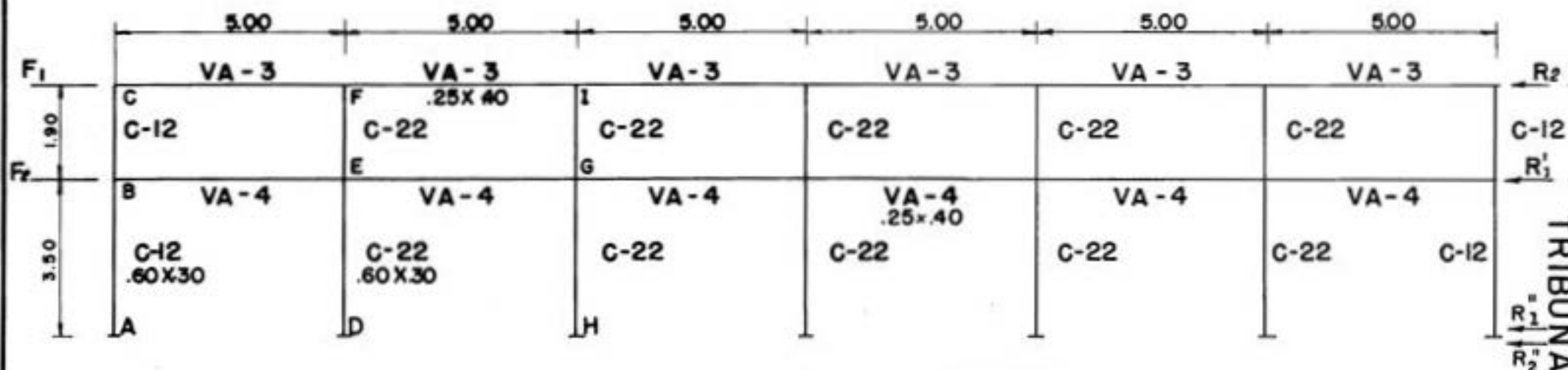


FIGURA-31 CALCULO DE LAS VIGAS VA-3 Y VA-4 Y ESQUEMA DE EJES Y CARGAS SOBRE EL PORTICO.

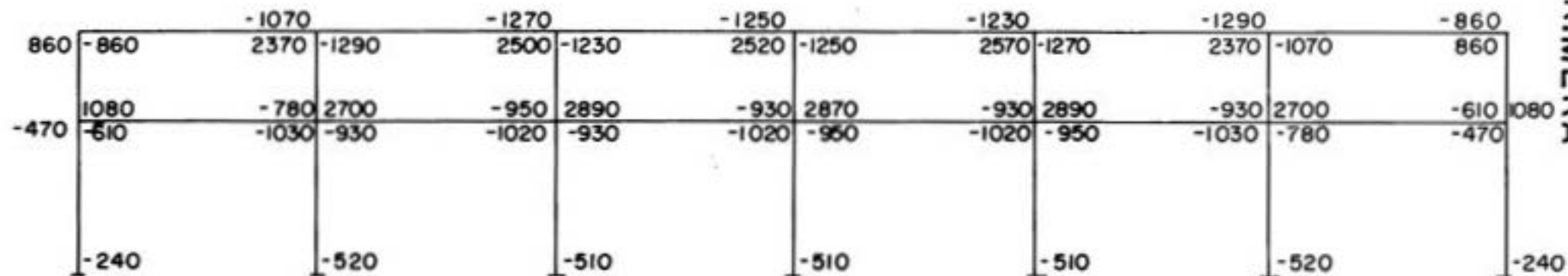


FIGURA-32 CALCULO DE LAS VIGAS VA-3 Y VA-4 MOMENTOS DEBIDOS A F_1

Para los pasos (1) y (2) emplearé el método indirecto, es decir, comenzar por darme momentos y determinar luego las fuerzas horizontales que los originan.

Elemento	l	I	I/l	K	I/l ³
AB	3.5	16.5	4.62	1.48	0.38
BC	1.9	16.2	8.55	2.75	2.36
BE - CF	5	16.0	3.2	1	----
EF	1.9	38.5	20.5	6.5	5.65
ED	3.5	38.5	11.0	3.52	0.9

Los coeficientes de distribución en los nudos están en la fig. 31.

Para el paso 1, comienza colocando $M = + 2,360$ Kg-m en los extremos de BC y $M = 5,650$ Kg-m en los extremos de EF (y elementos similares). Efectuando el Hardy-Cross, obtengo los momentos indicados en la fig. 32.

Con estos valores obtenemos:

$$F_1 = \frac{30,330}{1.9} = 16,000 \text{ Kg.}$$

$$R_1' = \frac{30,330}{1.9} = \frac{9,400}{3.5} = 18,700 \text{ Kg.}$$

$$R_1'' = - \frac{9,400}{3.5} = - 2,700 \text{ Kg.}$$

Para el 2^{do} Caso, comenzamos con los siguientes momentos.

En BC y similares: $M = - 2,360$ Kg-m

En EF y similares: $M = - 5,650$ Kg-m

En AB y similar: $M = 380 \times 3.5 / 1.9 = + 700$ Kg-m

En ED y similares: $M = 900 \times 3.5 / 1.9 = + 1,600$ Kg-m

Una vez efectuado el Hardy-Cross obtenemos los momentos indicados en la fig. 33.

$$\text{En este caso: } F_2 = \frac{32,500}{1.9} + \frac{17,740}{3.5} = 22,000 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = - \frac{32,500}{1.9} = - 17,000 \text{ Kg.}$$

$$R_2'' = - \frac{17,740}{3.5} = - 5,000 \text{ Kg.}$$

F_C es el 5% de las cargas verticales que actúan encima de C.

$$F_C = 0.05 \times 6 \times 42,560 = 12,800 \text{ Kg.}$$

F_B es el 5% de las cargas verticales que actúan entre B y C.

$$F_B = 0.05 \times 6 \times 2,670 = 800 \text{ Kg.}$$

Las ecuaciones serán:

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

	1120	1300	1280	1270	1310	870						
-870	870	-2450	1310	-2580	1270	-2560	1280	-2580	1300	-2450	1120	-870
	-1210	630	-3080	750	-3170	730	-3160	730	-3170	740	-3080	480
750	480	1720	740	1710	730	1710	730	1710	750	1720	630	750
	760		1510		1510		1510		1510		1510	760

FIGURA - 33 CALCULO DE LAS VIGAS VA-3 Y VA-4 MOMENTOS DEBIDOS A F₂

	-960	-1350	-1300	-1200	-1450	-970						
970	-970	2360	-1450	+2500	-1200	2700	-1300	2450	-1350	2360	-960	970
	400	-2000	600	-2550	1600	-2950	1800	-2520	1600	-2450	600	-1640
1200	-1640	3590	-2450	3400	-2520	4000	-2950	3400	-2550	3600	-2000	1200
	1900		3890		3950		3950		3950		3890	1900

FIGURA - 34 CALCULOS DE LAS VIGAS VA-3 Y VA-4 MOMENTOS FINALES FINALES EN EL PORTICO.

$$16,000x - 17,000y = 12,800$$

$$- 18,700x + 22,000y = 800$$

cuyas soluciones son: $x = 8.22$; $y = 7.0$

Con estos valores determinamos los momentos definitivos en el Pórtico, debidos a las fuerzas horizontales F_B y F_C ; que se encuentran anotados en la fig. 34.

A estos momentos así determinados se les debe sumar los debidos al peso propio de las vigas, para calcular el fierro.

a) Viga VA-3:

Peso propio: 300 Kg/m

$$\text{Máx. momento negativo: } M = -1/10wl^2 = -1/10 \times 300 \times 4.6^2 = -630 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Máx. momento positivo: } M = 1/14 wl^2 = 1/14 \times 300 \times 4.6^2 = 450 \text{ Kg-m}$$

Combinando estos momentos con los debidos al sismo y dividiendo entre 1.33:

$$\text{Máx. momento negativo} = -1,580 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{1.58}{1.21 \times 0.34} = 3.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Máx. Momento positivo} = 1,050 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{1.05}{1.21 \times 0.34} = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fierro mínimo: } A_s = 0.005 \times 25 \times 34 = 4.25 \text{ cm}^2 = 1 \text{ } \phi \text{ } 5/8" + 2 \text{ } \phi \text{ } 1/2"$$

$$M_c = Kbd^2 = 4,800 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Máximo esfuerzo cortante: } V = \frac{1}{2} \times 300 \times 5 + \frac{1,450 + 1,350}{5} = 1,280 \text{ KG}$$

$$V_c = 6.3 \times 0.866 \times 25 \times 34 = 4,640 \text{ Kg.}$$

Por reglamento colocaremos $\square 3/8"$ a 0.17 m.

b) Viga VA-4:

peso propio: 300 Kg/m. Los momentos de peso propio serán los mismos que para la viga VA - 3. Combinando peso propio y sismo y dividiendo entre 1.33

$$\text{Máx. momento negativo} = 2,700 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{2.7}{1.21 \times 0.34} = 6.7 \text{ cm}^2 = 1 \text{ } \phi \text{ } 3/4" + 2 \text{ } \phi \text{ } 5/8"$$

$$\text{Máx. Momento positivo} = M = 1,50 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{1.25}{1.21 \times 0.34} = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bierro mínimo: } A_s = 0.005 \times 25 \times 34 = 4.25 \text{ cm}^2 = 1 \text{ } \phi \text{ } 5/8" + 2 \text{ } \phi \text{ } 1/2"$$

Para el armado de la viga ver plano B-5.

$$\text{Máx. esfuerzo cortante: } V = \frac{1}{2} \times 300 \times 5 + 1/5(2,950 + 2,250) = 1,800 \text{ Kg}$$

$$V_c = 4,640 \text{ Kg. Por reglamento colocaremos } \square 3/8" \text{ a } 0.17 \text{ m.}$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TRIBUNA DE PRIMERA

EJES Y CARGAS

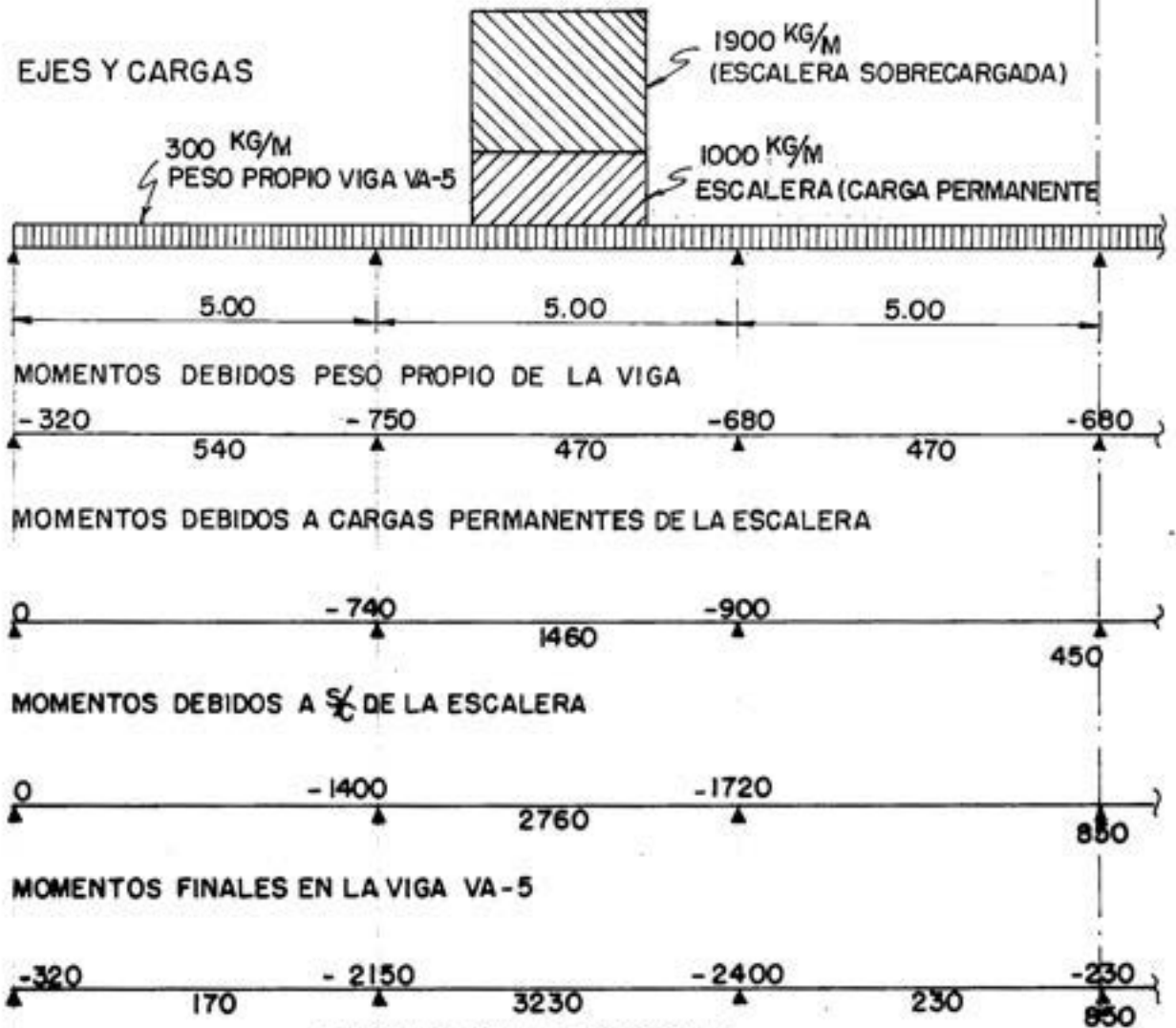


FIGURA -36
ENVOLVENTE DE MOMENTOS
DE VIGA VA-5

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

F-4. Cálculo de la viga VA-5.-

La carga principal sobre esta viga, es el peso de las escaleras. Por ello calcularé la viga para peso propio y escaleras y luego la verificaré para el caso de sismo. (Ver fig. 35)

- a) Carga repartida a todo lo largo: peso propio = 300 Kg/M
 Cargas debidas a la escalera: permanentes = 1,000 Kg/m
 sobrecarga = 1,900 Kg/m

Calcularemos los momentos producidos por la carga permanente de la escalera (Hardy Cross)

$$M_{BC} = -1,000 \times 2.4 \times 5 \left\{ 3 - \left(\frac{2.4}{5} \right)^2 \right\} = 1,340 \text{ Kg-m}$$

Momento Isostático máximo: $M = \frac{1,000 \times 24}{4} (5 - 1.2) = 2,280 \text{ Kg-m}$

Para el Hardy-Cross los coeficientes de repartición en los nudos B y C son 0.5, en A es 1 y en D es 0.

AB	BA	BC	CB	CD	DC
		1,340	-1,340		
	-670	-670	670	670	
- 335	170	330	- 330		335
+ 335	-250	- 250	+ 170	170	
- 125	60	85	- 125		85
125	- 70	70	60	60	30
000	- 740	740	- 900	900	450

Para la carga de 1,900 kg/m se multiplican estos momentos por 1.9.

Para la carga uniformemente repartida, aplicamos coeficientes (Iguales a los empleados al calcular VA-3 y VA-2). Luego se suman los momentos debidos a las tres causas, combinando los casos mas desfavorables (fig. 35) obteniéndose la envolvente de los momentos (fig 36)

Para $M = 3,230 \text{ Kg-m}$ $A_s = \frac{3.23}{1.21 \times 0.44} = 5.82 \text{ cm}^2 = 3 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$

Para $M = 2,400 \text{ Kg-m}$ $A_s = \frac{2.4}{1.21 \times 0.44} = 4.52 \text{ cm}^2$

Fierro mínimo: $A_s = 0.005 \times 25 \times 44 = 5.5 \text{ cm}^2 = 3 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$. Toda la viga se armará con 3 \emptyset 5/8"

- b) Comprobación por sismo:

La viga VA-5 con las columnas C 13 y C 23 de los pórticos P-1 y P-2 respectivamente, forma el pórtico indicado en

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

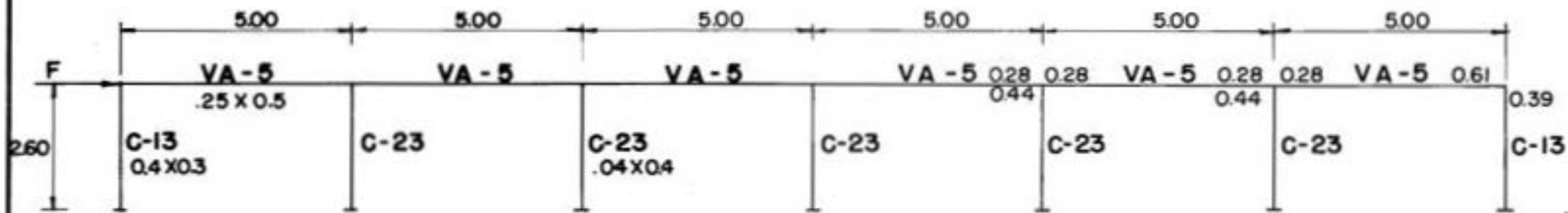


FIGURA - 37 CALCULO DE LA VIGA VA-5 FUERZAS HORIZONTALES

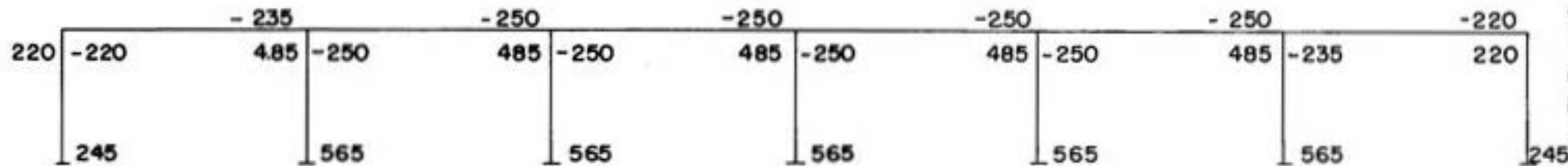


FIGURA - 38 CALCULO DE LA VIGA VA-5. HARDY CROSS.

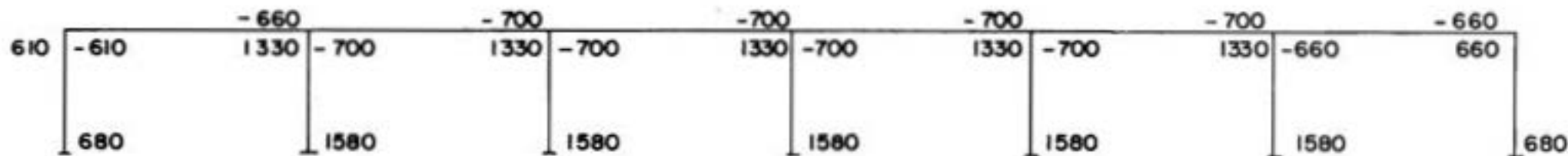


FIGURA - 39 CALCULO DE LA VIGA VA-5 MOMENTOS DIFINITIVOS EN EL PORTICO.

la fig. 37.	Elemento	I	l	I/l
	VA-5	310	5.00	62.5
	C-13	108	5.60	40.0
	C-23	256	2.60	98

Los coeficientes de repartición son los indicados en la fig. 37.

Para comenr colocó en los extremos de la columna C13 $M = 270 \text{ Kg-m}$ y en la columna C-23 $M = 640 \text{ Kg-m}$. (Proporcionales a I/l^3 , siendo l la misma para los dos). Efectuando el Hardy-Cross obtengo los resultados indicados en la fig. 38.

Estos momentos son producidos por una fuerza horizontal

$$F = \frac{6,175}{2.6} = 2,370 \text{ Kg.}$$

La verdadera fuerza horizontal es $F = 0.05 \times 6 \times 22,098 = 6,600$
El coeficiente de multiplicación de los momentos será: $\frac{6,600}{2,370} = 2.78$

Los momentos definitivos causados por el sismo en esta estructura están indicados en la fig. 39.

Sumando el máximo Momento negativo debido a la escalera y el debido al sismo y dividiendo entre 1.33 se obtiene:

$$M = \frac{2,400 + 700}{1.33} = 2,310 \text{ Kg-m. O sea que la viga resiste perfectamente el sismo.}$$

Esfuerzo cortante:

El máximo esfuerzo cortante será: $V = \frac{1}{2} \times 2,900 \times 2.4 + \frac{1}{2} \times 300 \times 5 = 4,250 \text{ Kg.}$
 $V_c = 6.3 \times 25 \times 0.866 \times 44 = 6,000 \text{ Kg.}$

G. Comprobación de las columnas para el caso de sismo lateral. Comprobaremos que un sismo lateral no afecta la resistencia de las columnas, pues los esfuerzos que produce en ellas, son menores de la tercera parte de los debidos a las cargas normales.

$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_b} + \frac{f_{by}}{F_b} \leq 1.33$ para caso de sismo. Asumiendo que, en el peor de los casos $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_b} = 1$, se deberá tener: $\frac{f_{by}}{F_b} \leq 0.33$

$f_{by} = Mt/2I$	$F_b = 94.5 \text{ Kg/cm}^2$					
	C-21	C-22	C-23	C-11	C-12	C-13
N	18,720	22,100	42,600	9,210	11,800	24,000
M	1,220	2,000	4,000	520	680	1,900
I	450,000	212,000	320,000	190,000	89,500	134,000
t	40	40	40	30	30	30
f_{by}	5.4	19	25	4.1	11.4	21.4
f_{by}/f_b	0.057	0.20	0.265	0.042	0.12	0.226

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

III Tribuna de Segunda

$$\begin{aligned} \text{Cargas de trabajo: } f'_c &= 140 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_s &= 1,400 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{terreno: } w &= 4 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

A. Muro de contención tipo C (lado de la piscina).

a) Características del relleno:

$$\gamma = 1,900 \text{ Kg/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ$$

f = 0.55 (rozamiento relleno-concreto)

$$C_{ah} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \cos\phi} = 0.27$$

Dada la poca altura del muro, lo haremos de concreto ciclópeo. La sobrecarga será 740 Kg/m^2 (losa de concreto y sobrecarga tribuna)

$$\text{Altura de sobrecarga: } h' = \frac{740}{1,900} = 0.4 \text{ m}$$

b) Cálculo de la estabilidad del muro:

Las dimensiones del muro serán las indicadas en la fig. 40.

$$P = \frac{1}{2} C_{ah} w h (h + 2h') = 985 \text{ Kg.}$$

$$y = \frac{h}{3} \times \frac{h + 3h'}{h + 2h'} = 0.62 \text{ m}$$

$$M = Py = 610 \text{ Kg-m} = 0.61 \text{ Ton-m.}$$

Momento resistente del Muro en Ton-m.

Nº	A	w	d	M
1	0.32	0.769	0.4	0.306
2	0.24	0.576	0.3	0.173
3	0.18	0.432	0.5	0.216
4	0.18	0.342	0.6	0.205
5	0.12	0.228	0.75	0.171
6	0.24	0.456	0.50	0.228
Total		2.803		1.299

$$\text{Coeficiente de seguridad al volteo: } C_v = \frac{1.299}{0.61} = 1.562$$

$$\text{Coeficiente de seguridad al deslizamiento: } C_s = \frac{2.803 \times 0.55}{0.985} = 1.562$$

$$\text{Punto de paso de la resultante: } x = \frac{1.299 - 0.61}{2.803} = 0.25 \text{ m}$$

La resultante cae casi dentro del tercio central.

Longitud aprovechable de la zapata: (para transmitir cargas al terreno: $l = 3x = 3 \times 0.25 = 0.75 \text{ m.}$

Máxima presión sobre el terreno:

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TRIBUNA DE SEGUNDA

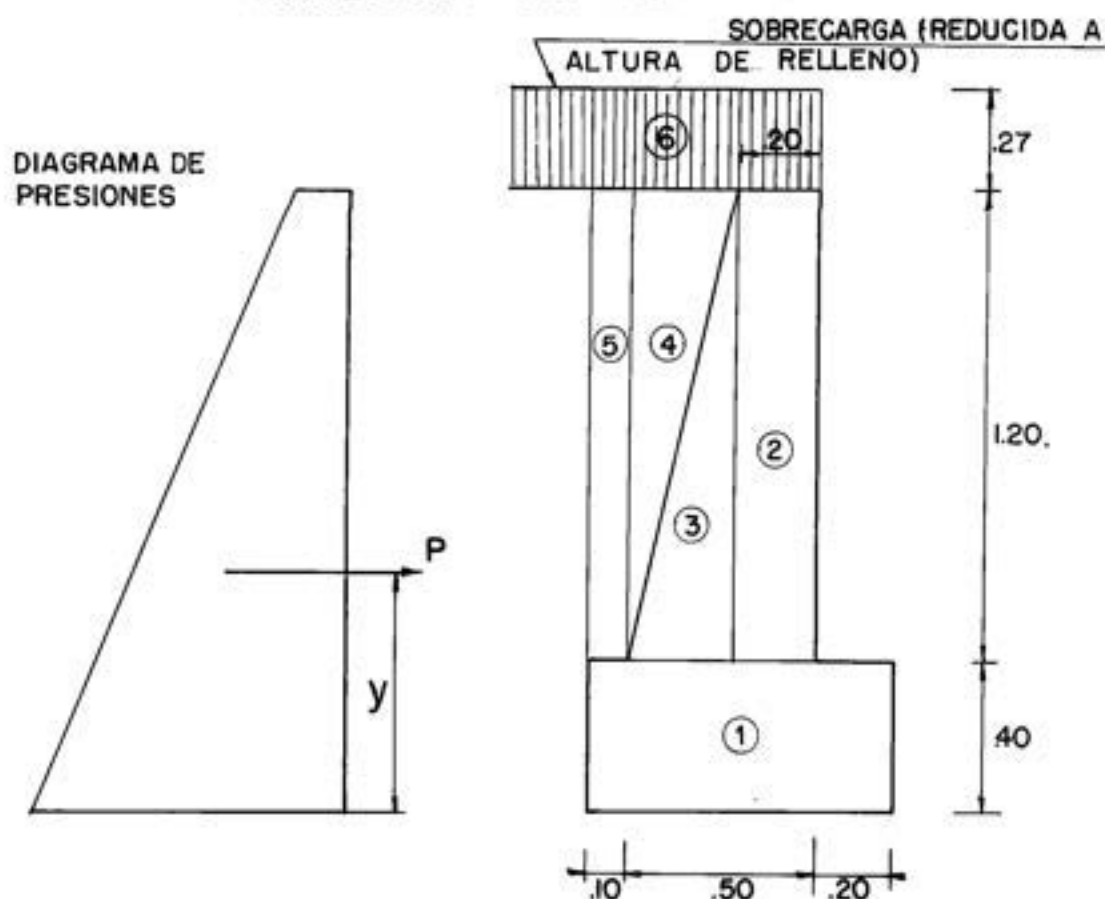


FIGURA-40
 MURO DE CONTENCION TIPO (B)
 DIMENSIONES. CARGAS Y PRESIONES

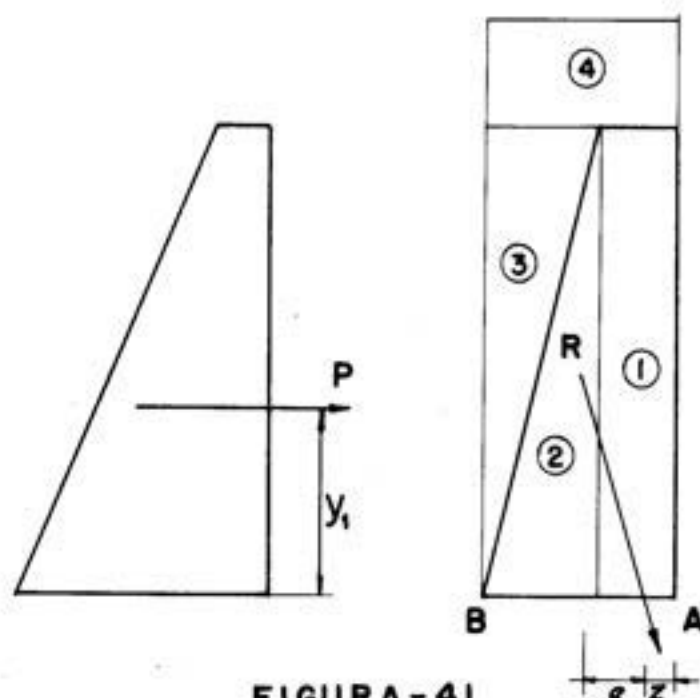


FIGURA-41
 MURO DE CONTENCION TIPO (B)
 COMPROBACION DE LA SECCION AB

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$= \frac{2P}{b1} = \frac{2 \times 2,803}{75 \times 100} = 0.62 \text{ Kg/cm}^2$$

c) Comprobación de la sección AB del muro (ver fig. 41):

En este caso el empuje será:

$$P = \frac{1}{2} \times 0.27 \times 1,900 \times 1.2(1.2 + 0.8) = 620 \text{ Kg.}$$

$$y = \frac{1.2}{3} \times \frac{1.2 + 1.2}{1.2 + 0.8} = 0.48 \text{ m.}$$

$$M = 620 \times 0.48 = 300 \text{ Kg-m} = 0.3 \text{ Ton-m.}$$

Para el muro de contención:

	A	w	d	M
1	0.24	0.576	0.1	0.0576
2	0.18	0.432	0.3	0.1296
3	0.18	0.342	0.4	0.1365
4	0.20	0.380	0.25	0.0950
Total		1.730		0.4187

$$x = \frac{0.4187 - 0.3}{1.73} = 0.07$$

Exentricidad: $1 = 0.25 - 0.07 = 0.18$ (fuera del tercio central)

Máxima tracción en el concreto:

$$\sigma_t = \frac{1730}{50 \times 100} \left(1 - \frac{6 \times 0.18}{0.5}\right) = 0.4 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Valor completamente despreciable.}$$

B. Muro de contención tipo A (lado de la calle).-

En este caso dada la altura del relleno (5,05m) emplearemos un muro de contrafuertes. Las características del relleno son las mismas que en el caso anterior, con la diferencia de que en este caso la superficie del relleno es inclinada.

Los contrafuertes están espaciados 3 metros entre ejes.

B-1. Cálculo de las presiones y estabilidad del muro.-

Las dimensiones de la sección típica del muro son las indicadas en la fig. 42. Para estudiar la estabilidad del muro aplicaremos el método de Coulomb para obtener la cuña de máximo empuje.

La sobrecarga y el peso de las graderías los estimamos en 800 Kg/m^2 lo que nos da $h_s = 800/1,900 = 0.42 \text{ m.}$

Estudiando una franja de 1m. de ancho:

El peso de una cuña cualquiera, como la FJK (fig. 42) será: $W = \frac{1}{2} FJ \times KL \times \gamma = \frac{1}{2} \times 5,15 \times 1,900 \times KL = 4900KL.$

Llevamos KL sobre la línea de pendiente. De la construcción gráfica de Cullman obtenemos la cuña de máximo empuje FJM. El

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TRIBUNA DE SEGUNDA

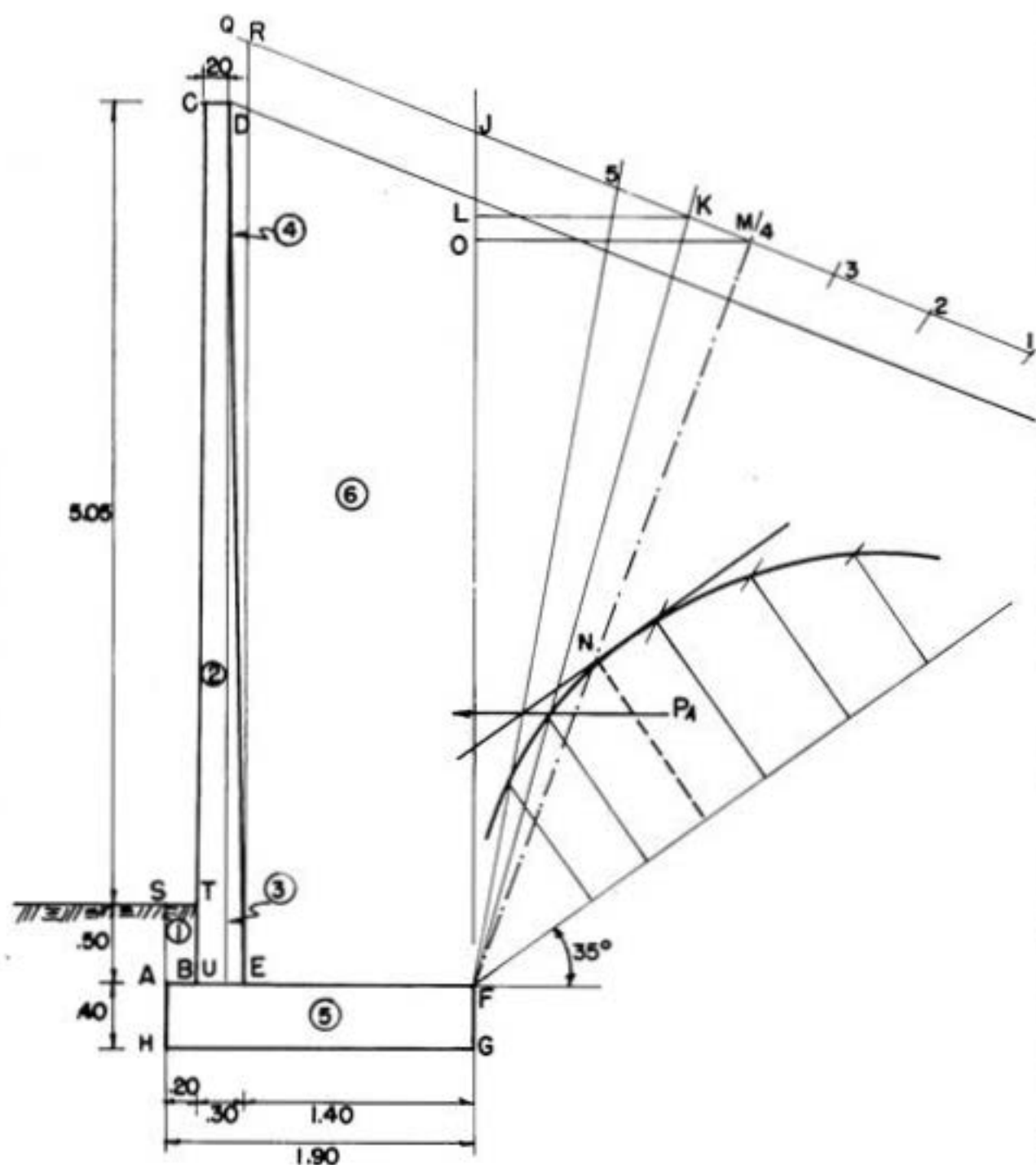


FIGURA - 42
CALCULO DE ESTABILIDAD DEL MURO DE
CONTRAFUERTE POR EL METODO COULOMB.

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TRIBUNA DE SEGUNDA

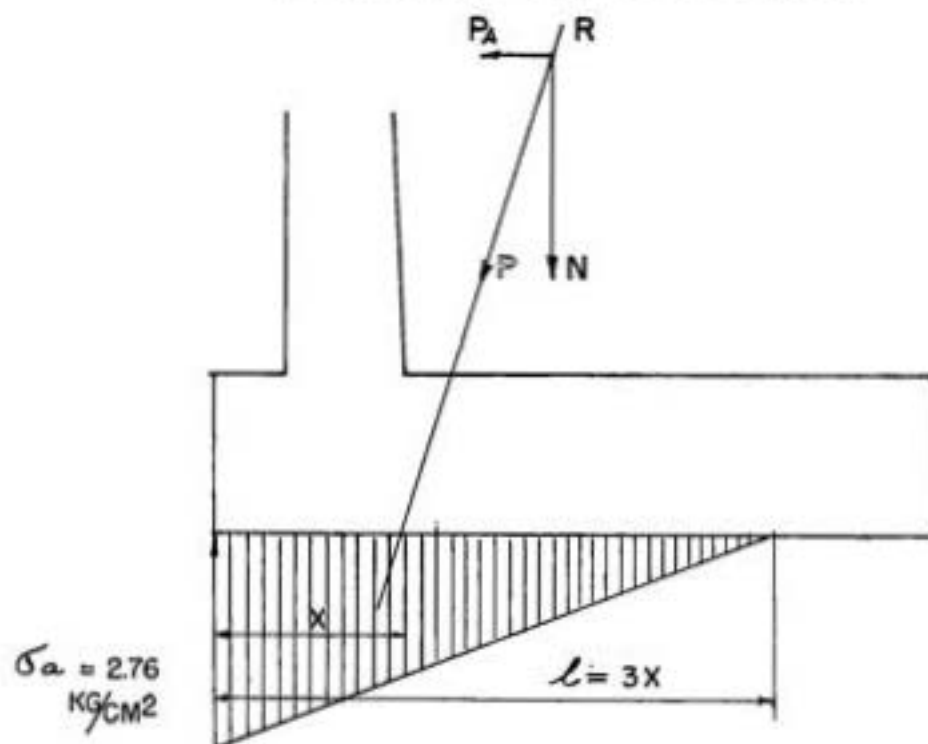


FIGURA-43
PRESIONES DE LA ZAPATA DEL
CONTRAFUERTE SOBRE EL TERRENO

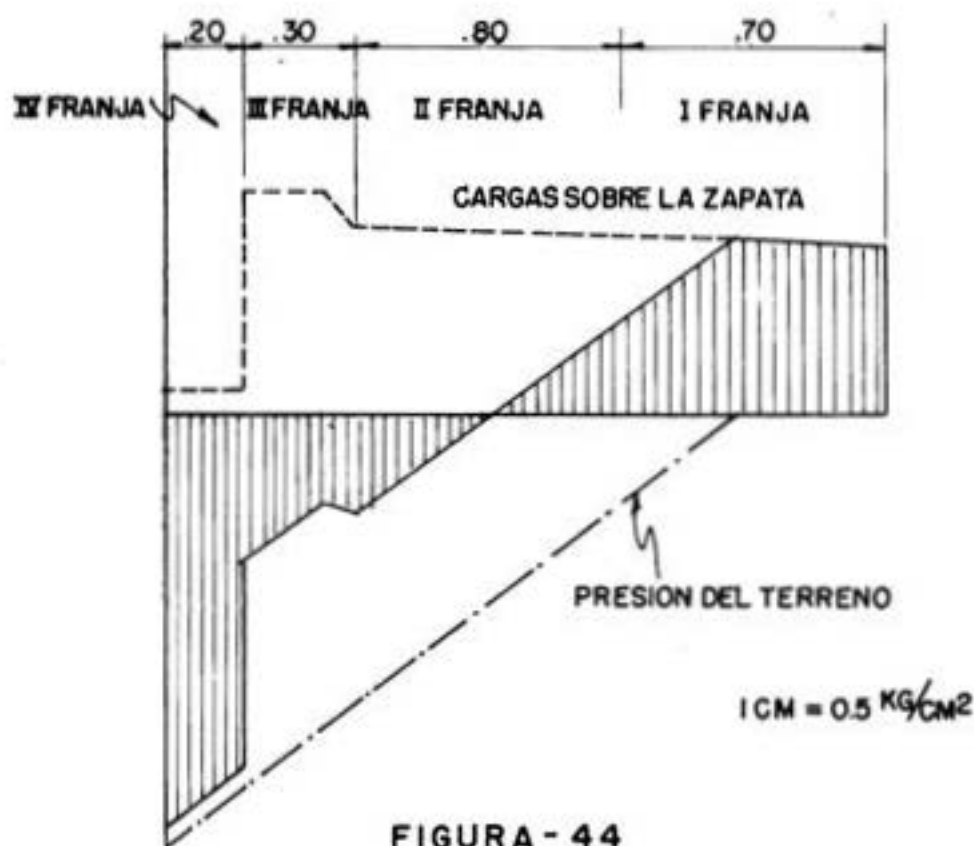


FIGURA - 44
DIAGRAMA DE PRESIONES SOBRE LA
ZAPATA DEL MURO DE CONTRAFUERTE

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

valor del máximo empuje activo con respecto a H será:

$$M = 2.12 \times 5,430 = 11,500 \text{ Kg-m/m.}$$

El momento resistente del muro lo obtenemos del siguiente cuadro:

Elemento	A	w	d	M
1 A S T B	0.10	0.19	0.10	0.019
2 C D U E	1.10	2.64	0.30	0.792
3 D U E	0.275	0.66	0.43	0.285
4 Q R E D	0.76	0.605	0.47	0.283
5 A F G H	0.76	1.96	0.95	1.88
6 R E J F	7.07	14.65	1.18	17.30
Total		20.705		20.56

$$\text{Coeficiente de seguridad al volteo: } C_v = \frac{20.56}{11.5} = 1.79$$

$$\text{Coeficiente de seguridad al deslizamiento: } C_s = \frac{20.70 \times 0.55}{5,430} = 1.91$$

$$\text{Punto de paso de la resultante: } x = \frac{20.56 - 11.5}{20.70} = 0.487$$

Longitud aprovechable de la zapata: $l = 3x = 3 \times 0.487 = 1.50 \text{ m.}$

Máxima presión sobre el terreno:

$$\sigma_t = \frac{2 \times 20,700}{150 \times 100} = 2.76 \text{ Kg/cm}^2$$

B-2. Cálculo de las presiones sobre la pantalla del muro.-

La presión unitaria p_a en Kg/m^2 a una profundidad h (en m) será: $p_a = ch$. La presión total a una profundidad h , será:

$$P_a = \frac{1}{2} h \cdot ch = \frac{1}{2} ch^2$$

Del estudio anterior, para $h = 5.15 \text{ m}$ $P_A = 5,430 \text{ Kg/m}$, luego:

$$c = \frac{5,430 \times 2}{515^2} = 410 \text{ Kg/m}^3$$

y la presión, a una profundidad "h" (medida desde el nivel superior de la sobrecarga convertida en altura de relleno) será:

$$p_a = 410 h \quad \text{Kg/m}^2$$

B-3. Cálculo de la pantalla del muro.-

Se calculará dividiéndola en 5 franjas horizontales de 1 m. de ancho, excepto la superior, cuyo ancho será 1.5 m. Cada franja trabajará como una viga continua. Siguiendo las recomendaciones dadas por Urquhart, emplearé los siguientes coeficientes para los momentos:

$$\begin{aligned} \text{Momento positivo: } & \text{1}^{\text{er}} \text{ tramo} && 1/9 w l^2 \\ & \text{otros tramos} && 1/10 w l^2 \\ \text{Momento negativo: } & \text{2}^{\text{do}} \text{ apoyo:} && - 1/10 w l^2 \\ & \text{otros apoyos:} && - 1/12 w l^2 \end{aligned}$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TRIBUNA DE SEGUNDA

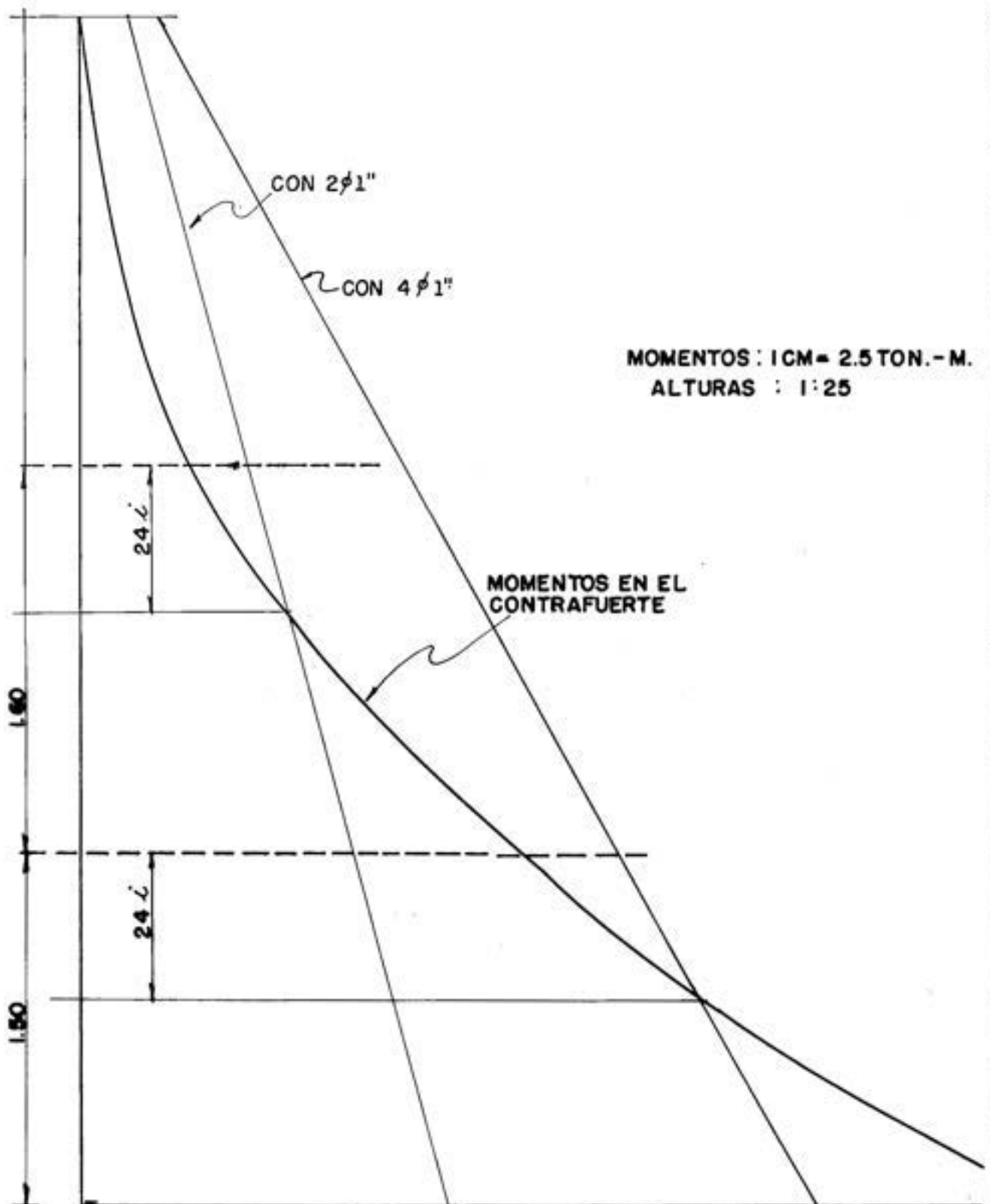


FIGURA - 45
DIAGRAMA DE MOMENTOS QUE SOPORTA EL CONTRAFUERTE
DISTRIBUCIÓN DE LOS FIERROS

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Estos coeficientes son para las dos franjas inferiores. Para las demás franjas.

$$\text{Momento positivo: 1er tramo: } 1/9wl'^2$$

$$\text{otros tramos: } 1/10wl'^2$$

$$\text{Momento negativo: 2do apoyo: } -1/9wl'^2$$

$$\text{otros apoyos: } -1/10wl'^2$$

En todos los casos, como el ancho del contrafuerte es $b = 0.30\text{m}$
 $l' = 2.70\text{ m}$.

Las franjas se numerarán de abajo a arriba.

$$\text{a) 1ª franja: } p = 410 \times 5.92 = 2,430 \text{ Kg/m} \quad d = 0.22$$

$$M_c = Kbd^2 = 11 \times 100 \times 22^2 = 532,000 \text{ Kg-cm.} = 5,320 \text{ Kg-m.}$$

Momento negativo:

$$\text{2do. apoyo: } M = 1/10 \times 2,430 \times 2.7^2 = 1,780 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{1.78}{1.21 \times 0.22} = 6.7 \text{ cm}^2 = \emptyset \frac{1}{2}'' \text{ a } 0.48 + \emptyset \frac{5}{8}'' \text{ a } 0.48$$

$$\text{Otros apoyos: } M = 1/12 \times 2,430 \times 2.7^2 = 1,480 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{1.48}{1.21 \times 0.22} = 5.6 \text{ cm}^2 = \emptyset \frac{1}{2}'' \text{ a } 0.24 \text{ m.}$$

Momento positivo:

$$\text{1er tramo: } M = 1,780 \text{ Kg-m} \quad A_s = 6.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{otros tramos: } 1,480 \text{ Kg-m.} \quad A_s = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fierro mínimo: } 0.0025bd = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fierro de repartición: } 0.0020bt = 6 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo cortante:

$$v = \frac{1}{2} \times 2,430 \times 2.7 = 3,290 \text{ Kg.} \quad v = \frac{3,290}{100 \times 0.866 \times 22} = 1.76 \text{ Kg/cm}^2$$

Adherencia:

$$E_o = \frac{3,290}{14 \times 0.866 \times 22} = 12.3 \text{ cm.} \quad \emptyset \frac{1}{2}'' \text{ a } 0.24 = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{b) 2da franja: } p = 410 \times 4.92 = 2,020 \text{ Kg/m}^2 \quad d = 0.202 \text{ m.}$$

$$M_c = Kbd^2 = 4,500 \text{ Kg-m.}$$

Momento negativo:

$$\text{2do apoyo: } M = 1,480 \text{ kg-m} \quad A_s = 6.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{otros apoyos: } M = 1,230 \text{ Kg-m} \quad A_s = 5.02 \text{ cm}^2$$

Momento positivo

$$\text{1er tramo: } M = 1,480 \text{ kg-m} \quad A_s = 6.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{otros tramos: } M = 1,230 \text{ Kg-m} \quad A_s = 5.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fierro mínimo: } 0.0025 \times 20.2 \times 100 = 5.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } V = 2,740 \text{ Kg.} \quad v = 1.56 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Adherencia: } E_o = 11.6 \text{ cm.}$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$c) 3ra \text{ franja: } p = 410 \times 3.92 = 1,610 \text{ Kg/m}^2 \quad d = 0.184$$

$$M_c = Kbd^2 = 3,730 \text{ Kg-m.}$$

Momento negativo:

$$\begin{aligned} 2do \text{ apoyo} & : M = 1,300 \text{ Kg-m} & A_s & = 5.83 \text{ cm}^2 \\ \text{otros apoyos} & : M = 1,170 \text{ Kg-m} & A_s & = 5.25 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Momento positivo:

$$\begin{aligned} \text{1er tramo:} & M = 1,300 \text{ Kg-m.} & A_s & = 5.83 \text{ cm}^2 \\ \text{otros tramos:} & M = 1,170 \text{ Kg-m.} & A_s & = 5.25 \text{ cm}^2 \\ \text{Fierro m\u00ednimo:} & 0.0025 \times 100 \times 18.4 = 4.6 \text{ cm}^2 \\ \text{Esfuerzo cortante:} & V = 2,170 \text{ Kg} & v & = 1.36 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Adherencia:} & E_o = 9.85 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$d) 4ta \text{ franja: } p = 410 \times 2.92 = 1,200 \text{ Kg/m}^2 \quad d = 0.165 \text{ m.}$$

$$M_c = Kbd^2 = 3,000 \text{ Kg-m.}$$

Momento negativo:

$$\begin{aligned} 2do \text{ apoyo} & : M = 970 \text{ Kg-m} & A_s & = 4.86 \text{ cm}^2 \\ \text{otros apoyos} & M = 880 \text{ Kg-m} & A_s & = 4.38 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Momento positivo:

$$\begin{aligned} \text{1er tramo:} & M = 970 \text{ Kg-m} & A_s & = 4.86 \text{ cm}^2 \\ \text{otros tramos:} & M = 880 \text{ Kg-m} & A_s & = 4.38 \text{ cm}^2 \\ \text{Fierro m\u00ednimo:} & 0.0025 \times 100 \times 18.4 = 4.14 \text{ cm}^2 \\ \text{Esfuerzo cortante:} & V = 1,640 \text{ Kg.} & v & = 1.08 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Adherencia:} & E_o = 8.15 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$e) 5ta \text{ franja: } p = 410 \times 1.92 = 790 \text{ Kg/m}^2 \quad d = 0.148 \text{ cm.}$$

$$M_c = Kbd^2 = 2,400 \text{ Kg-m}$$

Momento negativo:

$$\begin{aligned} 2do \text{ apoyo} & : M = 640 \text{ Kg-m} & A_s & = 3.56 \text{ cm}^2 \\ \text{Otros apoyos:} & M = 580 \text{ Kg-m} & A_s & = 3.23 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Momento positivo:

$$\begin{aligned} \text{1er tramo:} & M = 640 \text{ Kg-m} & A_s & = 3.56 \text{ cm}^2 \\ \text{otros tramos:} & M = 580 \text{ Kg-m} & A_s & = 3.23 \text{ cm}^2 \\ \text{Fierro m\u00ednimo:} & 0.0025 \times 100 \times 14.8 = 3.7 \text{ cm}^2 \\ \text{Esfuerzo cortante:} & v = 1,070 \text{ Kg.} & v & = 0.82 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Adherencia:} & E_o = 6.28 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Nota: para la distribuci\u00f3n de la armadura ver plano C-2.

B-4. C\u00e1lculo de la Zapata.-

La zapata se calcular\u00e1 como una viga continua apoyada en los contrafuertes. Para el c\u00e1lculo se dividir\u00e1 en franjas, de acuerdo al diagrama de presiones sobre la zapata. (Ver fig. 43 y 44).

$$a) \text{ Cargas sobre el terreno: } \quad x = \frac{20.56 - 11.5}{20.7} = 0.487$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$l = 3x = 1.50 \text{ (aprox)}$$

$$a = \frac{2 \times 20,700}{150 \times 100} = 2.76 \text{ Kg/cm}^2 \quad b = 0.$$

peso propio de la zapata: $0.4 \times 2,400 \times 0.0001 = 0.98 \text{ Kg/cm}^2$

peso del relleno: mínimo: $5.15 \times 1,900 \times 0.0001 = 0.98 \text{ Kg/cm}^2$
 máximo: $5.85 \times 1,900 \times 0.0001 = 1.11 \text{ Kg/cm}^2$

Con estos datos construyo el diagrama de presiones contra la zapata (fig. 44). En base a este diagrama, divido la zapata en las cuatro franjas indicadas en la misma figura.

b) Cálculo de la franja I.:

Ancho de la franja: $b = 0.7 \text{ m.}$

Carga: $1.10 \times 100 \times 70 = 7,700 \text{ Kg/m.}$

los coeficientes para los momentos serán los mismos que los empleados para calcular la pantalla (franjas inferiores).

$$M_o = Kbd^2 = 11 \times 70 \times 32^2 = 790,000 \text{ Kg-cm} = 7,900 \text{ Kg-m.}$$

Momento negativo:

$$\text{2do. apoyo: } M = 1/10 \times 7,700 \times 2.7^2 = 5,620 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{5.62}{1.21 \times 0.32} = 14.5 \text{ cm}^2 = \emptyset 5/8" \text{ a } 0.10$$

$$\text{otros apoyos: } m = 1/12 \times 7,700 \times 2.7^2 = 4,690 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{4.69}{1.21 \times 0.32} = 12.2 \text{ cm}^2 = \emptyset 5/8" \text{ a } 0.11$$

Momento positivo:

$$\text{1er tramo: } M = 5,620 \text{ Kg-m} \quad A_s = 14.5 \text{ cm}^2 = \emptyset 5/8" \text{ a } 0.10$$

$$\text{otros tramos: } M = 4,690 \text{ Kg-m} \quad A_s = 12.2 \text{ cm}^2 = \emptyset 5/8" \text{ a } 0.11$$

$$\text{Fierro mínimo: } 0.0025bd = 5.6 \text{ cm}^2$$

Para distribución de los fierros ver plano C-2.

$$\text{Esfuerzo cortante: } V = \frac{1}{2}wl = \frac{1}{2} \times 7,700 \times 2.7 = 10,580 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{10,580}{70 \times 0.866 \times 32} = 5.42 \text{ Kg/cm}^2$$

Aunque este valor es mayor que el permisible (4.2 Kg/cm^2) no nos debe preocupar, pues la distribución de cargas triangular es mucho mas desfavorable que la verdadera distribución, y además el total de la zapata está sometida a menores cargas en los otros tramos, que equilibran este mayor esfuerzo cortante. Por último, la zapata es solidaria con la pantalla, y esa solidaridad ayuda al esfuerzo cortante.

$$\text{Adherencia: } E_o = \frac{10,580}{14 \times 0.866 \times 32} = 27.2 \text{ cm.; } 6 \emptyset 5/8" = 30$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TRIBUNA DE SEGUNDA

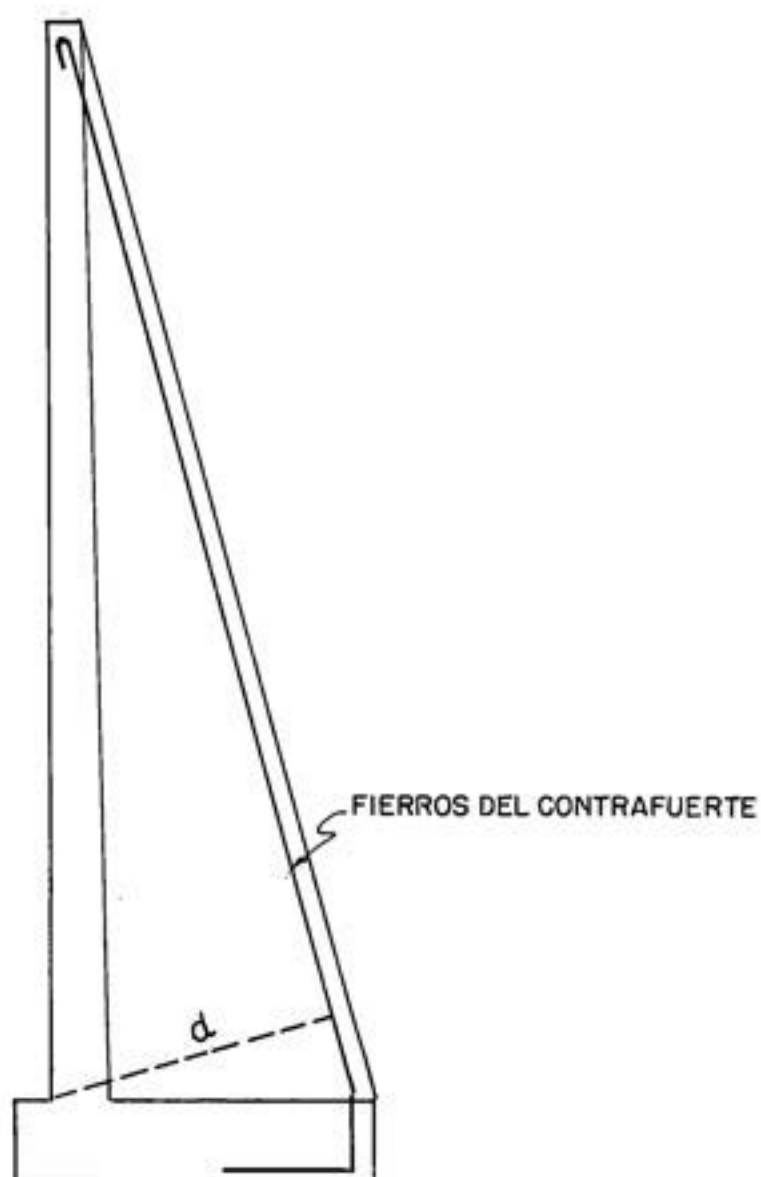


FIGURA - 46
CALCULO DEL CONTRAFUERTE DEL
MURO DE CONTRAFUERTE

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

c) Cálculo de la segunda franja:

Esta franja llevará igual armadura arriba y abajo por estar sujeta a cargas ascendentes y descendentes de igual intensidad.

$$\text{Carga: } 0.60 \times 100 \times 40 = 2,400 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Momentos: 2do apoyo o 1er tramo: } M = 1,750 \text{ Kg-m } A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{otros apoyos u otros tramos: } M = 1,460 \text{ Kg-m } A_s = 3.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fierro mínimo: } A_s = 5.6 \text{ cm}^2 = 3 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''.$$

Para distribución de fierros ver plano C-2.

$$\text{Esfuerzo cortante } V = 3,400 \text{ Kg. } v = 1.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Adherencia: } E_o = 8.34 \text{ cm. } 3 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8'' = 15 \text{ cm.}$$

d) Cálculo de la franja III:

Esta zona, por estar debajo de la pantalla no está sujeta a momentos de flexión. Se armará con \emptyset mínimo.

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 32 = 8 \text{ cm}^2 = \emptyset \text{ } 5/8'' \text{ a } 0.25$$

e) Cálculo de la franja IV:

Esta zona se considera empotrada en la pantalla del muro de contención.

$$M = \frac{1}{2} w l^2 = \frac{1}{2} \times 2.52 \times 100 \times 20^2 = 50,200 \text{ Kg-cm} = 502 \text{ Kg-m. Se armará con fierro mínimo. } A_s = \emptyset \text{ } 5/8'' \text{ a } 0.25 \text{ m.}$$

Fierro de repartición en cualquier franja:

$$A_s = 0.0020 b t = 0.0020 \times 100 \times 40 = 8 \text{ cm}^2. A_s = \emptyset \text{ } 5/8'' \text{ a } 0.25$$

B-5. Cálculo de los contrafuertes.-

De las presiones sobre la pantalla obtenemos el momento en la misma a una profundidad h: $M = 1/6 C h^3$

Este momento se trasmite al contrafuerte según la fórmula:

$$M_c = M l \quad M_c = \text{momento en el contrafuerte.}$$

$$l = \text{luz entre ejes de contrafuertes.}$$

$$M_c = 3M = \frac{1}{2} C h^3$$

Como $C = 410 \text{ Kg/m}^3$ $M_c = 205 h^3$, y podemos dibujar la curva de momentos sobre el contrafuerte. (fig. 45)

h	1.92	2.92	3.93	4.92	5.92
h ³	7.00	24.8	60	118	208
M (ton-m)	1.47	5.1	12.3	24.2	42.7

$M_c = K b d^2$. En este caso 2d" se toma perpendicular a la cara inclinada del contrafuerte. (fig. 46). $d = 1.26 \text{ m.}$

$$M_c = 5'220,000 \text{ Kg-cm} = 52.2 \text{ Ton-m.}$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$A_s = \frac{42.7}{1.21 \times 1.26} = 28 \text{ cm}^2 = 6 \text{ } \emptyset 1".$$

Determinemos ahora el momento resistente, con sólo 2 $\emptyset 1"$ y 4 $\emptyset 1"$ para ver donde podemos cortar los fierros.

$$\text{Con 4 } \emptyset 1": A_s = 20.28 \text{ cm}^2$$

Momento resistente: Sección superior (d = 0.12m) M = 2.95 T-m
Sección inferior (d=1.26m) M= 31 Ton-m.

$$\text{Con 2 } \emptyset 1": A_s = 10.14 \text{ cm}^2$$

Momento resistente: Sección superior: M = 1.5 Ton-m.

Sección inferior: M = 15.5 Ton - m.

Llevando estos valores sobre el diagrama de momentos obtenemos los puntos de corte del fierro.

Fierro mínimo: $A_s = 0.0025 \times 100 \times 22 = 5.5 \text{ mm}^2 = \emptyset \frac{1}{2}"$ a 0.23
Se colocará una malla de $\emptyset \frac{1}{2}"$ a 0.23 en cada cara.

Longitud de anclaje (Para los $\emptyset 1"$): $l = 26.61 = 70 \text{ cm.}$

Para distribución de fierros ver plano C-2.

Los contrafuertes extremos se armarán con sólo 3 $\emptyset 1"$ por soportar la mitad del momento.

C. Muros de contención tipo B. (Hacia el pasillo de entrada)

Este muro comprende tres tramos. El primer tramo (de mayor altura) es el mismo muro de contrafuertes que da la vuelta. Su armadura es igual a la del 1er tramo del muro ya calculado. Para mayor detalle ver el plano C-2.

La segunda parte (propriadamente tipo B) es similar al muro calculado para la piscina en la zona de mayor profundidad.

La tercera parte es el mismo muro de contención tipo C, de la parte delantera, de concreto ciclópeo, que da la vuelta.

D. Graderías.-

La gradería típica PF-5 tiene una sección similar a las graderías de la tribuna de primera, PF-2. Se armará con fierro mínimo, pues no soporta mayor carga.

$$A_s = 0.0025bd = 0.0025 \times 100 \times 7.5 = 1.9 \text{ cm}^2 = \emptyset \frac{3}{8}" \text{ a } 0.25$$

(Ver plano C-3).

Para cubrir la zona del pasillo de entrada se colocarán las mismas graderías PF-2 de la tribuna de primera. (Ver plano C-2 y B-6). Por último el parapeto posterior de la tribuna, en la zona del pasillo de entrada, estará formada por una L prefabricada PF - 6, similar a la PF-1 de la tribuna de primera y que llevará la misma armadura, y el mismo sistema de anclajes. (Ver planos C-3 y B-6).

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

E. Viga VA-6.-

Servirá de soporte a la ventana que ilumine el pasillo de entrada y a un muro de ladrillo que complete la fachada.

peso propio: 240 Kg/m.

Pared-ventana: 360 Kg/m.

total: $\frac{600 \text{ Kg/m.}}{\text{-----}}$

Máximo momento positivo:

$$M = 1/8wl^2 = 1/8 \times 600 \times 25 = 1,890 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{1.89}{1.21 \times 0.34} = 4.4 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \phi \frac{1}{2}'' + 1 \text{ } \phi \frac{5}{8}''$$

$$M_c = Kbd^2 = 2,800 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Fierro mínimo: } 0.005 \times 25 \times 32 = 4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } V = \frac{1}{2} \times 5 \times 1,890 = 4,700 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{4,700}{0.866 \times 32 \times 25} = 6.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v' = 2.65 \times 0.866 \times 32 \times 25 = 1,850 \text{ Kg.}$$

$$s = \frac{1.42 \times 1,400 \times 0.866 \times 32}{1,850} = 29 \text{ cm. Por reglamento } s = 17 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos de $\square \frac{3}{8}''$ a 0.17 (Ver plano C-3)

$$\text{Adherencia: } E_o = \frac{4,700}{0.866 \times 32 \times 14} = 12.2 \text{ cm.}$$

$$2 \text{ } \phi \frac{1}{2}'' + 1 \text{ } \phi \frac{5}{8}'' = 13 \text{ cm.}$$

F. Aligerado del baño.-

Para techar los baños de la tribuna de segunda emplearemos aligerado de $h = 0.17 \text{ cm.}$

El aligerado comprende tramos de $l' = 3.25 \text{ m}$ (dos).

Cargas: peso propio: 300 Kg/m²

sobrecarga: 300 Kg/m² (incluye pasteleros)

total 500 Kg/m²

Carga por vigueta: $500 \times 0.4 = 240 \text{ Kg/m.}$

$$wl'^2 = 240 \times 3.25^2 = 2,430 \text{ Kg-m.}$$

1er apoyo. (muro tribuna)

$$M = \frac{2,430}{16} = 152 \text{ Kg-m.} \quad A_s = \frac{0.152}{1.21 \times 0.14} = 0.87 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \phi \frac{3}{8}''$$

1er tramo:

$$M = \frac{2,430}{14} = 175 \text{ Kg-m} \quad A_s = \frac{0.175}{1.21 \times 0.14} = 1.0 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \phi \frac{3}{8}''$$

Apoyo central:

$$M = \frac{2,430}{9} = 270 \text{ Kg-m} \quad A_s = \frac{0.27}{1.21 \times 0.14} = 1.54 \text{ cm}^2 = 3 \text{ } \phi \frac{3}{8}''$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

segundo tramo:

$$M = \frac{2,430}{16} = 152 \text{ Kg-m} \quad A_s = 2 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8''$$

Tercer apoyo (muro de ladrillo)

$$M = \frac{2,430 \cdot 0.10}{24} = 101 \text{ Kg-m.} \quad A_s = \frac{0.101}{1.21 \times 0.14} = 0.58 \text{ cm}^2 = 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8''$$

(Para distribución de fierros ver plano C-3).

Esfuerzo cortante:

$$V = \frac{1}{2} \times 3.25 \times 240 = 390 \text{ kG.}$$

$$V_c = 4.2 \times 10 \times 0.866 \times 14 = 530 \text{ Kg.}$$

Retiro: $M_c = Kbd^2 = 230 \text{ Kg-m.}$ En el apoyo central se necesita un retiro del aligerado de 0.05 m.

$$\text{Adherencia: } E_o = \frac{390}{0.866 \times 14 \times 14} = 2.96 \text{ cm}$$

$$2 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'' = 6 \text{ cm.}$$

----- 0000 ----- 0000 -----

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

IV Piscina y Sala de Máquinas.

$$\begin{aligned} \text{Cargas de trabajo: } f'_c &= 140 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_s &= 1,400 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{terreno } w &= 4 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

A. Muros de Contención para la Pileta Olímpica.-

Se calculará para la mayor profundidad, o sea $h=2.1$ m. (ver fig. 47)

Se calcularán por el empuje de tierras, considerando la pileta vacía. El empuje del agua no producirá mayores esfuerzos en el concreto, dado que está soportado por el terreno. (Para lo cual este debe estar debidamente compactado y con buen drenaje). Las características del terreno son las mismas que las del relleno de la tribuna de segunda.

$$= 1,900 \text{ Kg/m}^2 \quad \phi = 35^\circ \quad C_{ah} = 0.27 \quad f = 0.55$$

A-1. Estabilidad del muro. (fig. 47)

$$\text{Para } h = 2.35 \quad P = \frac{1}{2} \times 1,900 \times 2.35 (2.35 + 0.27) = 1,800 \text{ Kg.}$$

$$y = \frac{2.35}{3} \times \frac{2.45 + 0.81}{2.35 + 0.54} = 0.86 \text{ m.}$$

$$M = py = 1,540 \text{ Kg-m} = 1.54 \text{ Ton-m.}$$

Resistencia del muro:

	A	w	d	M
1	0.42	1.01	0.3	0.303
2	0.105	0.24	0.43	0.107
3	0.25	0.60	0.5	0.300
4	0.105	0.20	0.467	0.093
5	1.14	2.17	0.725	1.580
6	0.216	0.40	0.6	0.240
Total		4.63	----	2.623

$$\text{Seguridad al volteo: } C_v = \frac{2.623}{1154} = 1.7$$

$$\text{Seguridad al deslizamiento: } C_s = \frac{4.63 \times 0.55}{1.8} = 1.42$$

Sin embargo no tiene importancia este valor algo bajo, por ser imposible el deslizamiento del muro.

$$\text{Posición de la resultante: } x = \frac{2.623 - 1.54}{4.63} = 0.234 \text{ m.}$$

Solo trabaja una parte de la zapata, de longitud $l = 3x = 0.70$ m
Máxima presión sobre el terreno:

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

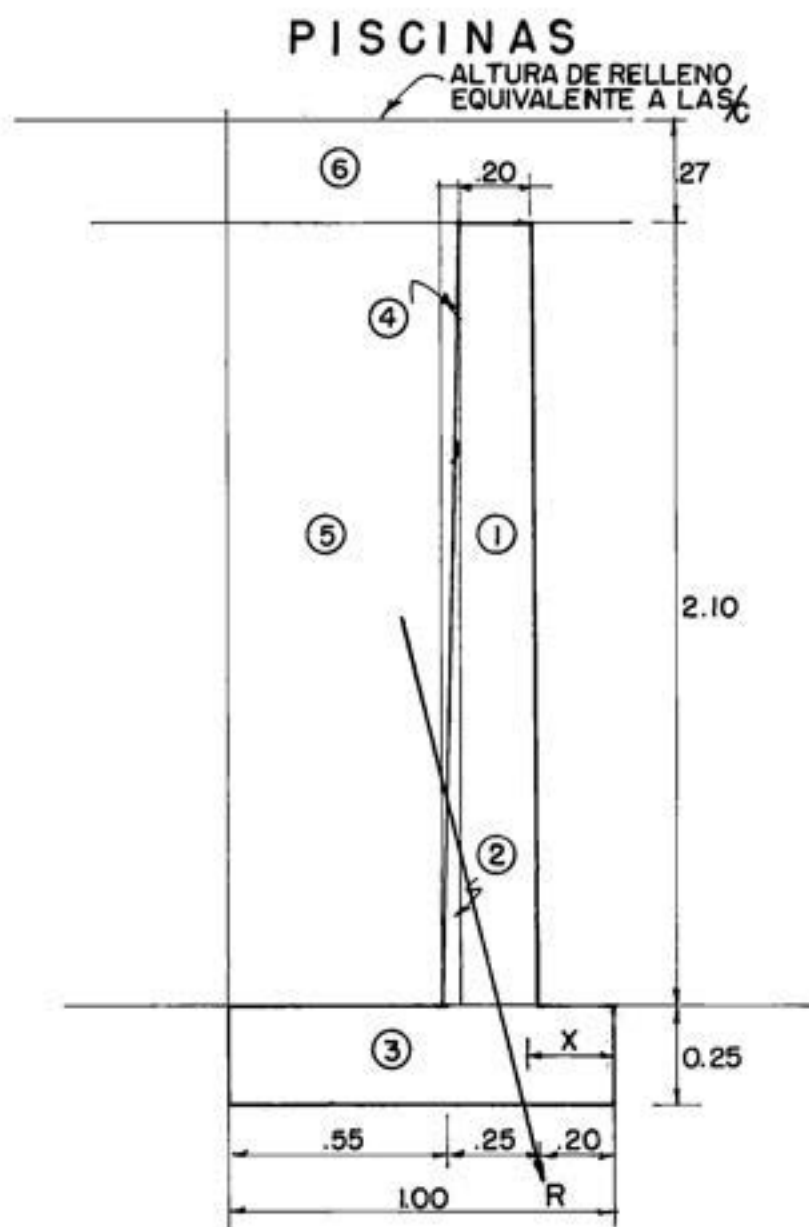


FIGURA 47
MURO DE CONTENCIÓN DE LA PISCINA
H = 2.00M
CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD

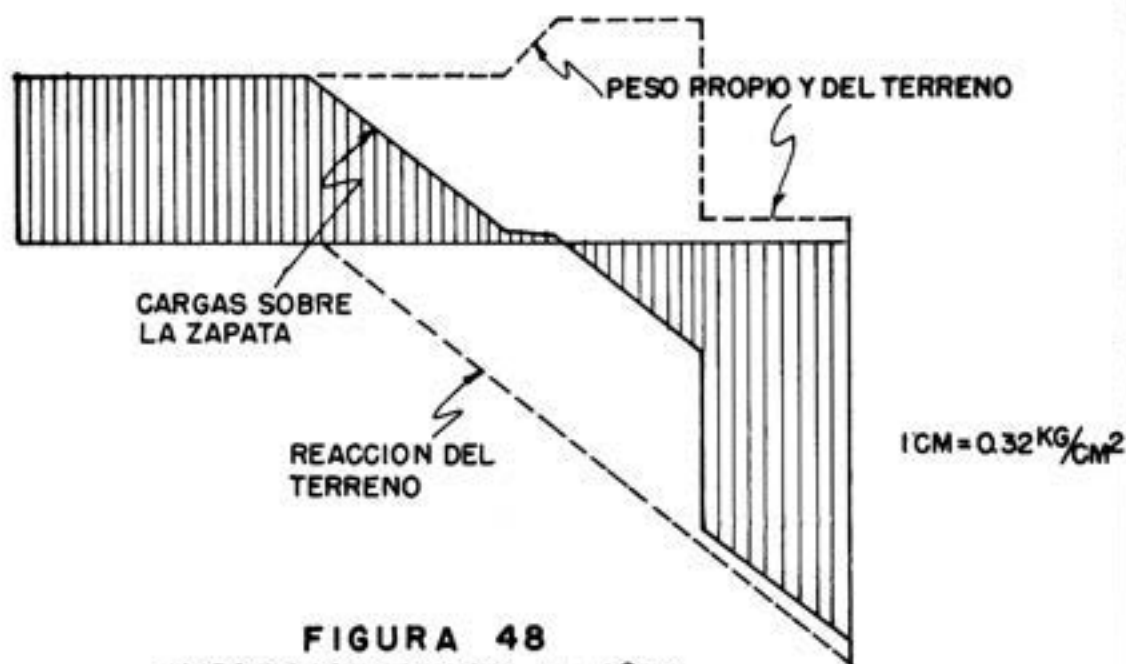


FIGURA 48
MURO DE CONTENCIÓN H = 2.00M
CÁLCULO DE LA ZAPATA.

UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

$$\sigma = \frac{2 \times 4,630}{70 \times 100} = 1.32 \text{ Kg/cm}^2$$

A-2. Cálculo de la ménsula.-

En este caso $h = 2.10 \text{ m}$. $P = 1,420 \text{ Kg}$. $y = 0.77 \text{ m}$
 $M = Py = 1,090 \text{ Kg-m}$. $M_c = Kbd^2 = 11 \times 100 \times 17^2 = 3,200 \text{ Kg-m}$.

$$A_s = \frac{1.09}{1.21 \times 0.17} = 5.3 \text{ cm}^2 = \emptyset 5/8" \text{ a } 0.22 \text{ m}.$$

Fierro mínimo: $0.0025 bd = 4.25 \text{ cm}^2$

Fierro de repartición: $0.0020 bt = 5 \text{ cm}^2 = \emptyset 1/2" \text{ a } 0.25 \text{ m}$.

Esfuerzo cortante: $V = P = 1,420 \text{ Kg}$.

$$v = \frac{1,420}{0.866 \times 100 \times 17} = 0.97 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el fierro, ver plano E - 1.

A-3. Cálculo de la zapata.-

Peso del relleno: $2.35 \times 1,900 \times 0.0001 = 0.45 \text{ Kg/cm}^2$

Peso propio de la zapata: $0.25 \times 2,400 \times 0.0001 = 0.06 \text{ Kg/cm}^2$

Con estos valores y con las presiones sobre el terreno ya calculadas, obtengo el diagrama de presiones sobre la zapata. (fig. 48)

Máximo momento, de la zapata:

$$M = \frac{1}{2} \times 0.51 \times 100 \times 55^2 = 77,000 \text{ Kg-cm} = 770 \text{ Kg-m}.$$

$$A_s = \frac{0.77}{1.21 \times 0.17} = 3.75 \text{ cm}^2 = \emptyset 1/2" \text{ a } 0.34$$

Esfuerzo cortante: $V = 0.51 \times 100 \times 55 = 2,750 \text{ Kg}$.

$$V_c = 4.2 \times 0.866 \times 100 \times 17 = 6,200 \text{ Kg}.$$

$$\text{Adherencia: } E_o = \frac{2,750}{14 \times 0.866 \times 17} = 13 \text{ cm} = \emptyset 1/2" \text{ a } 0.30$$

Por adherencia será necesario colocar $\emptyset 1/2" \text{ a } 0.30 \text{ m}$. (Ver plano E-1)

B. Muros de Contención en la poza de Saltos.-

En su mayor parte (Plano E-1) los muros de contención de esta piscina serán iguales a los de la pileta Olímpica. Sólo en el lado de los trampolines tenemos un muro de mayor profundidad ($h = 3.10 \text{ m}$)

B-1. Estabilidad del muro.- (fig. 49)

Para $h = 3.45 \text{ m}$. $P = 3,550 \text{ Kg}$ $y = 1.23 \text{ m}$.

$M = Py = 4.35 \text{ Ton-m}$.

Resistencia del muro:

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PISCINAS

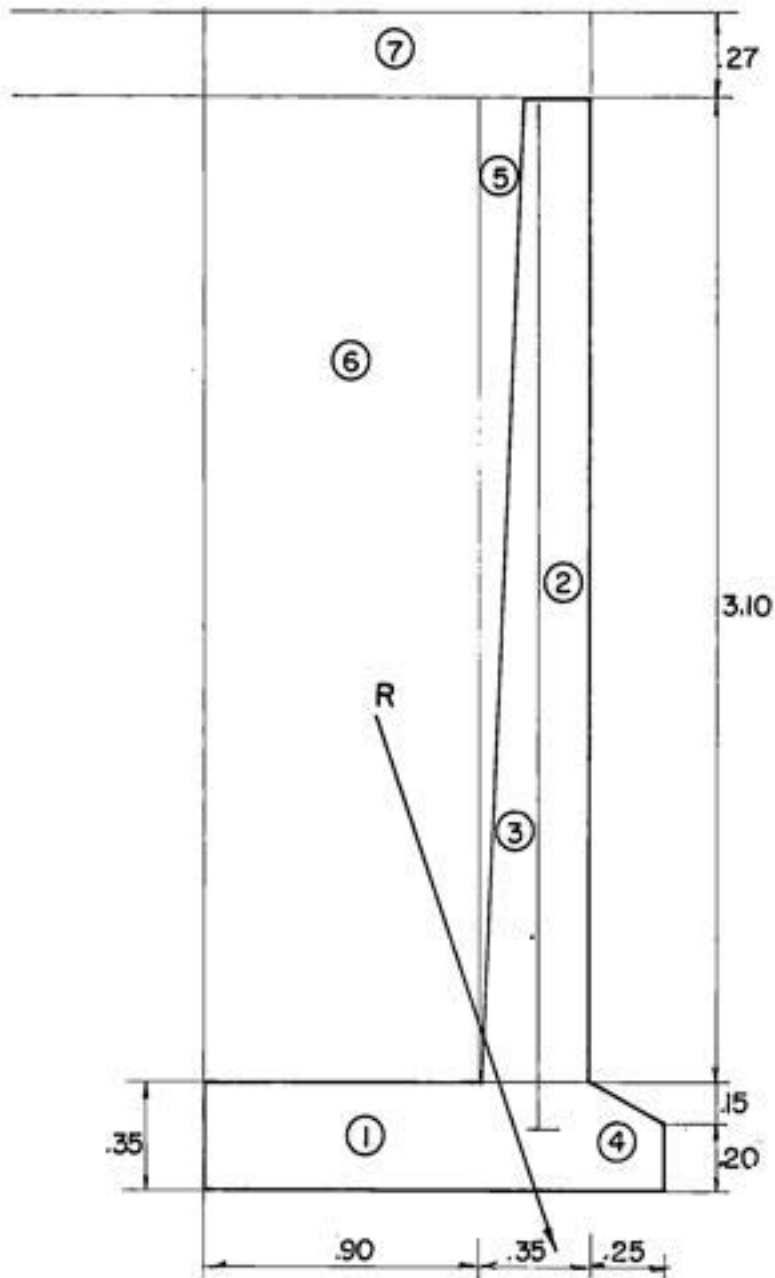


FIGURA - 49
MURO DE CONTENCION H = 3.00 M.
CALCULO ESTABILIDAD

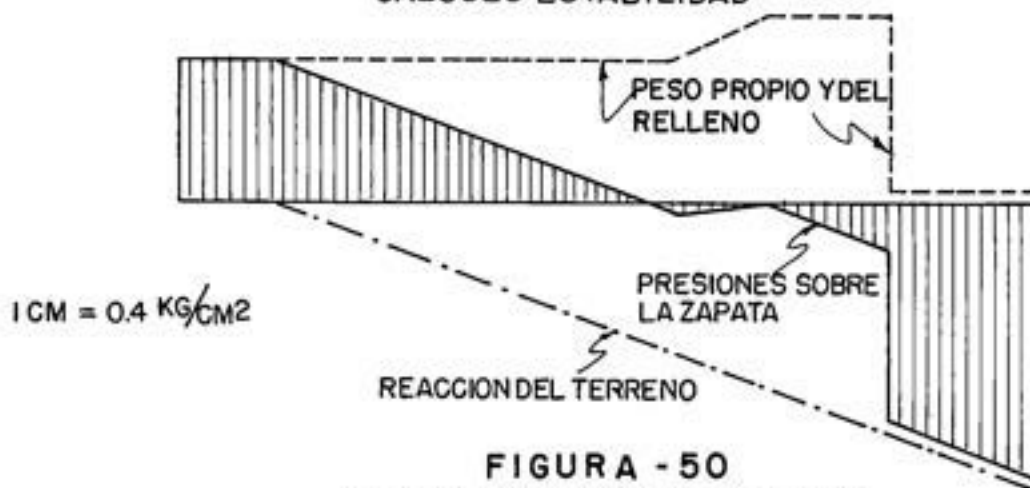


FIGURA - 50
MURO DE CONTENCION H = 3.00 M.
CALCULO DE LA ZAPATA.

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

	A	w	d	M
1	0.380	0.915	0.825	0.752
2	0.620	1.485	0.35	0.520
3	0.23	0.557	0.50	0.278
4	0.069	0.168	0.13	0.022
5	0.23	0.436	0.55	0.241
6	2.48	4.73	1.00	4.730
7	0.312	0.59	0.825	0.487
Total		8.896	-----	7.030

$$\text{Seguridad al volteo: } C_v = \frac{7.03}{4.35} = 1.62$$

$$\text{Seguridad al deslizamiento: } C_s = \frac{8.886 \times 0.55}{3.55} = 1.37$$

Nuevamente este valor no es importante pues no existe posibilidad de deslizamiento

$$\text{Posición de la resultante: } x = \frac{7.03 - 4.35}{8.886} = 0.416 \text{ m.}$$

$$l = 3x = 1.25 \text{ m.}$$

$$\text{Máxima presión en el terreno: } \sigma = \frac{2 \times 8,880}{125 \times 100} = 1.42 \text{ Kg/cm}^2$$

B-2. Cálculo de la ménsula.-

$$\text{Para } h = 3.1 \quad P = 2,900 \text{ Kg.} \quad y = 1.11 \text{ m.} \quad M = 3,200 \text{ Kg-m.}$$

$$M_c = Kbd^2 = 8,000 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{3.2}{1.21 \times 0.27} = 9.8 \text{ cm}^2 = \emptyset 5/8" \text{ a } 0.20$$

$$\text{Fierro mínimo: } 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fierro de repartición: } 7 \text{ cm}^2 = \emptyset 5/8 \text{ a } 0.28$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } V = P = 2,900 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{2,900}{0.866 \times 27 \times 100} = 1.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Adherencia: } E_o = \frac{2,900}{14 \times 0.866 \times 27} = 8.9 \text{ cm.}$$

$$\emptyset 5/8" \text{ a } 0.20 = 25 \text{ cm.}$$

B-3. Cálculo de la zapata.-

$$\text{peso del terreno: } 1,900 \times 3.37 \times 0.0001 = 0.64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{peso de la zapata: } 0.35 \times 2,400 \times 0.0001 = 0.084 \text{ Kg/cm}^2$$

Con estos valores y las presiones sobre el terreno ya calculadas dibujamos el diagrama de presiones sobre la zapata. (fig 50). El máximo momento sobre la zapata será:

$$M = \frac{1}{2} \times 0.72 \times 100 \times 80^2 - \frac{1}{6} \times 0.72 \times 100 \times 65^2 = 179,200 \text{ Kg-cm}$$

$$M = 1,792 \text{ Kg-m.}$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$A_s = \frac{1.79}{1.21 \times 0.27} = 5.34 \text{ cm}^2 = \varnothing \frac{1}{2}'' \text{ a } 0.23$$

Esfuerzo cortante de cálculo $V = 0.72 \times 100 \times 45 = 3,250 \text{ Kg.}$

$$V_c = 9,800 \text{ Kg.}$$

Adherencia: En este caso $V = 3,500 \text{ Kg.}$

$$E_o = \frac{3,500}{0.866 \times 14 \times 27} = 10.7 \text{ cm.} \quad \varnothing \frac{1}{2}'' \text{ a } 0.23 = 14 \text{ cm.}$$

C. Cálculo de los muros longitudinales de la Sala de Máquinas.

Estos muros soportarán la presión del agua hasta $h = 1.80 \text{ m}$ de profundidad, y luego la presión del terreno, en la que el peso del agua y el piso de la piscina actuarán como una sobrecarga uniforme.

C-1. Cálculo de las presiones y estabilidad del muro.-

a) Presión del agua:

a 1.80 m de profundidad: $p = 1.80 \times 1,000 = 1,800 \text{ Kg/m}^2$

peso del agua: $1.8 \times 1,000 = 1,800 \text{ Kg/m}^2$

peso del concreto: $0.1 \times 2,400 = 240 \text{ Kg/m}^2$

peso total $2,040 \text{ Kg/m}^2$

Altura equivalente de terreno: $h_s = \frac{2,040}{1,900} = 1.07 \text{ m.}$

b) Presiones del relleno:

$$p = C_{ah} \gamma (h + h_s - 1.9)$$

Para $h = 1.9$ $p = 550 \text{ Kg/m}^2$

Para $h = 4.5$ $p = 1,900 \text{ Kg/m}^2$

Con estos valores obtenemos el diagrama de presiones de la fig 52.

c) Momentos de flexión:

Para el agua: $M = 1/6 \times 1,000 \times h^3$; $h = 1.8$ $M = 970 \text{ Kg-m.}$

Para el relleno: Además del momento calculado como para un relleno con sobrecarga, hay que considerar el momento debido al agua (970 Kg-m) y el momento debido al empuje del agua. El empuje del agua vale: $E_a = \frac{1}{2} \times 1,800 \times 1.8 = 1,620 \text{ Kg.}$ y su momento a una profundidad h : $M = E_a (h - 1.8).$

Así tenemos:

Para $h = 4.5$ $M = 970 + 3,400 + 1,620 \times 2.7 = 8,730 \text{ Kg-m.}$

(3,400 Kg-m es el momento debido al relleno con sobrecarga)

Para $h = 4.0 \text{ m.}$ $M = 970 + 2,010 + 1,620 \times 2.2 = 6,530 \text{ kg-m.}$

(este será el momento que servirá para calcular el fierro)

Con estos valores dibujamos el diagrama de momentos de flexión en el muro (fig. 52).

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

SALA DE MAQUINAS

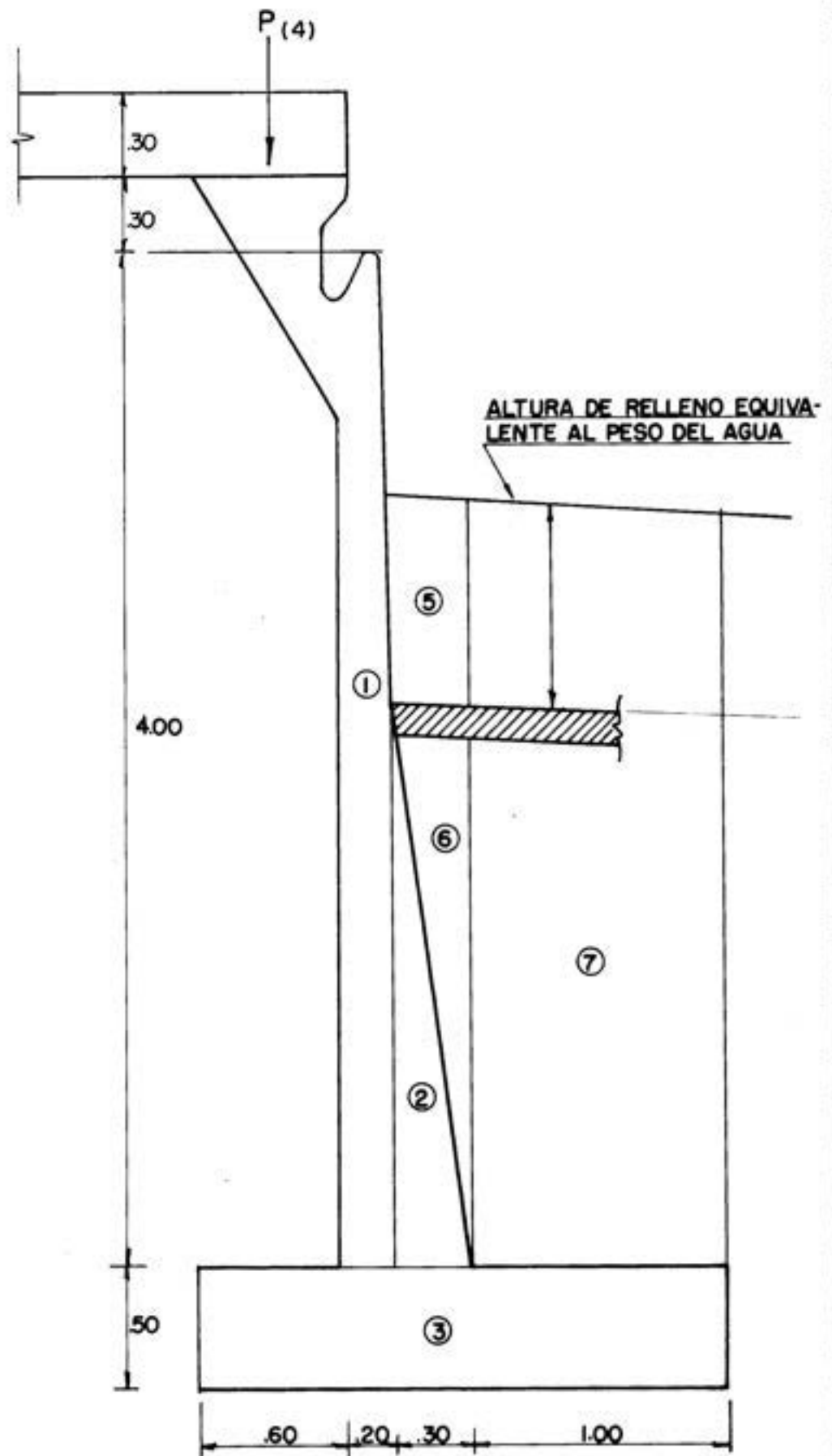


FIGURA - 51
PERFIL DEL MURO DE LA SALA DE MAQUINAS

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

d) Momento resistente de la sección (fig 51)

Lo obtenemos del siguiente cuadro:

	A	w	d	M
1	0.86	2.060	0.7	1.44
2	0.315	0.758	0.9	0.68
3	1.05	2.520	1.05	2.65
4	-----	0.960	0.2	0.19
5	0.321	0.610	0.95	0.58
6	0.315	0.600	1.00	0.60
7	3.17	6.010	1.6	9.63
Total		14.518	-----	15.77

e) Seguridad al volteo: $C_v = \frac{15.77}{8.73} = 1.80$

f) Seguridad al deslizamiento: $C_s = \frac{14.52 \times 0.55}{4.51} = 1.76$

8-2. Cálculo del fierro.-

$$M_c = Kbd^2 = 11 \times 100 \times 42^2 = 1'940,000 \text{ Kg-cm} = 19,400 \text{ Kg-m.}$$

El momento de cálculo, según hemos encontrado es $M = 6,530 \text{ Kg-m.}$

$$A_s = \frac{6.53}{1.21 \times 0.42} = 12.8 \text{ cm}^2 = \emptyset 5/8" \text{ a } 0.15$$

Para interrumpir los fierros, estudiaremos el momento resistente con $\emptyset 5/8" \text{ a } 0.30$ ($A_s = 6.6 \text{ cm}^2$)

$$\text{Abajo: } M = 6.6 \times 1,210 \times 0.42 = 3,350 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Arriba: } M = 6.6 \times 1,210 \times 0.12 = 960 \text{ Kg-m.}$$

Llevando estos valores al diagrama de momentos de la fig 52, vemos que la parte de espesor constante se puede armar con $\emptyset 5/8" \text{ a } 0.30 \text{ m.}$

Esfuerzo cortante: $V = P = 3,250 \text{ Kg.}$ (fuerza total) horizontal para $h = 4.00 \text{ m.}$)

$$v = \frac{3,250}{100 \times 0.866 \times 42} = 0.9 \text{ Kg/cm}^2$$

C-3. Cálculo de la zapata.-

a) Punto de paso de la resultante: (fig. 51)

$$x = \frac{15.77 - 8.73}{14.52} = 0.485 \quad l = 3x = 1.45$$

$$\sigma = \frac{14,520 \times 2}{100 \times 145} = 2 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Máxima presión en el terreno})$$

$$\text{peso del relleno: } 3.17 \times 1,900 \times 0.0001 = 0.60 \text{ Kg/cm}^2$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

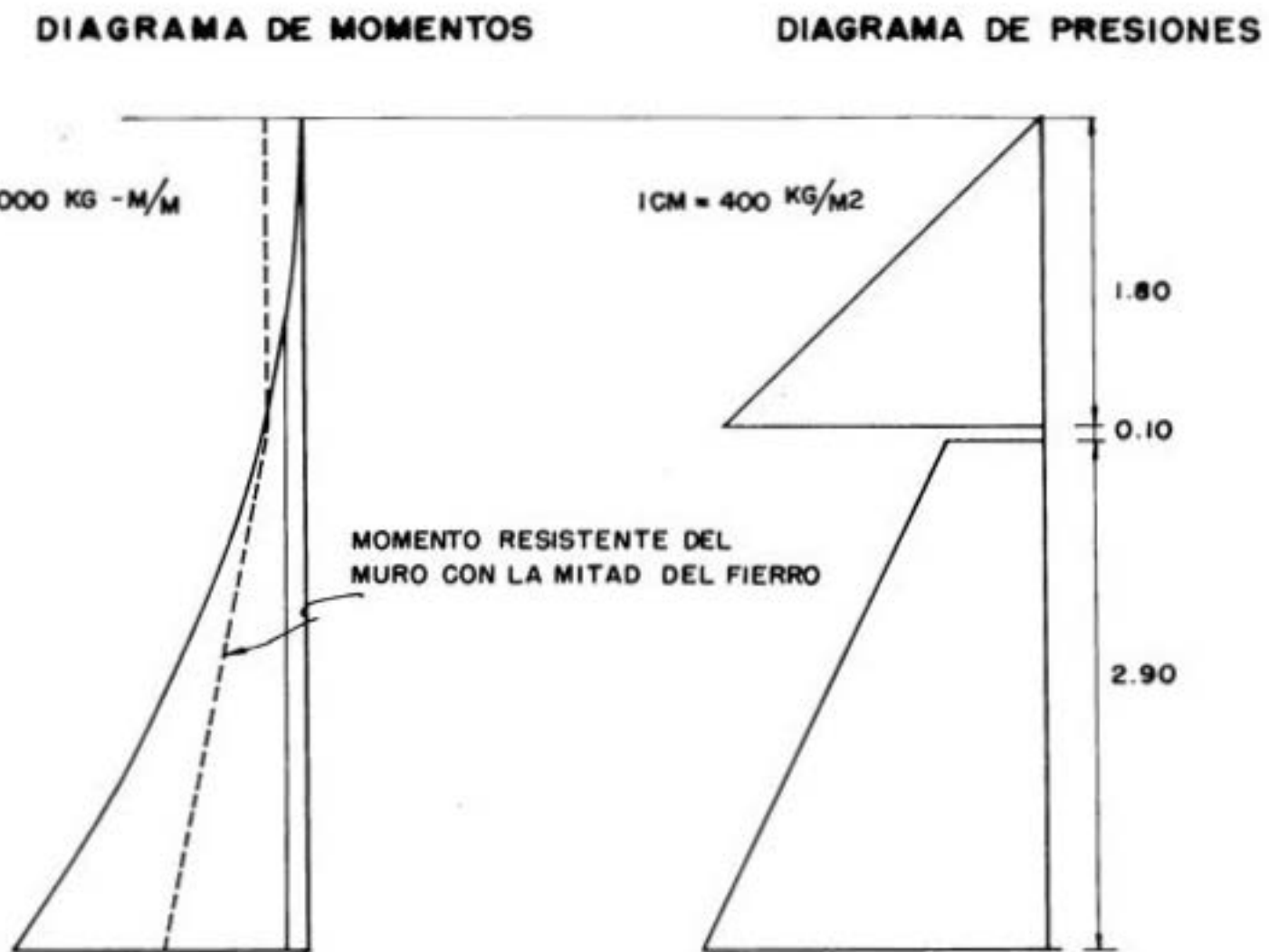


FIGURA-52

MURO DE LA SALA DE MAQUINA. DIAGRAMA DE PRESIONES Y DE MOMENTOS EN EL MURO

peso de la zapata: $0.5 \times 2,400 \times 0.0001 = 0.12 \text{ Kg/cm}^2$

Con estos valores obtengo el diagrama de presiones sobre la zapata de la fig. 53.

b) Cálculo del fierro de la zapata:

Para el lado de la piscina:

$$M = \frac{1}{2} \times 100 \times 0.725 \times 100^2 = 362,500 \text{ Kg-cm} = 3,625 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{3.625}{1.21 \times 0.42} = 7.15 \text{ cm}^2 = \emptyset 5/8" \text{ a } 0.27$$

Para el lado de la sala de máquinas:

$$M = \frac{1}{2} \times 1.88 \times 100 \times 60^2 - \frac{1}{6} \times 0.8 \times 100 \times 60^2 = 308,000 \text{ Kg-cm} = 3,080 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{3.08}{1.21 \times 0.42} = 6.05 \text{ cm}^2 = \emptyset 5/8" \text{ a } 0.32$$

Para el detalle de los fierros ver plano E-2.

c) Esfuerzo cortante:

A una distancia $1.00 - 0.42 = 0.58$ del extremo:

$$V = 0.72 \times 100 \times 58 = 4,130 \text{ Kg}$$

$$V_c = 4.2 \times 0.866 \times 42 \times 100 = 15,300 \text{ Kg.}$$

Adherencia: En este caso $V = 0.72 \times 100 \times 100 = 7,200 \text{ Kg.}$

$$E_o = \frac{7,200}{14 \times 0.866 \times 42} = 14 \text{ cm.} \quad \emptyset 5/8" \text{ a } 0.27 = 19 \text{ cm.}$$

D. Cálculo de las placas de cierre de la sala de Máquinas.-

Serán placas apoyadas en el muro longitudinal de la sala de máquinas. Se calcularán en franjas de 1m de ancho.

presión: $p = 1,900 \times 0.27(h + 0.27)$

$$p = 138 + 512h \text{ Kg/m}^2 \quad (h \text{ en metros})$$

a) Primera franja: $h = 4.00 \text{ m.} \quad p = 2,180 \text{ Kg/m}^2 \quad d=0.37\text{m}$

luz libre: 4.60 m. luz de cálculo: 5 m.

$$M = 1/8wl^2 = 6,000 \text{ Kg-m (Al centro)}$$

$$M = -1/16wl^2 = -3,000 \text{ Kg-m (En los apoyos).}$$

$$A_s (+) = \frac{6.0}{1.21 \times 0.37} = 13.4 \text{ cm}^2 = \emptyset 5/8" \text{ a } 0.14$$

$$A_s (-) = 6.7 \text{ cm}^2 = \emptyset 5/8" \text{ a } 0.28$$

$$M_c = Kbd^2 = 15,000 \text{ Kg-m.}$$

Fierro mínimo: $(.25 \text{ cm}^2)$

Fierro de repartición: $0.0020 \times 45 \times 100 = 9 \text{ cm}^2 = \emptyset 5/8" \text{ a } 0.22 \text{ m.}$

Esfuerzo Cortante: $V = \frac{1}{2} \times 2,180 \times 5 = 5,200 \text{ Kg.}$

$$v = \frac{5,200}{100 \times 0.866 \times 37} = 2.15 \text{ Kg/cm}^2$$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

SALA DE MAQUINAS

$$1\text{CM} = 0.5 \text{ KG/CM}^2$$

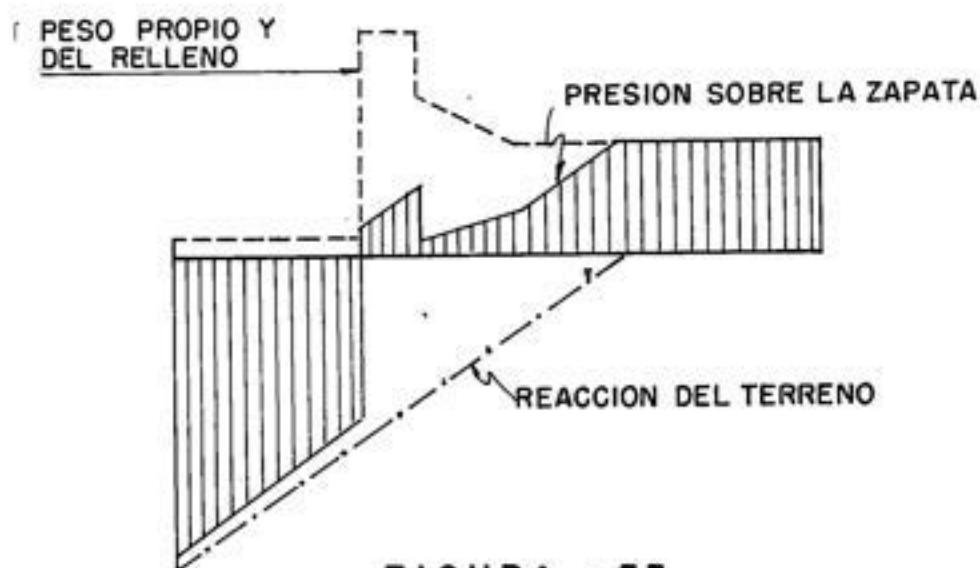


FIGURA - 53
PRESIONES EN LA ZAPATA DEL MURO
DE LA SALA DE MAQUINA

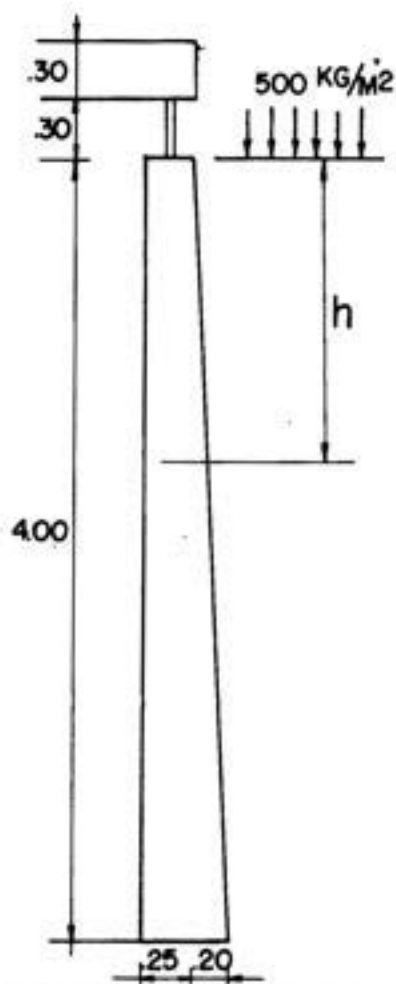


FIGURA - 54

PLACA DE TAPA DE LA SALA
DE MAQUINAS

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$\text{Adherencia: } E_o = \frac{5,200}{14 \times 0.866 \times 37} = 15 \text{ cm.}$$

$$\emptyset 5/8" \text{ a } 0.28 = 18 \text{ cm.}$$

$$\text{b) Segunda franja: } h = 3 \text{ m } p = 1,670 \text{ Kg/m}^2 \quad d = 0.31$$

$$\text{luz libre: } 4.60 \quad \text{luz de cálculo: } 4.9$$

$$\text{Positivo: } M = 4,920 \text{ Kg-m} \quad A_s = 13.6 \text{ cm}^2 = \emptyset 5.8" \text{ a } 0.14$$

$$\text{Negativo: } M = -2,460 \text{ Kg-m} \quad A_s = 6.8 \text{ cm}^2 = \emptyset 5/8" \text{ a } 0.28$$

$$M_c = Kbd^2 = 9,100 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Fierro mínimo: } 0.0025 \times 100 \times 29 = 7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } v = \frac{1,670 \times 2.45}{100 \times 0.866 \times 31} = 1.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Adherencia: } E_o = \frac{1,670 \times 2.45}{14 \times 0.866 \times 31} = 12 \text{ cm.} \quad \emptyset 5/8" \text{ a } 0.28 = 18 \text{ cm.}$$

$$\text{c) Tercera franja } h = 2 \text{ m } p = 1,160 \text{ Kg/m}^2 \quad d = 0.25$$

$$\text{luz libre: } 4.60 \quad \text{luz de cálculo: } 4.80 \text{ m.}$$

$$\text{Positivo: } M = 3,340 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = 11.5 \text{ cm}^2 = \emptyset \frac{1}{2}" \text{ a } 0.28 + \emptyset 5/8" \text{ a } 0.28 \text{ m.}$$

$$\text{Negativo: } M = -1,670 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = 5.75 \text{ cm}^2 = \emptyset \frac{1}{2}" \text{ a } 0.56 + \emptyset 5/8" \text{ a } 0.56$$

$$\text{Fierro mínimo: } 0.0025 \times 100 \times 24 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } v = \frac{1,160 \times 2.4}{100 \times 0.866 \times 25} = 1.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Adherencia: } E_o = \frac{1,160 \times 2.4}{14 \times 0.866 \times 24} = 9.6 \text{ cm.}$$

$$\emptyset \frac{1}{2}" \text{ a } 0.56 + \emptyset 5/8" \text{ a } 0.56 = 16 \text{ cm.}$$

$$\text{d) Cuarta franja: } h = 1 \text{ m } p = 550 \text{ Kg/m}^2 \quad d = 0.19$$

$$\text{luz libre: } 4.60 \text{ m} \quad \text{luz de cálculo: } 4.80 \text{ m.}$$

$$\text{Positivo: } M = 1,580 \text{ Kg-m} \quad A_s = 6.9 \text{ cm}^2 = \emptyset \frac{1}{2}" \text{ a } 0.18 \text{ m.}$$

$$\text{Negativo: } M = 790 \text{ Kg-m} \quad A_s = 3.45 \text{ cm}^2 = \emptyset \frac{1}{2}" \text{ a } 0.36 \text{ m.}$$

$$\text{Fierro mínimo: } 0.0025 \text{ bd} = 4.75 \text{ cm}^2$$

$$550 \times 2.4$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } v = \frac{550 \times 2.4}{100 \times 0.866 \times 0.19} = 0.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Adherencia: } E_o = \frac{550 \times 2.4}{14 \times 0.866 \times 19} = 5.2 \text{ cm} \quad \emptyset \frac{1}{2}" \text{ a } 0.36 = 11 \text{ cm.}$$

E. Techo de la sala de Máquinas.-

Será un aligerado de $h = 0.25 \text{ m.}$

Cargas: Peso propio: 400 Kg/m^2

peso muerto: 100 Kg/m^2

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$$\begin{aligned} \text{sobrecarga:} & \quad 500 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{total:} & \quad w = 1,000 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

luz libre: 3.60 m. luz de cálculo: $3.60 + 0.22 = 3.82\text{m}$.

Carga por vigueta: $100 \times 0.4 = 400 \text{ Kg/m}$

$$M = 1/8wl^2 = 715 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{0.715}{1.21 \times 0.22} = 2.7 \text{ cm}^2 = 1 \text{ } \emptyset \frac{1}{2}'' + 1 \text{ } \emptyset \frac{5}{8}''$$

En el apoyo: $M = -1/16wl^2 = 360 \text{ Kg-m.}$

$$A_s = 1.35 \text{ cm}^2 = 1 \text{ } \emptyset \frac{1}{2}''$$

$M_c = Kbd^2 = 11 \times 10 \times 22^2 = 55,000 \text{ Kg-cm} = 550 \text{ Kg-m.}$ No se necesita retiro del aligerado en los apoyos.

$$V = \frac{1}{2} \times 3.82 \times 400 = 760 \text{ Kg.}$$

$$V_c = 4.2 \times 10 \times 0.866 \times 22 = 820 \text{ Kg.}$$

$$E_o = \frac{760}{14 \times 0.866 \times 22} = 2.85 \text{ cm.} \quad 1 \text{ } \emptyset \frac{1}{2}'' = 4 \text{ cm}$$

Fin de los Cálculos

----- 00000 ----- 0000 -----

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

E S P E C I F I C A C I O N E S

I. Movimientos de Tierras.-

A, Excavaciones

A-1. Excavaciones para cimentación .

A-2 Otras excavaciones.

B. Rellenos.-

II. Estructuras de concreto simple.-

A. Cimientos.

B. Sobrecimientos

C. Falsos pisos.

D. Pisos de concreto.

III. Estructuras de Concreto Armado.-

A. Materiales.

A-1. Cemento Portland.

A-2. Agregado fino.

A-3. Agregado grueso.

A-4. Armadura.

A-5. Agua.

A-6. Ensayos de materiales

B. Elaboración del concreto.

B-1. Mezcla del concreto.

B-2. Transporte del concreto.

B-3. Colocación del concreto.

B-4. Curado del concreto.

B-5. Juntas de construcción.

B-6. Juntas de dilatación.

C. Características del concreto.

C-1. Resistencia.

C-2. Consistencia.

D. Armadura.

D-1. Colocación de la armadura.

D-2. Empalmes.

D-3. Doblado.

D-5. Recubrimientos.

E. Encofrados.

E-1. Generalidades.

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

E-2. Desencofrados.

IV. Otras especificaciones.-

A. Acabados de las piscinas.

----- 0000 ----- 0000 -----

I. Movimiento de Tierras.-A. Excavaciones.A-1. Excavaciones para cimentación:

Las excavaciones se harán hasta el terreno de cimentación señalado en los planos. Las excavaciones que bajen del nivel acotado en los planos serán rellenados con concreto de mezcla 1:3:6 hasta alcanzar dicho nivel.

En los planos de Estructuras se indica la carga considerada sobre el terreno.

Se aceptará para 4 Kg/cm^2 el estrato virgen de hormigón o conglomerado firme que se encuentra en Lima.

A-2. Otras excavaciones:

Se efectuaran hasta el nivel que permita obtener los niveles de pisos terminados indicados en los planos.

En el caso de las piscinas deberán permitir el encofrado de los muros de contención.

B. Rellenos.-

El material de relleno será hormigón o tierra limpia. Se utilizará preferentemente el proveniente de la excavación de la piscina, si cumple estas especificaciones.

El relleno se ejecutará en capas bien apisonadas, de no mas de 0.30 m. de espesor que se regarán con la cantidad de agua necesaria para obtener su máxima compactación.

Para el relleno de la Tribuna de segunda, en una primera operación se dejará el relleno con un talud igual a la inclinación promedio de la tribuna, Luego, conforme se coloquen las gradías prefabricadas, se van rellenando los huecos que quedan apisonando convenientemente el material. Esta operación se efectuará con pisones de mano, añadiendo la cantidad de agua necesaria.

Se pondrá especial cuidado en el relleno detrás de los muros de la piscina. La parte inferior se hará con hormigón y la superior con tierra limpia, compactándolo hasta alcanzar un 95% de la prueba de Proctor modificado.

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

II. Estructuras de Concreto Simple.

A. Cimientos.

Seán de mezcla 1:10 de cemento y hormigón de río, aceptándose la adición hasta un 30% de piedra grande de dimensión no mayor de 20 cm.

Su nivel superior quedará 10 cm. bajo el nivel del terreno. Las características de los materiales se indican en el capítulo de estructuras de concreto armado.

B. Sobrecimientos.

Serán de mezcla 1:8 de cemento y hormigón de río aceptándose hasta un 20% de piedra grande de dimensión no mayor de 20 cm. El ancho será el mismo que el muro de ladrillo que soportan y la altura será tal que alcance el nivel superior del falso piso.

Las características de los materiales se indican en el capítulo de Estructuras de Concreto Armado.

C. Falsos Pisos.

Todos los ambientes, excepto los que llevan piso de concreto, llevarán falso piso para recibir el piso terminado. Antes de colocar el falso piso, se apisonará y nivelará el terreno mojóndolo abundantemente. La mezcla a usarse será de cemento y hormigón de río en la proporción 1:10. El espesor del falso piso será de 3" y su acabado rugoso, para asegurarse una buena adherencia del piso terminado.

Se colocarán reglas adecuadas a fin de asegurar un acabado plano. La mezcla será lo mas seca posible y en forma tal que no segregue agua a la superficie al ser apisonada.

D. Pisos de Concreto.

Se harán pisos de concreto de 4" en aquellos ambientes que indique el cuadro de acabados.

Sobre la base bien compactada se verterá concreto que será de la proporción 1:3:5. El piso se hará de manera integral, terminado con plancha metálica. Llevará bruñas de 1cm, formando los setones de 2m. de lado como máximo.

Terminados los pisos, serán curados bajo agua durante no menos de 10 días.

III. Estructuras de Concreto Armado.

A. Materiales.

A-1. Cemento Portland.

se empleará cemento nacional, cuyas característi-

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

cas satisfagan las especificaciones ASTM-C150.

A-2. Agregado fino.

El agregado fino estará constituido por partículas de material duro, resistente y durable, no recubiertas por ninguna sustancia oleaginosa, prácticamente libre de impurezas y material orgánico. La arena no deberá contener mas de 10% en peso de partículas de arcilla endurecido.

A-3. Agregado grueso.

Este consistirá en piedra triturada. Deberá estar formado por elementos duros y resistentes, durables, libres de sustancias oleaginosas, impurezas o material orgánico.

No contendrá mas del 1% en volúmen de tierra, arcilla o polvo. Si fuera necesario se procederá a su lavado antes de emplearlo. El límite máximo del contenido de fragmentos de piedras blandas será del 2% en peso.

Tendrá una adecuada granulometría comprendiendo elementos de diferentes tamaños, con un porcentaje de vacíos del 30 al 55%. No mas del 10% en volumen de la piedra pasará la malla de 1/4".

La dimensión máxima de los elementos que forman el agregado grueso, no excederá en mas de 1/5 la menor dimensión entre los lados de los encofrados de los elementos estructurales donde se haya de emplear el concreto, ni será mayor que 3/4 del mínimo espacio libre entre las barras del refuerzo.

A-4. Armadura.

El refuerzo metálico será corrugado, de grado intermedio y deberá satisfacer las especificaciones particulares de la ASTM en su última edición.

A-5. Agua.

El agua que se emplee en la fabricación del concreto será limpia, libre de aceites, ácidos, sales, materias orgánicas u otras sustancias nocivas.

A-8. Ensayos de Materiales.

Los ensayos de los materiales del concreto se harán de acuerdo con las normas de la A.S.T.M.

B. Elaboración del concreto.

B-1. Mezcla del concreto/-

El concreto se mezclará hasta que los materiales que lo componen se distribuyan uniformemente en la masa del concreto. La mezcladora deberá descargarse completamente antes de volverla a cargar. La mezcla del concreto durará cuando menos 1 minuto,

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

una vez que los materiales estén en la mezcladora. Para las mezcladoras de mas de 1 yd³ la duración del mezclado deberá ser mayor. Se podrá usar concreto premezclado.

B-2. Transporte del concreto.

Los métodos para el transporte del concreto desde la mezcladora hasta el lugar de su colocación evitarán la separación o pérdida de los materiales.

B-3. Colocación del concreto.-

El concreto se preparará tan próximo al sitio de su empleo como sea posible, para evitar la segregación debida a la manipulación. El llenado deberá ser realizado en forma tal, que el concreto esté en todo momento plástico y fluya fácilmente por los espacios entre las barras.

No se permitirá el uso del concreto que haya empezado a endurecer o que contenga partículas extrañas. Tampoco se permitirá el empleo del concreto vuelto a batir.

Durante el vaciado, el concreto se apisonará por medios apropiados, cuidándose que se acomode perfectamente en las aristas del encofrado y envuelva las barras de la armadura. Se podrán usar vibradoras para la colocación del concreto si el encofrado lo permite.

B-4. Curado del concreto.-

El concreto de cemento Portland de todas las estructuras, se debe mantener en estado de humedad por lo menos hasta después de 7 días de vaciado.

B-5. Juntas de Construcción.-

Las juntas de construcción no indicadas en los planos estructurales se ubicarán y ejecutarán de modo de no debilitar la estructura. Al hacer las juntas de construcción y antes de continuar el trabajo se procederá a limpiar el concreto, quitándose las partes de él que estén blandas, humedeciendo abundantemente la superficie y colocando una capa de agua de cemento.

Deberán transcurrir por lo menos dos horas entre el término de vaciado de las columnas y la iniciación del vaciado de las vigas y losas que se apoyen en ellas.

B-6. Juntas de Dilatación.-

Se colocarán en los sitios indicados en los planos. Las juntas de dilatación de las piscinas, llevarán una junta impermeable Serviced N° 5318 S-91 o similar, como se indica en el plano E-1.

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

C. Características del concreto.-C-1. Resistencia.-

Será la indicada en los planos de estructuras. En caso de no haber indicación expresa será de 140 Kg/cm^2 de carga de rotura a los 28 días. ($f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$)

C-2. Consistencia.

Se recomienda que la consistencia del concreto se rija por la tabla de asentamientos adjunta, que se refiere a un cono de 12" de altura, 8" de diámetro en la base inferior y 4" en la superior.

Zapatas y muros de sostenimiento: 5" máx; 2" mín.

Losas, vigas y columnas: 6" máx; 3" mín.

En el caso de que se use vibrador, los valores dados se reducirán en aproximadamente $1/3$.

D. Armadura.D-1. Colocación de la armadura.-

Las barras de la armadura se asegurarán en su posición de modo que no sean desplazadas durante la colocación del concreto. Con este objeto se pueden emplear tacos de concreto o barras espaciadoras. El espaciamiento libre mínimo entre hileras será el indicado en la sección 505 (a) del código ACI, 1956.

D-2. Empalmes.-

En general se evitarán los empalmes de las barras de vigas y losas en las zonas de máximo esfuerzo. En los elementos que haya varias barras empalmadas, se procurará alternar los empalmes. Cuando haya varios empalmes en una misma zona se observará el espacio mínimo indicado anteriormente. La longitud de empalme será de 24 veces el diámetro de la barra, pero nunca menor de 30 cm.

D-3. Doblado.-

Todas las barras deberán doblarse en frío siguiendo los procedimientos descritos en la sección 504 (a) del código ACI, 1956.

D-4. Recubrimientos.-

En caso de no haber indicación expresa en los planos se cumplirán los siguientes recubrimientos de las armaduras, Zapatas y otras estructuras en que el concreto se vacíe en el terreno: 7.5 cm.
Estructuras vaciadas en encofrados y que después quedarán expuestas contra el terreno o a la intemperie: 5 cm

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Vigas y columnas en que las superficies no quedarán expuestas contra el terreno o a

la intemperie: 4 cm.

Losas y muros en que las superficies no quedarán expuestas a la intemperie:

2.5 cm.

En general se cumplirá lo prescrito en la sección 507 del código ABI, 1956.

E. Encofrados.-

E-1. Generalidades.-

Los encofrados tendrán la forma y dimensiones de los elementos estructurales indicados en los planos. Deberán estar suficientemente unidos para evitar la pérdida del mortero.

Se arriostrarán en forma conveniente para mantenerlos en su posición y evitar que se deformen. Cuando se use yeso en las uniones de los encofrados se tendrá especial cuidado en evitar que toque la armadura.

E-2. Desencofrados.

No podrá desencofrarse ninguna estructura antes de que el concreto haya endurecido suficientemente. Con tiempo favorable (temperatura superior a los 9° C) los plazos para efectuar el desencofrado serán los siguientes:

Encofrado lateral de vigas y columnas: 2 días.

Fondo de vigas y losas de mediana luz: 8 días.

Fondo de vigas y losas de gran luz: 21 días.

Es preciso tener especial cuidado con aquellas estructuras que al ser desencofradas quedan sometidas automáticamente a toda o la mayor parte de la carga para la que han sido diseñadas.

IV. Otras Especificaciones.

A. Acabado de la piscina.-

Las paredes y fondo de las piscinas se impermeabilizarán con Sika N° 1. Sobre este revestimiento se colocarán las mayólicas o losetas con que se quiera cubrir las paredes y el fondo.

---- 0000 ---- 0000 ----

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

M E T R A D O SI. Torre de saltos ornamentales.-A. Plataforma Superior.

1. Concreto: En losas: 1.32 m³
 En vigas: 1.0 m³
2. Fierro: Ø 1": 100 Kg
 Ø ½": 25 Kg
 Ø 3/8": 50 Kg
3. Encofrados: Fondo de losa: 10 m²
 Fondo de viga: 2 m²
 Paredes de viga: 2.7 m²

B. Plataforma inferior.

1. Concretø: En vigas: 1.16 m³
2. Fierros: Ø 1" ; 120 Kg.
 Ø ½": 25 Kg.
 Ø 3/8": 55 Kg.
3. Encofrados: Fondo de losa: 10.5 m²
 Fondo de viga: 2.5 m²
 paredes de viga: 3.0 m²

C. Columnas.

1. Concreto: 5.16 m³
2. Fierro: Ø 1": 900 Kg.
 estribos Ø 3/8" = 70 Kg.
3. Encofrados: 31.2 m²

D. Zapata.

1. Concreto: 8.64 m³
2. Fierro: Ø 1": 320 Kg.

E. Escalones.

1. Concreto: 1.22 m³
2. Fierro: Ø 3/8": 70 Kg.
 Ø 1/4": 12.5 Kg.

Nota: Todo el concreto de la torre de saltos ornamentales es de
 $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$

II. Tribuna de primera.A. Techo.-

1. Concreto: 60 m³
2. Fierro: Ø ½": 2,900 Kg.
 Ø 3/8": 1,100 Kg.
 Ø 1/4": 675 Kg.
3. Encofrados: 675 m²

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

B. Graderías.

Calculando por unidades típicas:

a) Parapeto PF-1 o PF-1a.

1. Concreto: 0.6 m^3
2. Fierro: $\emptyset \frac{1}{2}''$: 17 Kg.
 $\emptyset \frac{3}{8}''$: 35 Kg.

b) Graderías PF-2 y PF-2a.

1. Concreto: 0.7 m^3
2. Fierro: $\emptyset \frac{5}{8}''$: 17 Kg.
 $\emptyset \frac{3}{8}''$: 25 Kg.

c) Graderías PF-3, PF-3a, PF-4 y PF-4a

1. Concreto: 1.05 m^3
2. Fierro: $\emptyset \frac{5}{8}''$: 25 Kg.
 $\emptyset \frac{1}{2}''$: 17 Kg.
 $\emptyset \frac{3}{8}''$: 27 Kg.

La cantidad de graderías de cada tipo es la siguiente:

PF-1: 12	PF-3: 12
PF-1a: 6	PF-3a: 12
PF-2: 60	PF-4: 12
PF-2a: 30	PF-4a: 12

El metrado total de las graderías será:

1. Concreto: 125 m^3
2. Fierro: $\emptyset \frac{5}{8}''$: 2,730 Kg.
 $\emptyset \frac{1}{2}''$: 300 Kg.
 $\emptyset \frac{3}{8}''$: 1,300 Kg.

C. Escaleras.

1. Concreto: 20.6 m^3
2. Fierro: $\emptyset \frac{5}{8}''$: 345 Kg.
 $\emptyset \frac{1}{2}''$: 275 Kg.
 $\emptyset \frac{3}{8}''$: 250 Kg.
3. Encofrados: Fondo de losa: 66 m^2
Paredes y escalones: 44 m^2

D. PórticosD-1. Pórtico P-1. (Por unidad)

1. Concreto: 4.5 m^3
2. Fierro: $\emptyset 1''$: 370 Kg.
 $\emptyset \frac{7}{8}''$: 170 Kg.
 $\emptyset \frac{3}{4}''$: 5 Kg.
 $\emptyset \frac{1}{2}''$: 12 Kg.
 $\emptyset \frac{3}{8}''$: 70 Kg.

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

3. Encofrados: En fondo de vigas: 4.15 m^2
 Costado de vigas y columnas: 33.7 m^2

D-2. Pórtico P-2 (Por unidad)

1. Concreto: 6 m^3
 2. Fierro: $\emptyset 1"$: 780 Kg.
 $\emptyset 7/8"$: 230 Kg.
 $\emptyset 1/2"$: 35 Kg.
 $\emptyset 3/8"$: 60 Kg.
 3. Encofrados: En fondo de vigas: 5.5 m^2
 Costado de vigas y columnas: 35.8 m^2

En total son 6 pórticos P-1 y 15 P-2, lo que nos dá:

1. Concreto: 117 m^3
 2. Fierro: $\emptyset 1"$: 14,520 Kg.
 $\emptyset 7/8"$: 4,470 Kg.
 $\emptyset 3/4"$: 30 Kg.
 $\emptyset 1/2"$: 560 Kg.
 $\emptyset 3/8"$: 1,320 Kg.
 3. Encofrados: En fondo de vigas: 107.4 m^2
 Costados de vigas y columnas: 740 m^2

E. Vigas de amarre.

E-1. Vigas VA-1 y VA-3 (Cada una)

1. Concreto: 3 m^3
 2. Fierro: $\emptyset 5/8"$: 100 Kg.
 $\emptyset 1/2"$: 130 Kg.
 $\emptyset 3/8"$: 120 Kg.
 3. Encofrados: Fondo de vigas: 7 m^2
 Paredes de vigas: 22 m^2

E-2. Viga VA-2.

1. Concreto: 5.1 m^3
 2. Fierro: $\emptyset 5/8"$: 260 Kg.
 $\emptyset 3/8"$: 180 Kg.
 3. Encofrados: Fondo de viga y losa: 20 m^2
 Costados de viga: 25 m^2

E-3. Viga VA-4.

1. Concreto: 3 m^3
 2. Fierro: $\emptyset 3/4"$: 160 Kg.
 $\emptyset 5/8"$: 205 Kg.
 $\emptyset 3/8"$: 120 Kg.
 3. Encofrados: En fondo de viga: 7 m^2
 En costados de viga: 22 m^2

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

E-4. Viga VA-5.

1. Concreto: 3.8 m^3
2. Fierro: $\emptyset 5/8"$: 280 Kg/cm^2
 $\emptyset 3/8"$: 110 Kg/cm^2
3. Encofrados: En fondo de viga: 7 m^2
Paredes de viga: 28 m^2

E-5. En Total.

1. Concreto: 18 m^3
2. Fierro: $\emptyset 3/4"$: 160 Kg.
 $\emptyset 5/8"$: 950 Kg.
 $\emptyset 1/2"$: 130 Kg.
 $\emptyset 3/8"$: 640 Kg.
3. Encofrados: En fondo de vigas: 48 m^2
Paredes de vigas: 120 m^2

Nota: Todo el concreto de la tribuna de primera es de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, a excepción del de las graderías que es de $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$.

III. Tribuna de Segunda.A. Muros de contención tipo A. (hacia la calle)

1. Concreto:

Por metro de pantalla y zapata: 2.14 m^3

Cada contrafuerte: 1.16 m^3

Hay 88 m. de muro y 33 contrafuertes. El total de concreto será: 230 m^3

2. Fierro:

a) En paños típicos: (pantalla y zapata). por paño:

$\emptyset 5/8"$: 160 Kg.

$\emptyset 1/2"$: 210 Kg.

b) En paños extremos. (Incluye refuerzo de contrafuertes en las esquinas): $\emptyset 1"$: 70 Kg.

$\emptyset 5/8"$: 215 Kg.

$\emptyset 1/2"$: 180 Kg.

c) En contrafuertes normales:

$\emptyset 1"$: 120 Kg.

$\emptyset 1/2"$: 100 Kg.

d) En contrafuertes laterales:

$\emptyset 1"$: 50 Kg.

$\emptyset 1/2"$: 50 Kg.

En total hay 16 paños normales, 12 paños extremos, 25 contrafuertes normales y 6 laterales, que nos dan en total:

$\emptyset 1"$: 3,420 Kg.

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

$\emptyset 5/8"$: 5,140 Kg.

$\emptyset 1/2"$: 7,720 Kg.

3. Encofrados: Pantalla, por paño: 31 m²
 Contrafuerte, cada uno: 9.4 m²
 Zapata, por paño: 2.0 m²

Siendo 28 paños y 25 contrafuertes, en total tenemos: 1,160 m²

Resumiendo:

1. Concreto: 230 m³
2. Fierro: $\emptyset 1"$: 3,420 Kg.
 $\emptyset 5/8"$: 5,140 Kg.
 $\emptyset 1/2"$: 7,720 Kg.
3. Encofrados: 1,160 m².

B. Muro de contención tipo B. (lateral)

1. Concreto: 27 m³
2. Fierro: $\emptyset 5/8"$: 840 Kg.
 $\emptyset 1/2"$: 360 Kg.
3. Encofrados: 132 m²

C. Muro de contención tipo C. (Delantero)

1. Concreto Ciclópeo: 52 m³
3. Encofrados: 235 m²

D. Graderías.-

Calculamos por unidades:

a) Gradería PF-5.

1. Concreto: 0.8 m³
2. Fierro: $\emptyset 3/8"$: 38 Kg.

b) Gradería PF-6.

1. Concreto: 0.8 m³
2. Fierro: $\emptyset 3/8"$: 30 Kg.
 $\emptyset 1/2"$: 22 Kg.

c) Graderías PF-2 (Ver tribuna de primera)

1. Concreto: 0.7 m³
2. Fierro: $\emptyset 5/8"$: 17 Kg.
 $\emptyset 3/8"$: 25 Kg.

En total hay 99 viguetas PF-5, 2 viguetas PF-6 y 12 viguetas PF-2, lo que en total hacen:

1. Concreto: 90 m³
2. Fierro: $\emptyset 5/8"$: 205 Kg.
 $\emptyset 1/2"$: 45 Kg.
 $\emptyset 3/8"$: 4,120 Kg.

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

E. Viga VA-6. (son dos)

- En total: 1. Concreto: 1.0 m^3
 2. Fierro: $\emptyset 5/8"$: 20 Kg.
 $\emptyset 1/2"$: 45 Kg.
 $\emptyset 3/8"$: 35 Kg.
 3. Encofrados: Fondo de Viga: 2.4 m^2
 Paredes de viga: 7.5 m^2

F. Aligerado del Baño.

1. Concreto: 3.05 m^3
 2. Fierro: $\emptyset 3/8"$: 160 KG/
 3. Encofrados: 38 m^2

Nota: Todo el concreto de la tribuna de segunda será de $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$

IV. Piscinas y Sala de Máquinas.A. Fondo de piscinas:

1. concreto: 150 m^3
 2. Fierro: $\emptyset 3/8"$: 6,170 Kg.

B. Muro tipo A. (por metro)

1. Concreto: 1.4 m^3
 2. Fierro: $\emptyset 5/8"$: 50 Kg.
 $\emptyset 1/2"$: 20 Kg.
 3. Encofrados: 6.7 m^2

En total para 20 m:

1. Concreto: 28 m^3
 2. Fierro: $\emptyset 5/8"$: 1,000 Kg.
 $\emptyset 1/2"$: 400 Kg.
 3. Encofrados: 134 m^2

C. Muro tipo B en poza de saltos ornamentales.

Por metro:

1. Concreto: 0.85 m^3
 2. Fierro: $\emptyset 7"$: 42 Kg.
 3. Encofrados: 4.70 m^2

Para 50 m. :

1. Concreto: 425 m^3
 2. Fierro: $\emptyset 1/2"$: 2,100 Kg.
 3. Encofrados: 235 m^2

D. Muro tipo B en Pilata Olímpica.

Por metro:

1. Concreto: 0.80 m^3

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

2. Fierro: $\emptyset \frac{1}{2}$ " : 39 Kg.

3. Encofrados: 4.2 m^2

En total, para 120 m. lineales:

1. Concreto: 96 m^3

2. Fierro: $\emptyset \frac{1}{2}$ " : 4,680 Kg.

3. Encofrados: 504 m^2

E. Muro tipo C.

Por metro:

1. Concreto: 2.4 m^3

2. Fierro: $\emptyset \frac{1}{2}$ " : 12 Kg.

$\emptyset \frac{5}{8}$ " : 115 Kg.

3. Encofrados: 9 m^2

En total para los 43.2 m:

1. Concreto: 105 m^3

2. Fierro: $\emptyset \frac{5}{8}$ " : 500 Kg.

$\emptyset \frac{1}{2}$ " : 55 Kg.

3. Encofrados: 390 m^2

F. Placas extremas de la sala de máquinas.

1. Concreto: 14.4 m^3

2. Fierro: $\emptyset \frac{5}{8}$ " : 600 Kg.

$\emptyset \frac{1}{2}$ " : 110 Kg.

3. Encofrados: 80 m^2

G. Techo de la Sala de Máquinas.

1. Concreto: 10 m^3

2. Fierro: $\emptyset \frac{5}{8}$ " : 410 Kg.

$\emptyset \frac{1}{2}$ " : 300 Kg.

3. Encofrados: 76 m^2

Nota: Todo el concreto de la piscina y la sala de máquinas será de $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$

---- oooo ---- oooo ----

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

RELACION DE PLANOSA. Generales.

- A-1. Distribución General
- A-2. Cortes
- A-3. Elevaciones interiores.
- A-4. Fachadas.
- A-5. Distribución general de instalaciones bajo la Tribuna de Primera.

B. Tribuna de Primera.

- B-1. Corte y Visibilidad.
- B-2. Diagrama de Momentos de Flexión.
- B-3. Diagrama de Esfuerzos Cortantes.
- B-4. Estructuras. Distribución General.
- B-5. Estructuras. Cimentación y vigas de amarre.
- B-6. Estructuras. Graderías.

C. Tribuna de Segunda.

- C-1. Corte y Visibilidad.
- C-2. Estructuras. Muros de Contención.
- C-3. Estructuras. Baño y graderías.

D. Torre de Saltos Ornamentales.

- D-1. Arquitectura.
- D-2. Estructuras.

Piscinas y Sala de Máquinas.

- E-1. Piscinas. Estructuras.
- E-2. Sala de Máquinas. Estructuras.

---- 0000 ---- 0000 ----

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

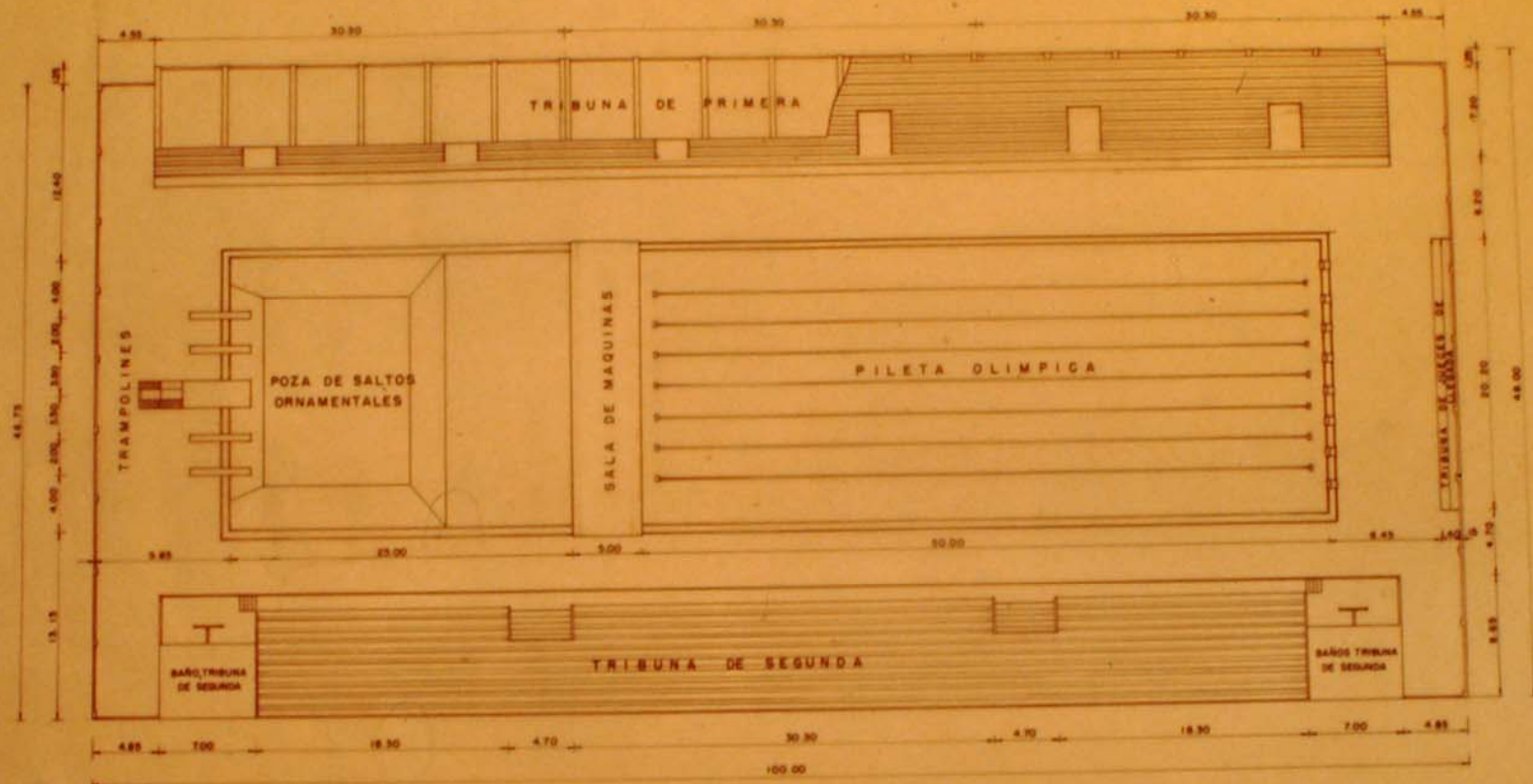
ANEXOS

----- 0000 ----- 0000 -----

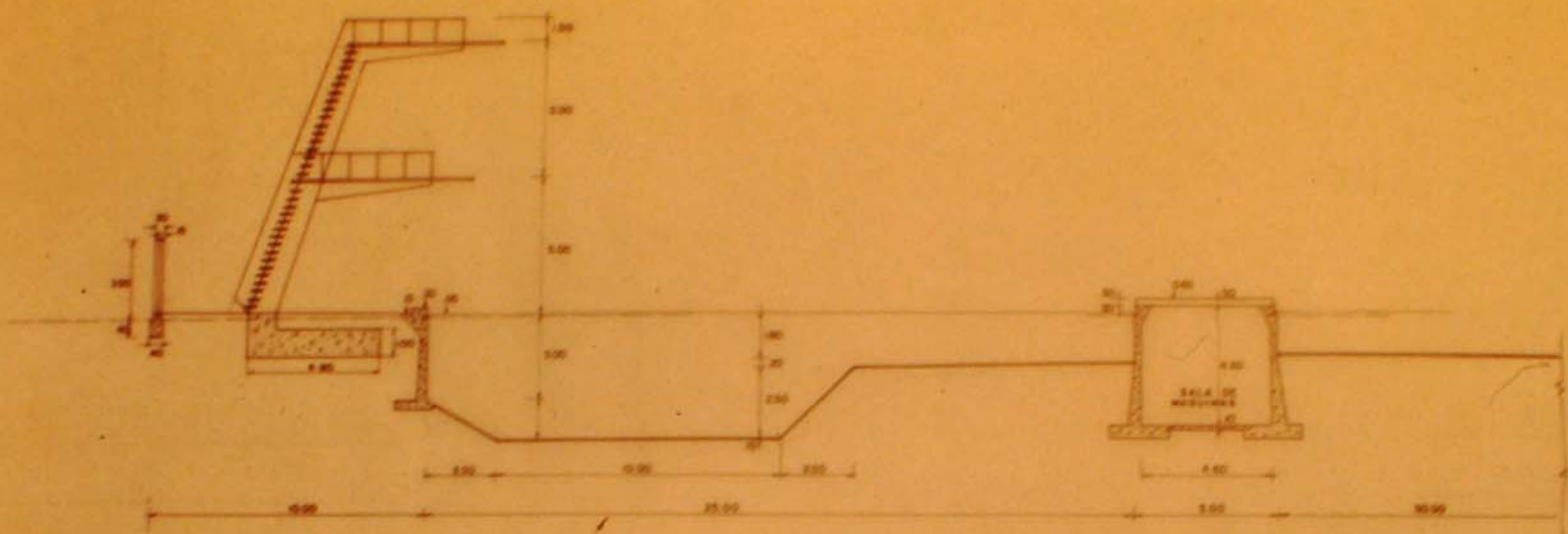
UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO

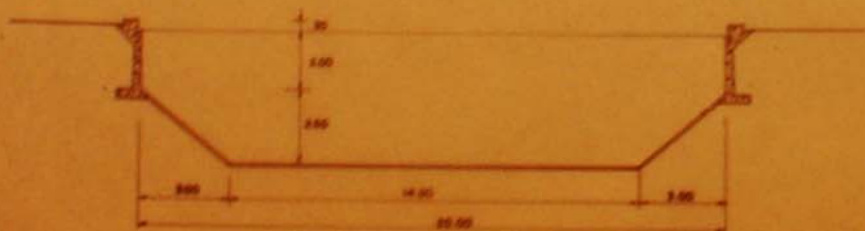
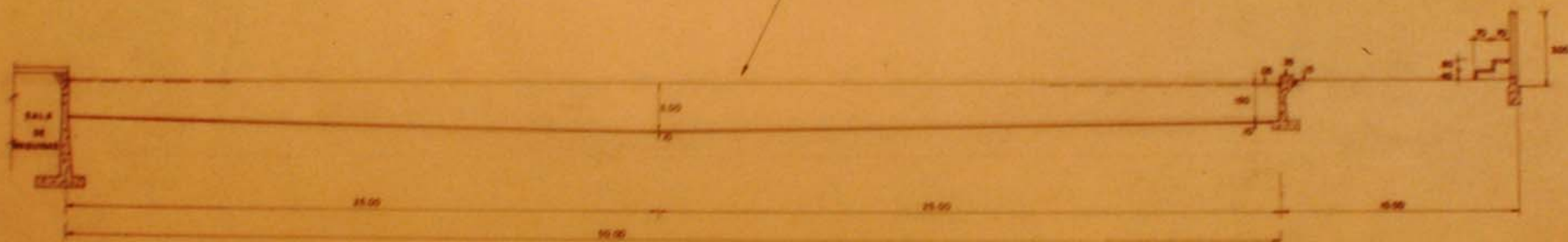
JORGE SOLIS TOVAR



UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
 FACULTAD DE INGENIERIA
 TESIS DE GRADO
PILETA OLIMPICA
A-1 DISTRIBUCION GENERAL
 JORGE SOLIS TOVAR PROMOCION 1981 ESCALA 1:200



CORTE LONGITUDINAL - PISCINAS



CORTE TRANSVERSAL POZA DE SALTOS ORNAMENTALES

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS DE GRADO
PILETA OLIMPICA

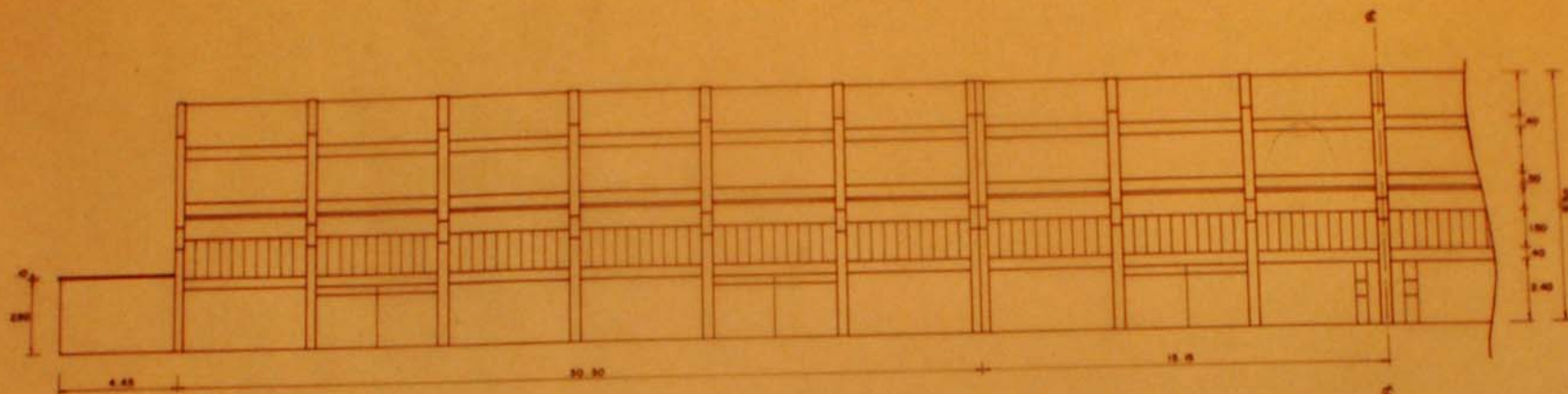
A-2

CORTES

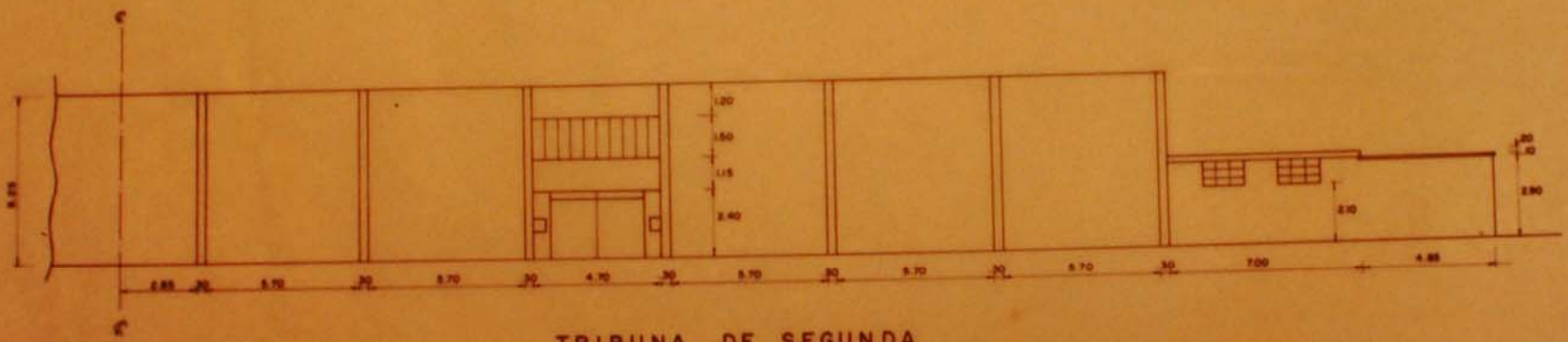
JORGE SOLÍS TOVAR

PROYECTO 1961

ESCALA 1:100

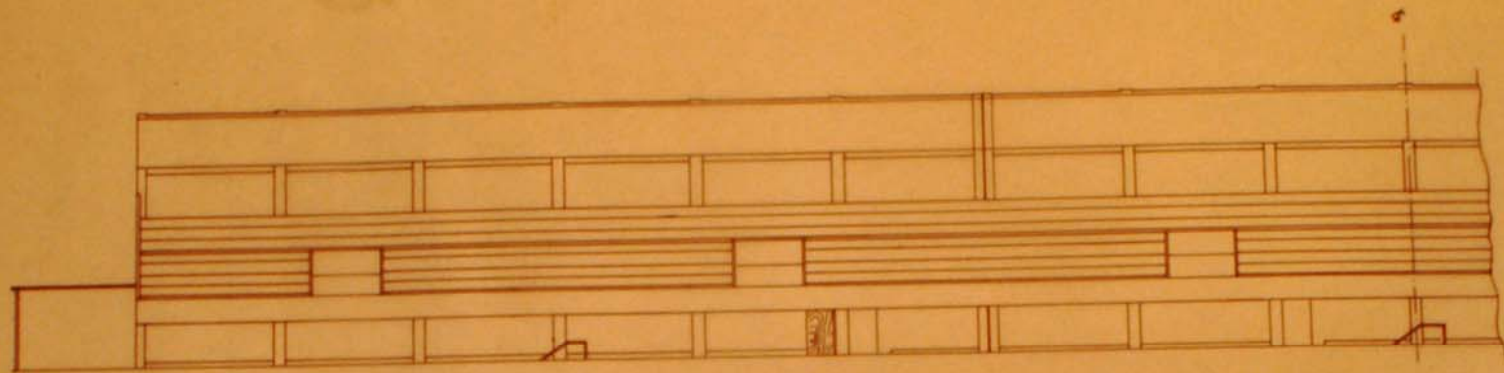


TRIBUNA DE PRIMERA

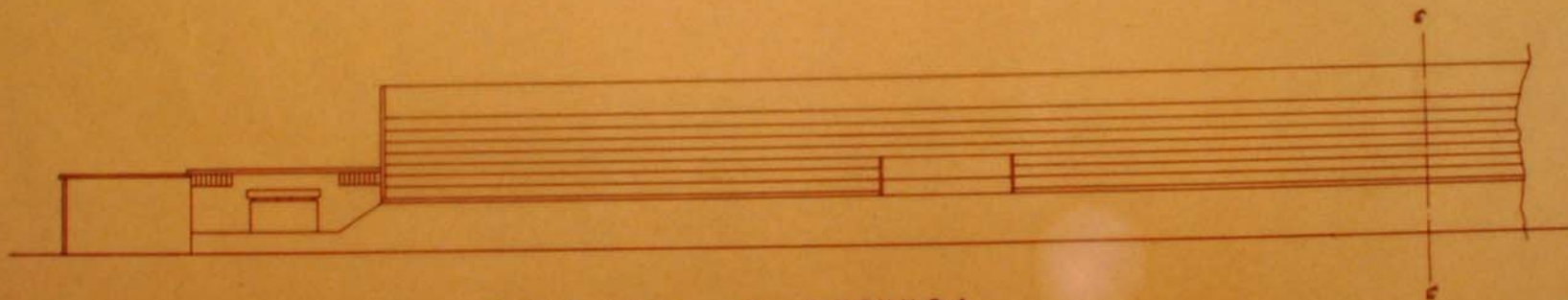


TRIBUNA DE SEGUNDA

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
FACULTAD DE INGENIERIA		
TESIS DE GRADO		
PILETA OLIMPICA		
A-3	FACHADAS	
JORGE SOLIS TOVAR	PROYECTO 1981	ESCALA 1:100

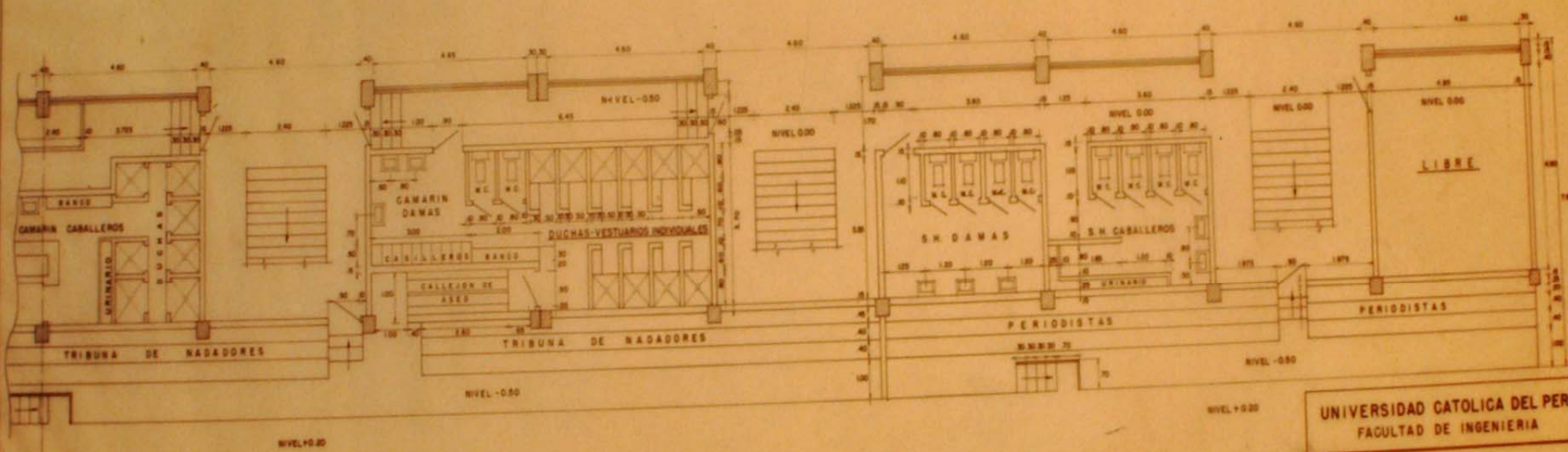
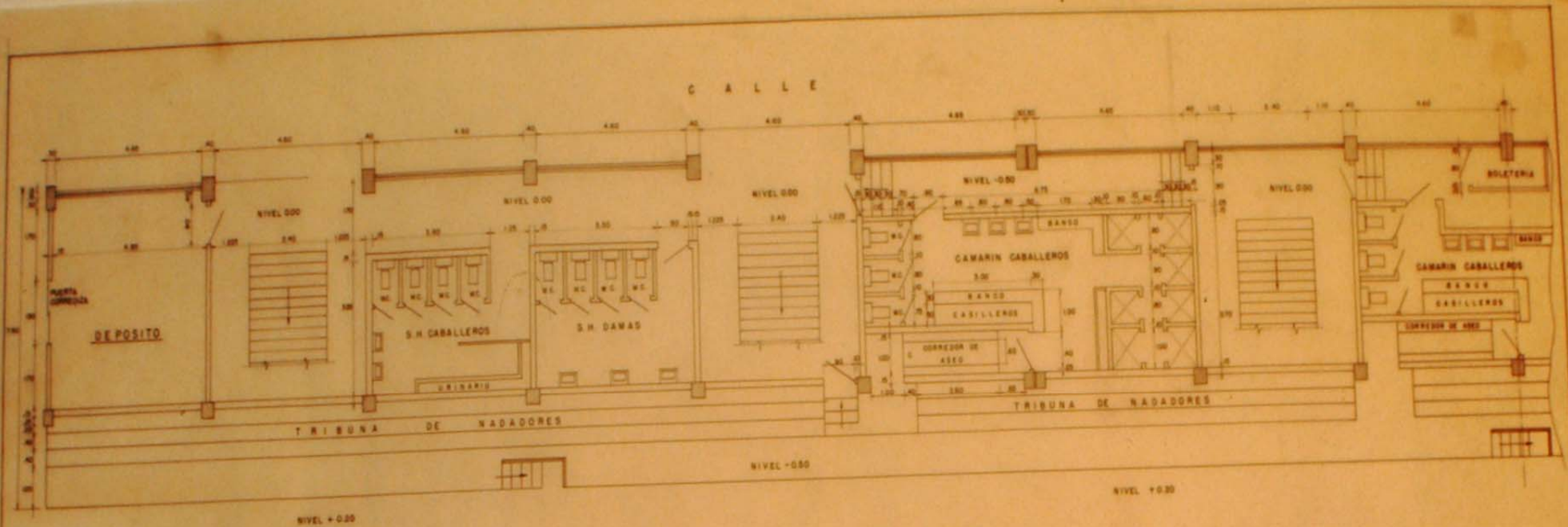


TRIBUNA DE PRIMERA



TRIBUNA DE SEGUNDA

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
FACULTAD DE INGENIERIA		
TESIS DE GRADO		
PILETA OLIMPICA		
A-4	TRIBUNAS - ELEVACIONES	
JORGE SOLIS TOVAR	PROMOCION 1981	ESCALA 1:100



UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
 FACULTAD DE INGENIERIA

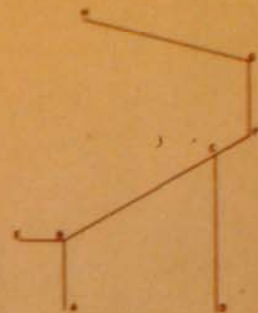
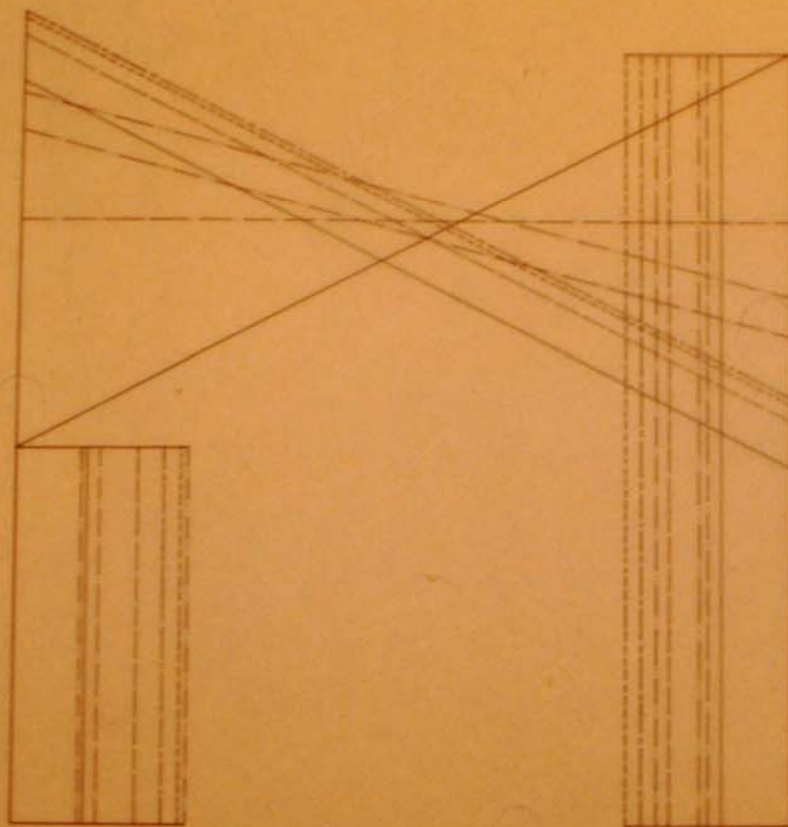
TESIS DE GRADO

PILETA OLIMPICA

A-5 TRIBUNA DE PRIMERA
 INSTALACIONES BAJO DE LAS
 GRADERIAS

JORGE SOLIS TOVAR PROYECTO 1960 ESCALA 1:100

TIC
 0214
 P



CONDICIONES DE CARGA

N.	DESCRIPCION	CLAVE	TRAMOS				FUERZA
			EA	EB	EF	ED	
1	CONSTRUCCION	-----	X	XX	XX	XX	HORIZONTAL
2	MEMO WTS. POSITIVO	-----	X	XX	X	XX	
3	MEMO WTS. NEGATIVO	-----	XX	XX	XX	X	
4	TODO CARGADO	-----	XX	XX	XX	XX	
5	S/C DESCARGADO	-----	XX	X	XX	XX	
6	SISMO	-----	XX	XX	XX	XX	
7	SISMO	-----	XX	XX	XX	XX	

X INDICA CARGAS PERMANENTES
 XX INDICA CARGAS PERMANENTES Y SOBRECARGA

ESCALA: EJES 1:20
 MOMENTO 1cm = 1,000 Kg-m.

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
 FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS DE GRADO

PILETA OLIMPICA

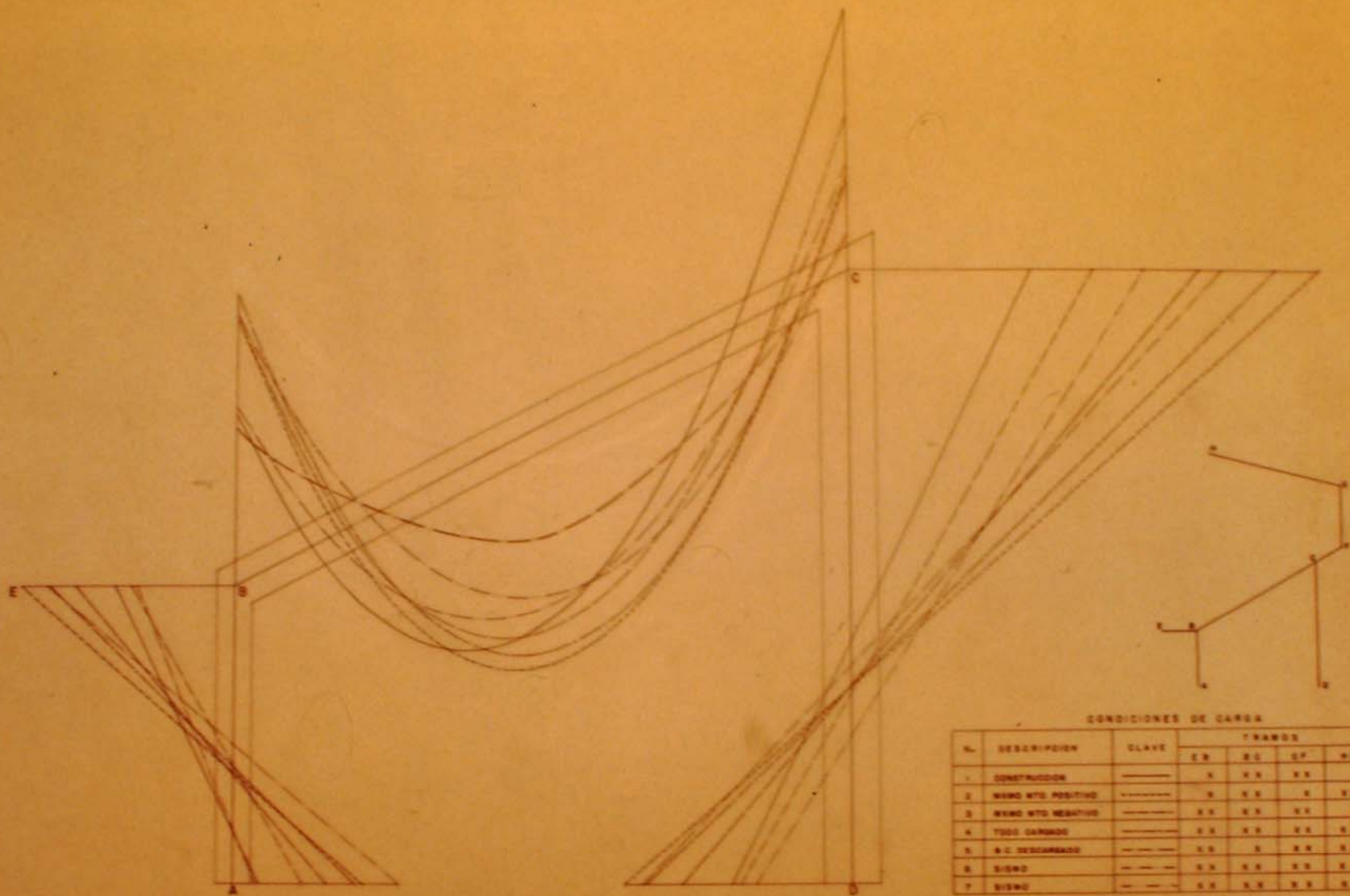
B-2

TRIBUNA DE PRIMERA
 PORTICO PRINCIPAL
 DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES

JORGE SOLIS TAYAR

PROYECTO 1961

ESCALA-MEDICION



ESCALA EJES 1:20
 MOMENTO 1 cm = 1000 Kg-m.

CONDICIONES DE CARGA

N.	DESCRIPCION	CLAVE	TRAMOS				FUERZA HORIZONTAL
			ED	EC	CF	FE	
1	CONSTRUCCION	-----	X	XX	XX		
2	WIND WTD POSITIVO	-----	X	XX	X	XX	
3	WIND WTD NEGATIVO	-----	XX	XX	XX	X	
4	TODO CARGADO	-----	XX	XX	XX	XX	
5	S.C. DESCARGADO	-----	XX	X	XX	XX	
6	SIGNO	-----	XX	XX	XX	XX	
7	SIGNO	-----	XX	XX	XX	XX	

X INDICA CARGAS PERMANENTES
 XX INDICA CARGAS PERMANENTES Y SOBRECARGA

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
 FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS DE GRADO
 PILETA OLIMPICA

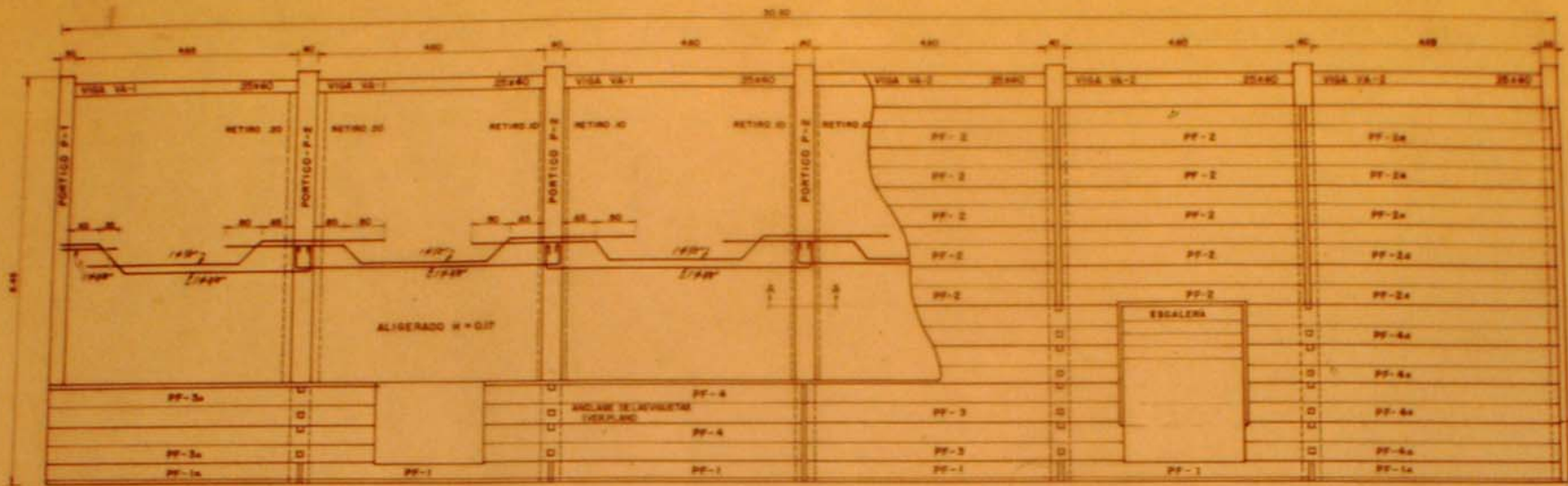
B-3

TRIBUNA DE PRIMERA
 PORTICO PRINCIPAL
 DIAGRAMA DE MOMENTOS

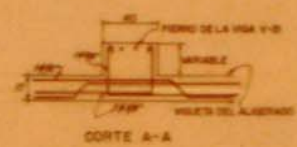
JORGE SOLÍS TORAL

PROMOCION 80

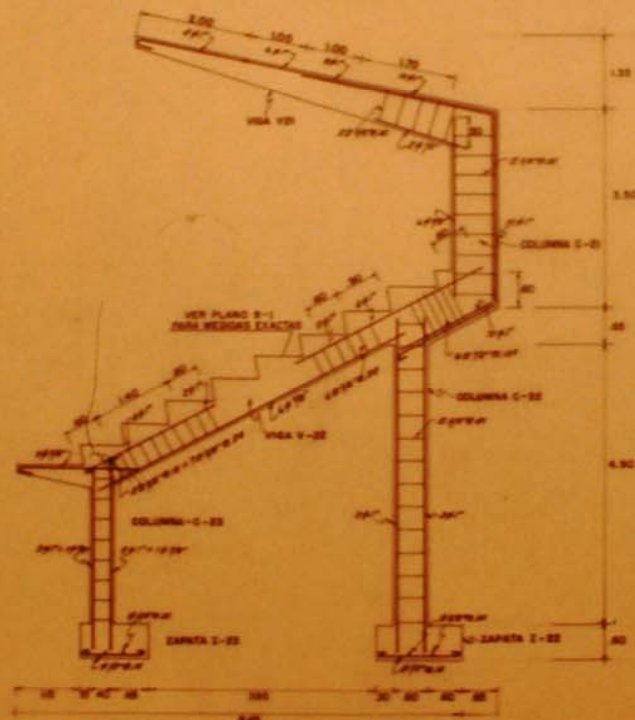
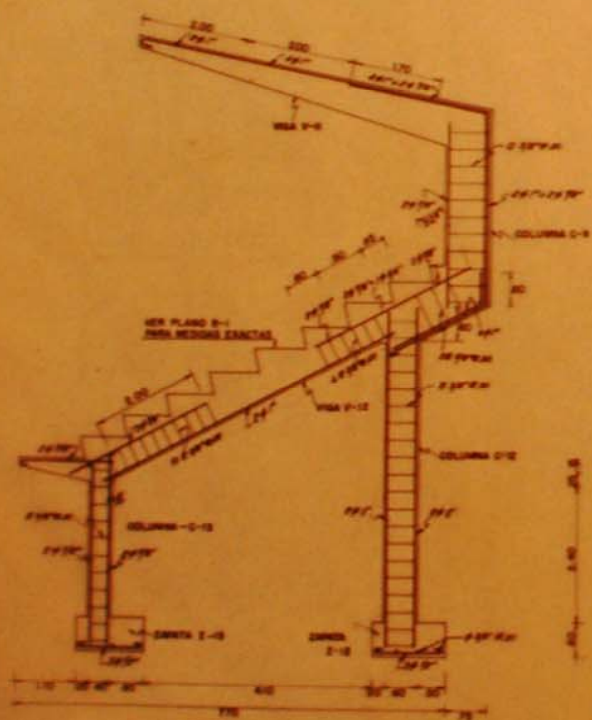
ESCALA: 1:20



TECHO Y GRADERIAS - ESTRUCTURA - ESCALA 1:50

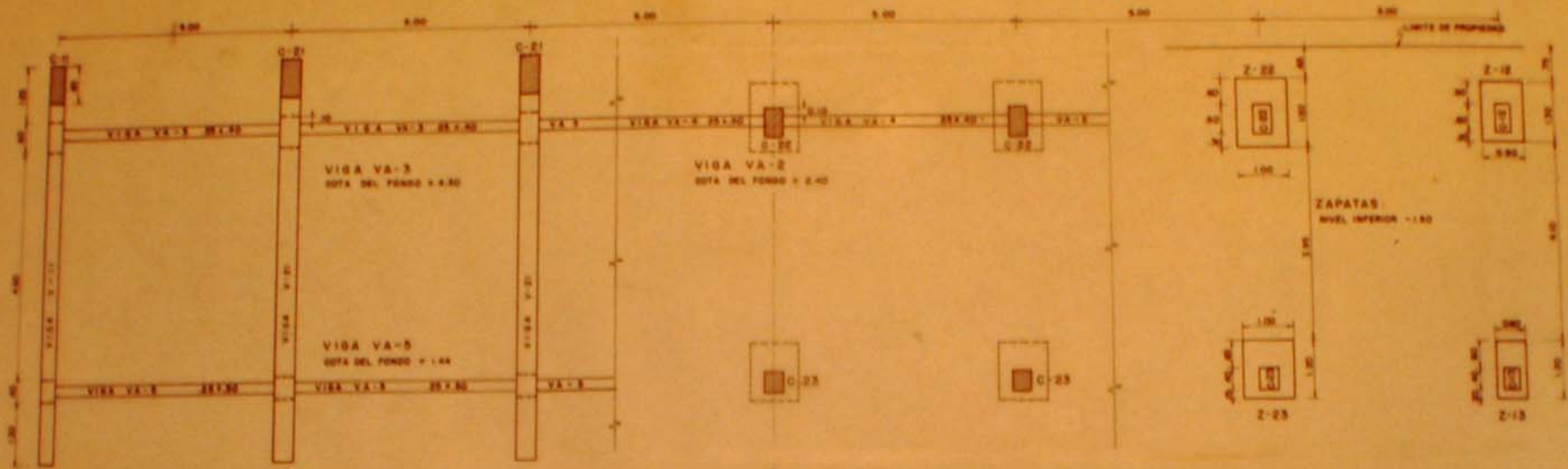


ESCALA 1:30

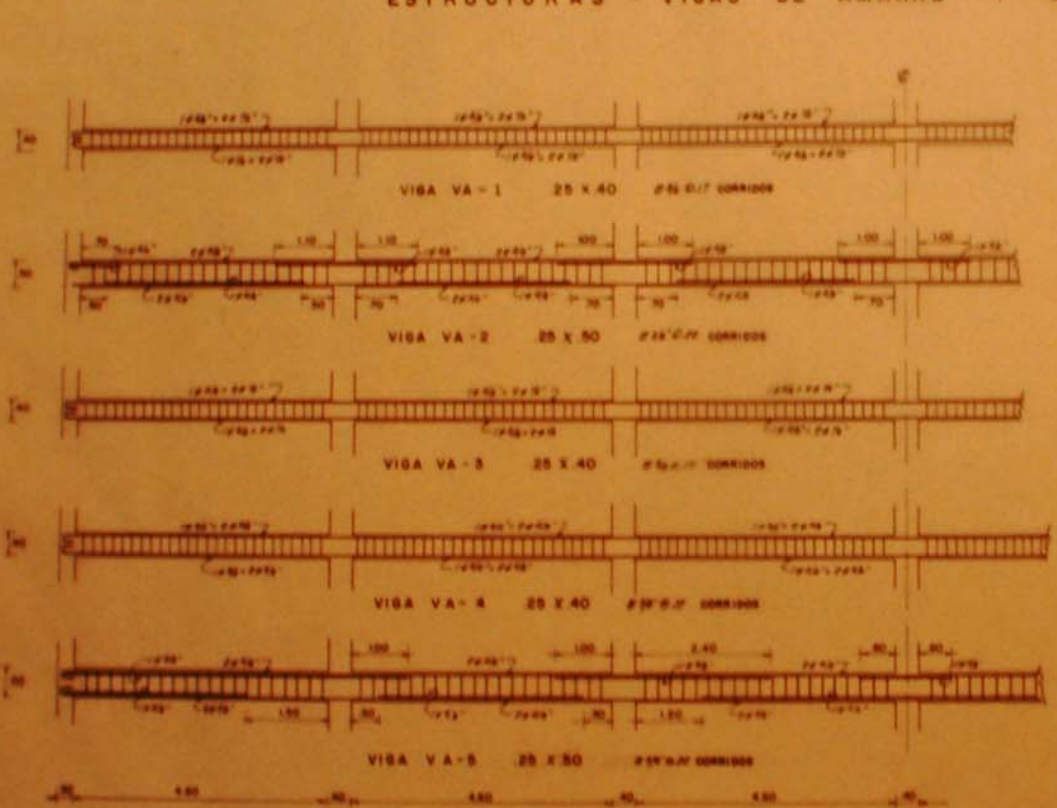


$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$
 $w = 4 \text{ kg/cm}^3$

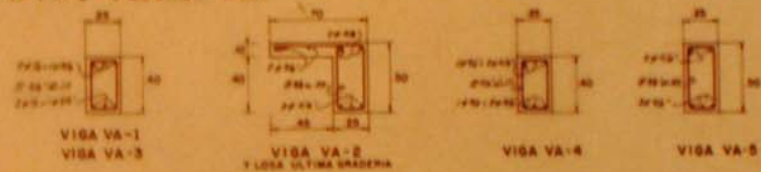
UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
FACULTAD DE INGENIERIA		
TESIS DE GRADO		
PILETA OLIMPICA		
B-4	TRIBUNA DE PRIMERA	
	ESTRUCTURAS: TECHO Y PORTICO	
JORGE SOLIS TOVAR	PROFESION (ING)	ESCALA (INDICADA)



DISTRIBUCION GENERAL
 ESTRUCTURAS - VIGAS DE AMARRE Y ZAPATAS (ESCALA 1:50)



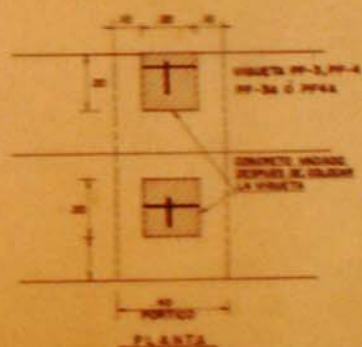
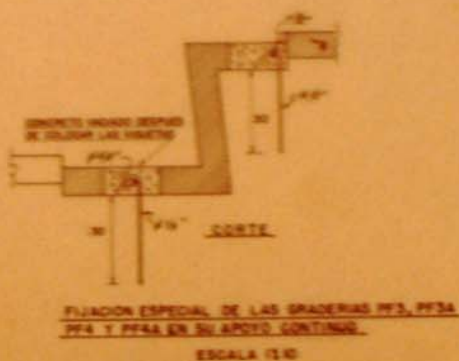
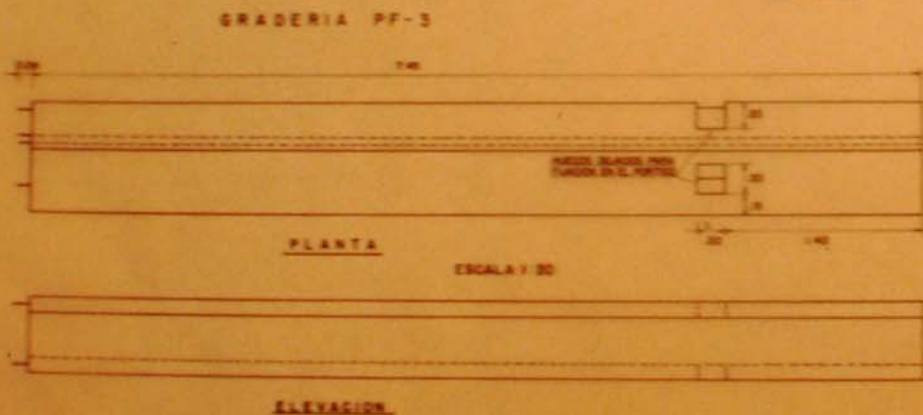
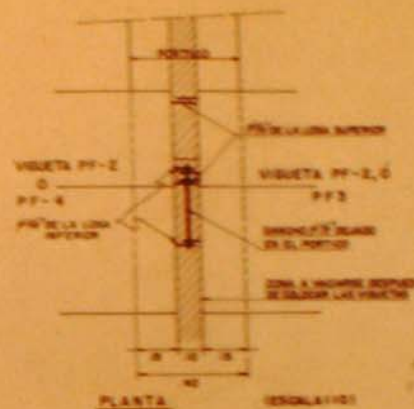
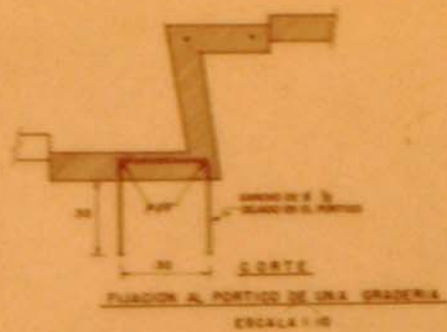
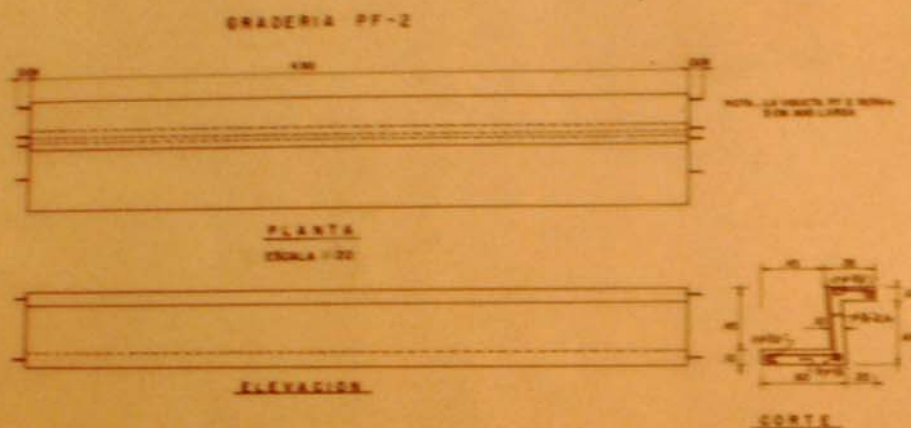
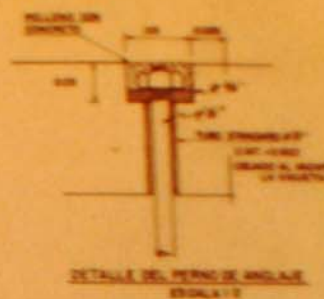
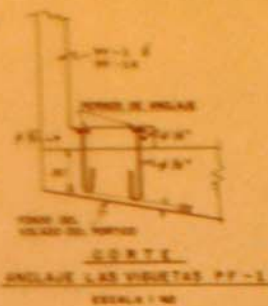
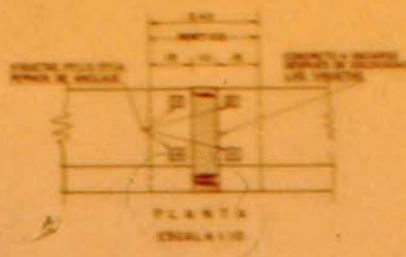
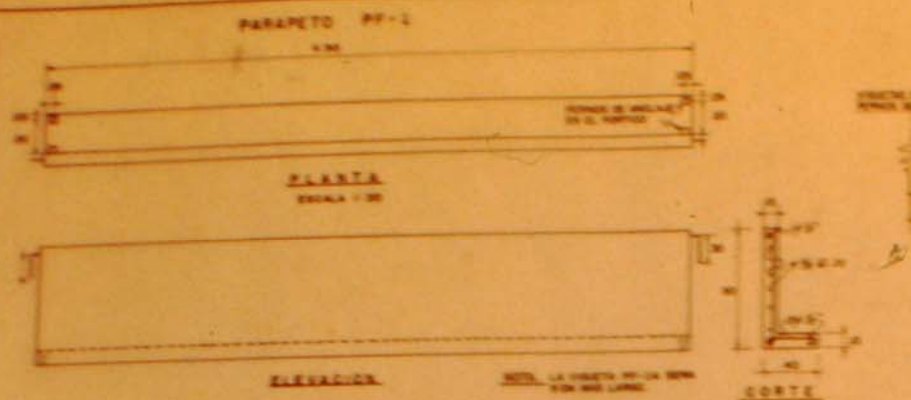
VIGAS DE AMARRE
 ESCALA 1:50



ESCALERA
 ESCALA 1:50

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$
 $w = 4 \text{ kg/cm}^3$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
FACULTAD DE INGENIERIA		
TESIS DE GRADO		
PILETA OLIMPICA		
B-5	TRIBUNA DE PRIMERA	
	ESCALERA, ZAPATAS	
ESTRUCTURAS		VIGAS DE AMARRE
JORGE SOLIS TOVAR	PROYCCION	ESCALA: INDICADOR



CONCRETO = 140 kg/m³
FIERRO = 1400 kg/m³

NOTAS: LA VIGUETA PF-4 SERA IGUAL A LA PF-3 PERO CON LOS HUECOS PARA FIJACION EN EL PORTICO AL LADO IZQUIERDA
LAS VIGUETAS PF3A Y PF4A, SERAN 80 CM MAS LARGAS QUE LAS PF3 Y PF4 RESPECTIVAMENTE LA MAYOR LONGITUD SERA EN EL EXTREMO OPUESTO A LOS HUECOS

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS DE GRADO

PILETA OLIMPICA

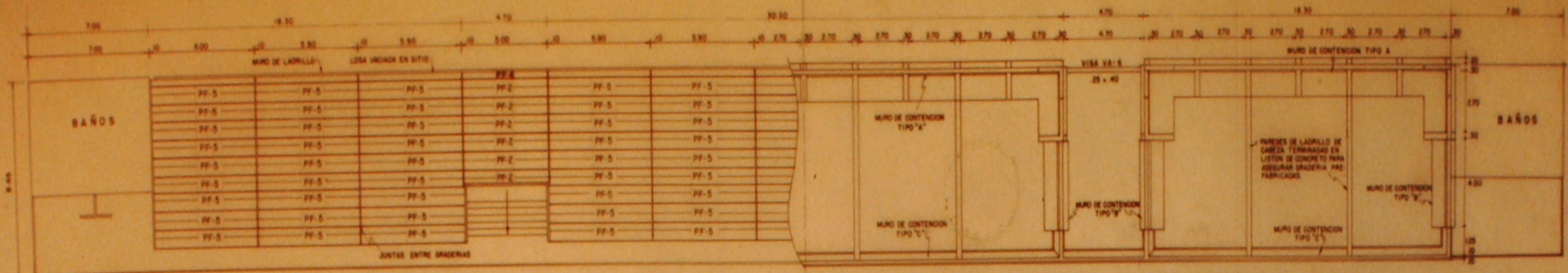
B-6

TRIBUNA DE PRIMERA
ESTRUCTURAS
ELEMENTOS PRE-FABRICADOS

JOSÉ SOLÍS TORRES

PROMOCION 1961

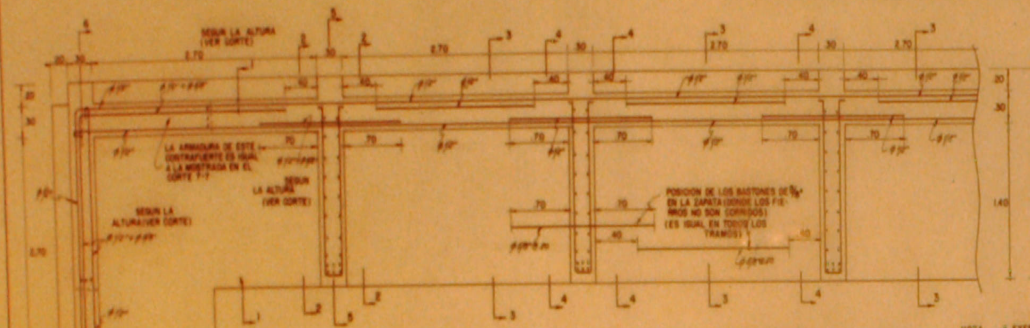
ESCALA
INDICADAS



DISTRIBUCION DE GRADERIAS PRE-FABRICADAS

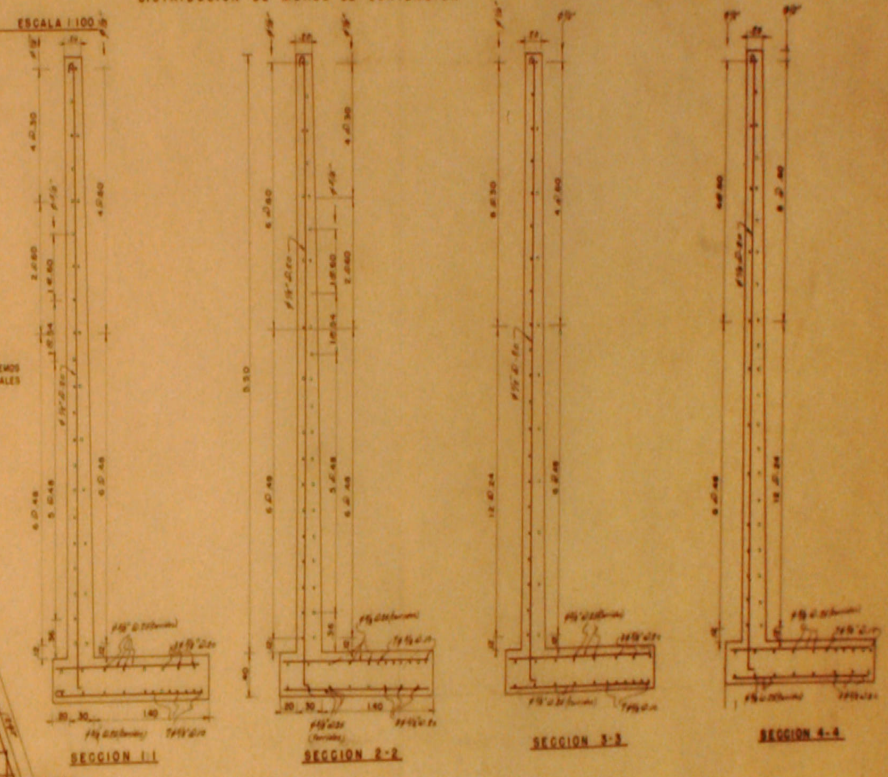
DISTRIBUCION GENERAL DE ESTRUCTURAS ESCALA 1:100

DISTRIBUCION DE MUROS DE CONTENCIÓN

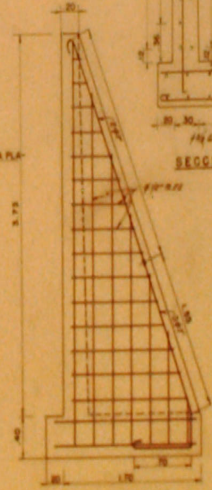
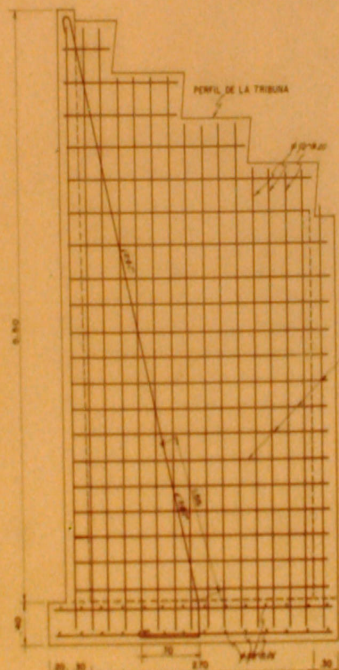
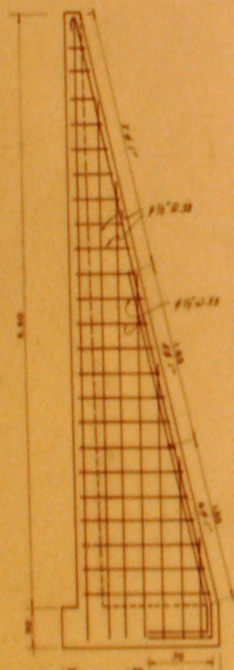


MURO DE CONTENCIÓN TIPO "A" (DE CONTRAFUERTE) ESCALA 1:25

NOTA: A EJERCICIO DE LOS EXTREMOS TODOS LOS PAROS SON IGUALES



MURO DE CONTENCIÓN TIPO "B"

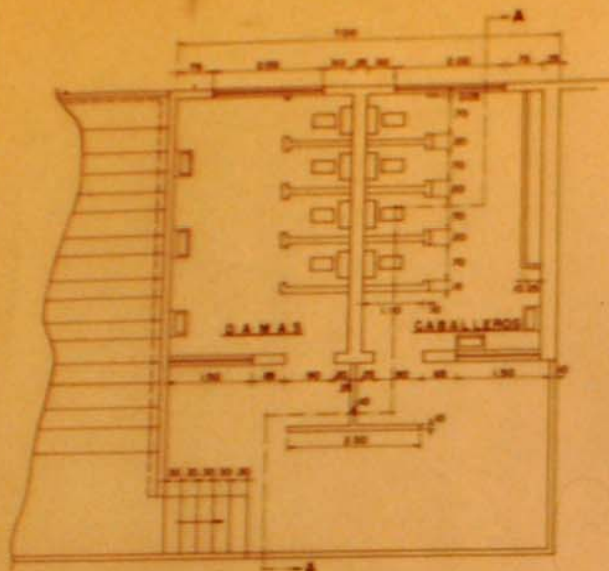


MURO DE CONTENCIÓN TIPO "G"
CONCRETO OLOPEO



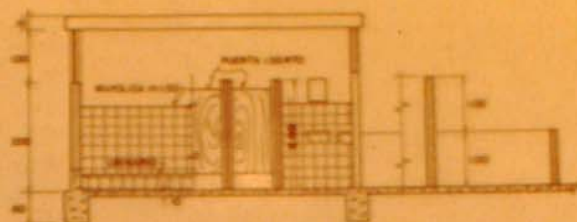
UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU FACULTAD DE INGENIERIA		
TESIS DE GRADO		
PILETA OLIMPICA		
C-2	TRIBUNA DE SEGUNDA MUROS DE CONTENCIÓN	
JEROME SOLIS TOVAR	PROMOCION 1981	ESCALA 1:25 / 1:50

TIC
0214
P



BAÑOS
DISTRIBUCION GENERAL

(VER UBICACION EN PLANO 0-01)

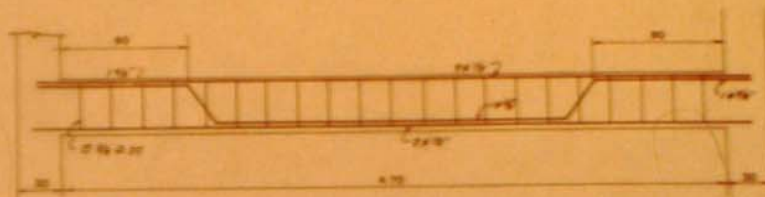


CORTE A-A



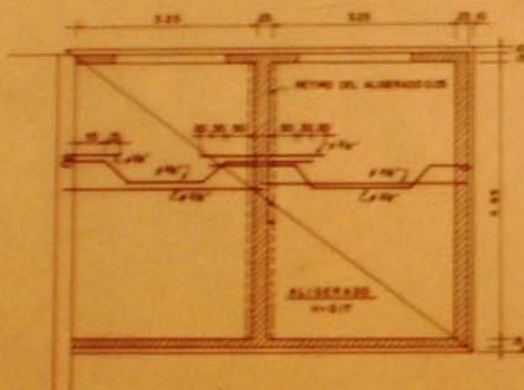
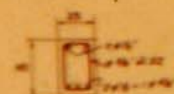
FACHADA

BAÑOS
ESCALA 1:50



VISTA VA-6 25 x 40

ESCALA 1:50

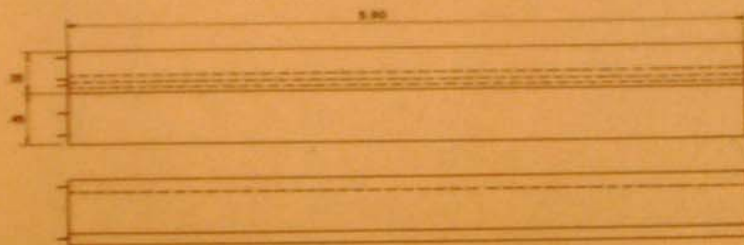


ESTRUCTURAS

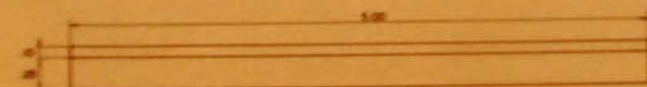
ESCALA 1:50



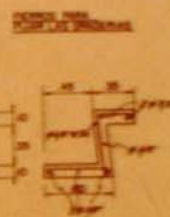
DETALLE DEL ALIGERADO



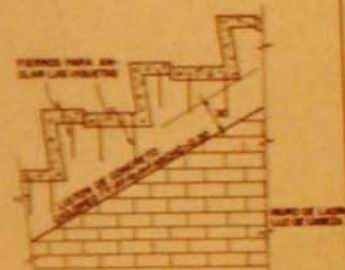
GRADERIA PF-5 (ESCALA 1:25)



PARAPETO POSTERIOR PF-6



DETALLE DE LAS BARRAS PARA COLOCAR LAS VISUETAS



NOTA: LOS DETALLES DE EMPALME Y FUNCIÓN DE LAS GRADERIAS PF-5 Y EL PARAPETO PF-6 SON IGUALES A LOS DE LAS GRADERIAS PF-2 Y EL PARAPETO PF-1 RESPECTIVAMENTE (VER ESTOS DETALLES EN EL PLANO 0-01) PARA DETALLES DE LA GRADERIA PF-3 VER PLANO 0-01

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS DE GRADO

PILETA OLIMPICA

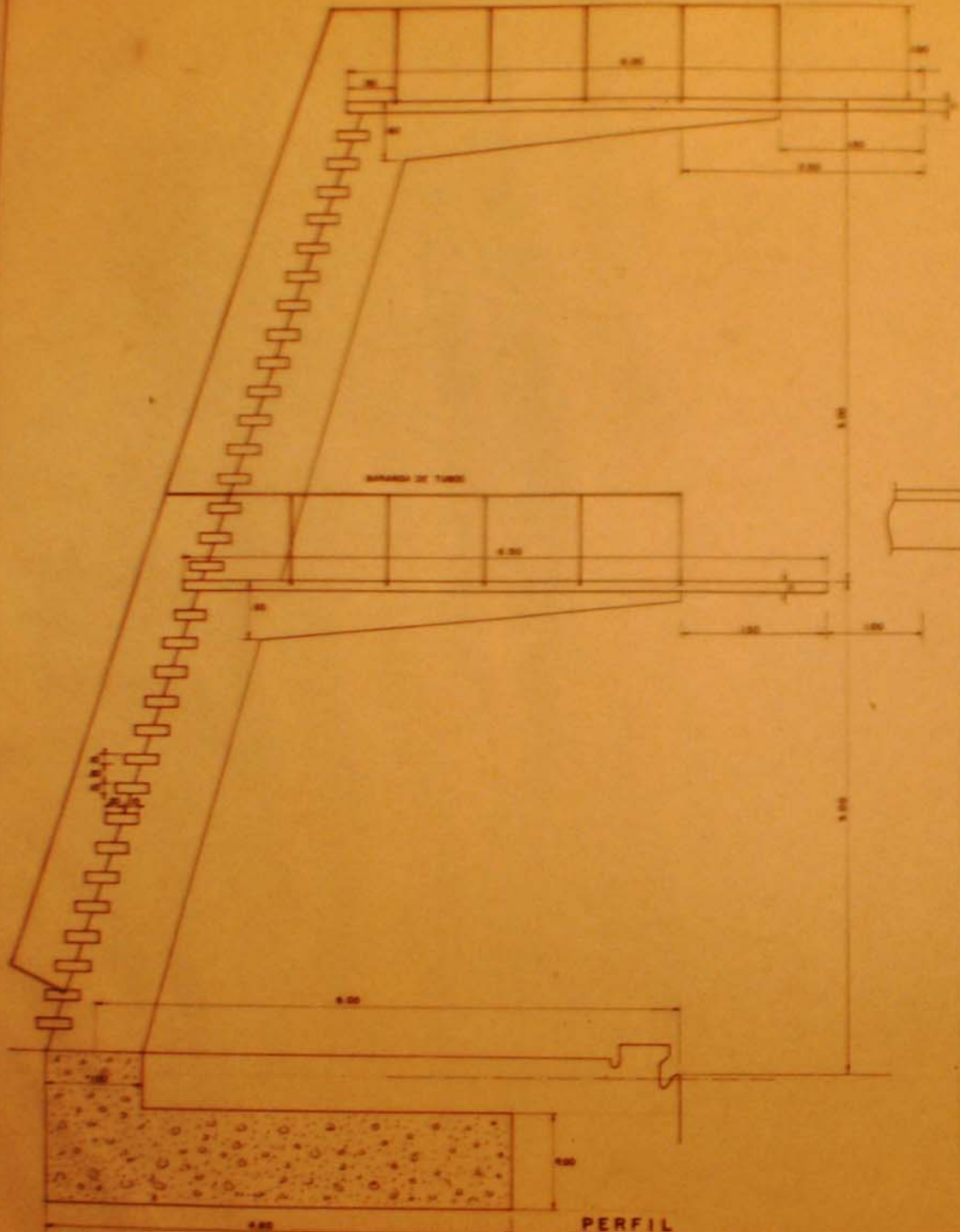
C-3

TRIBUNA DE SEGUNDA
BAÑO Y GRADERIAS

JOSÉ SOLÍS TORRES

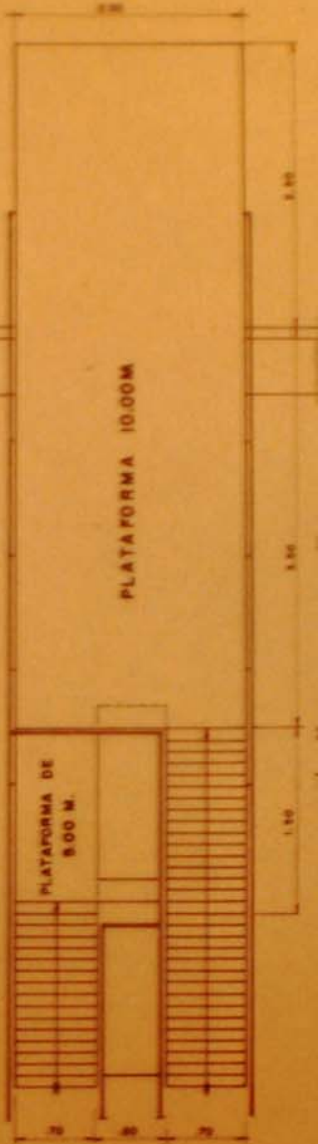
PROYECCION 1961

ESCALA: 1:50

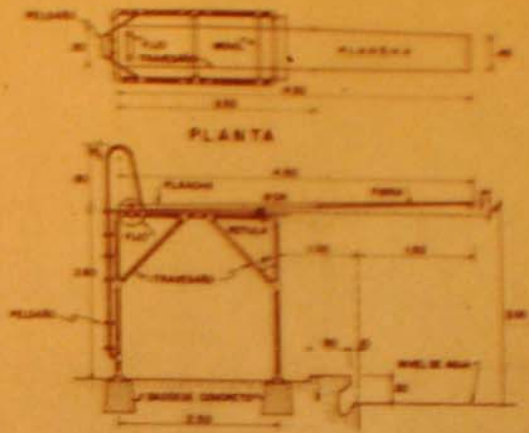


PERFIL
ESCALA 1:25

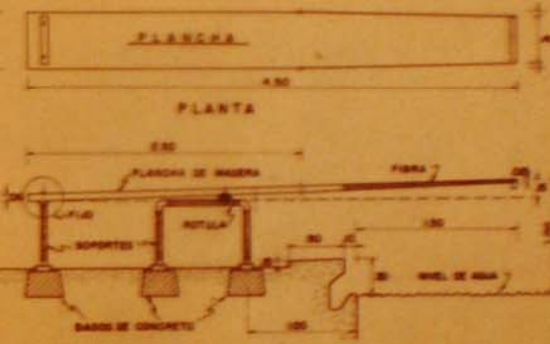
PLATAFORMA DE SALTOS ORNAMENTALES



PLANTA
ESCALA 1:25

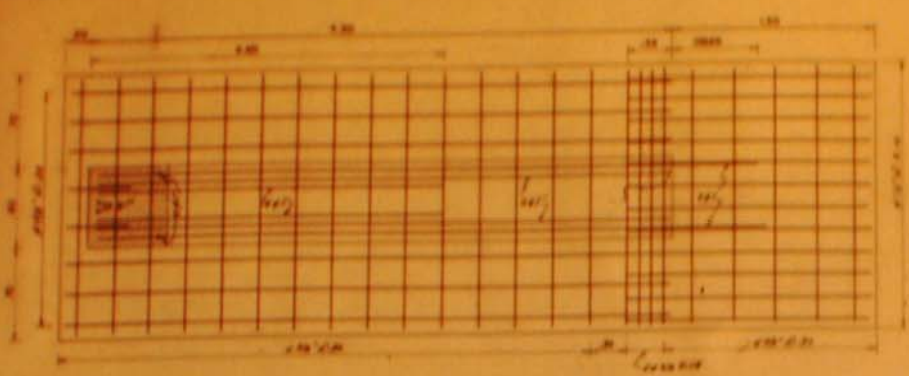


ELEVACION TRAMPOLIN DE 300m

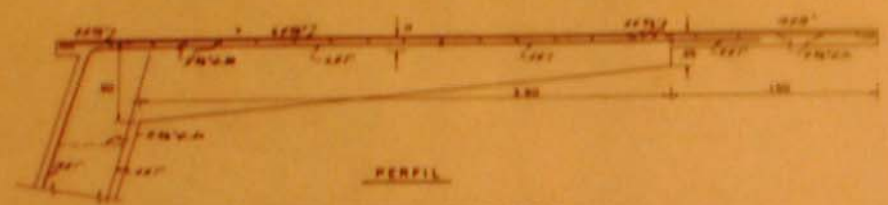


ELEVACION TRAMPOLIN DE 100m

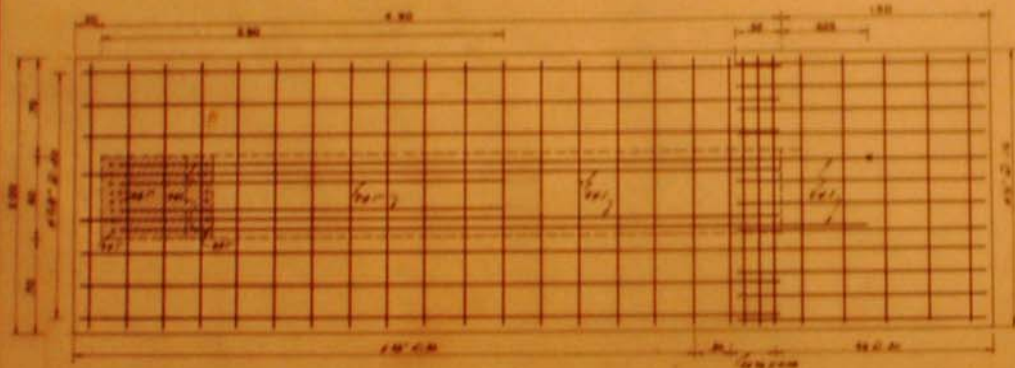
UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU FACULTAD DE INGENIERIA		
TESIS DE GRADO PILETA OLIMPICA		
D-1	TRAMPOLINES	
JORGE SOLIS TOVAR	PROMOCION 1961	ESCALA INDICADA



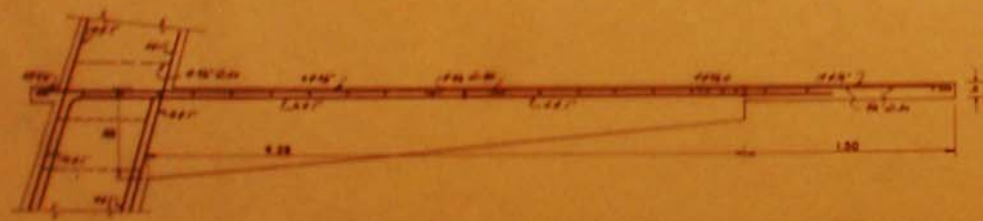
PLANTA
ESCALA 1:50



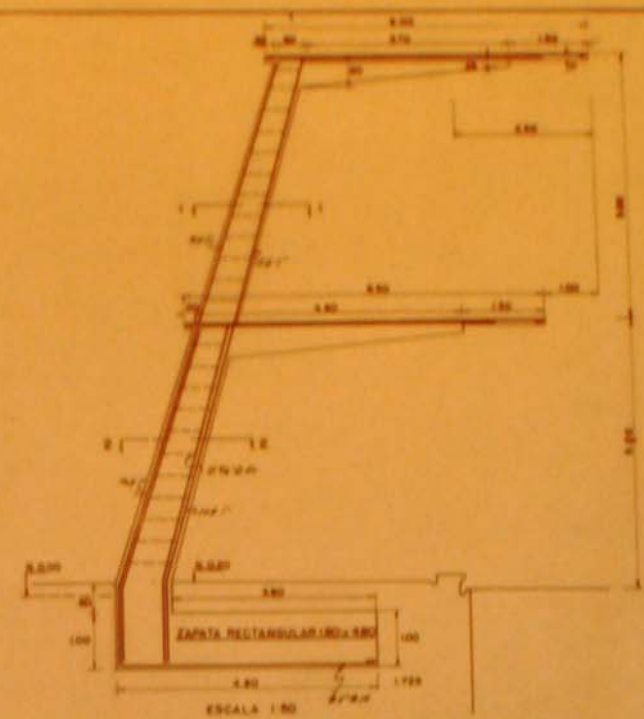
PERFIL
PLATAFORMA SUPERIOR



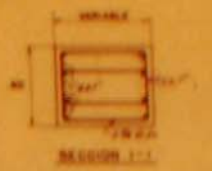
PLANTA
ESCALA 1:50



PERFIL
PLATAFORMA INFERIOR



TRAMPOLINES - PLANO GENERAL DE ESTRUCTURAS



SECCION 1-1

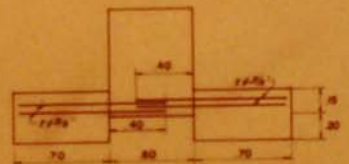


SECCION 2-2



DETALLE DE LOS ESCALONES DE LA ESCALERA

ESCALA 1:20

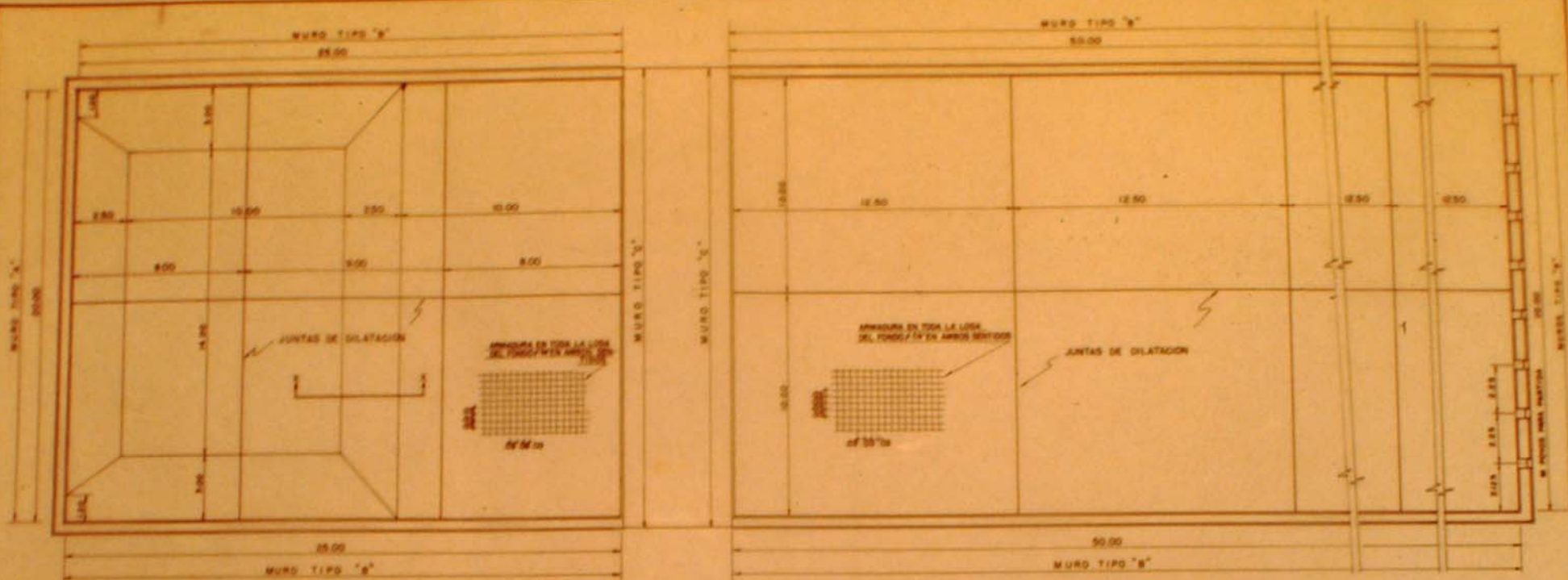


DETALLE DE COLOCACION DE LAS ESCALERAS

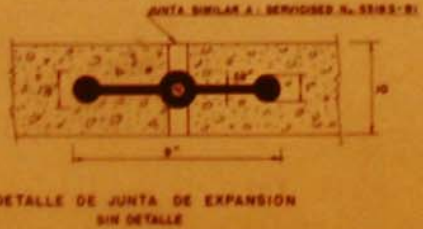
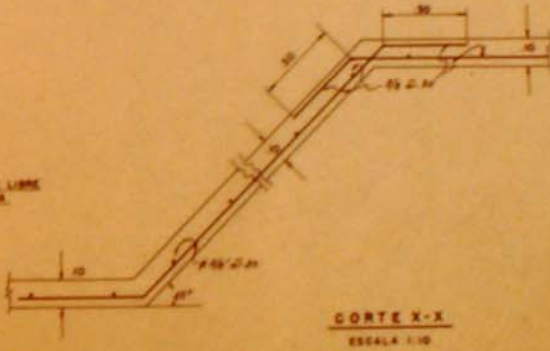
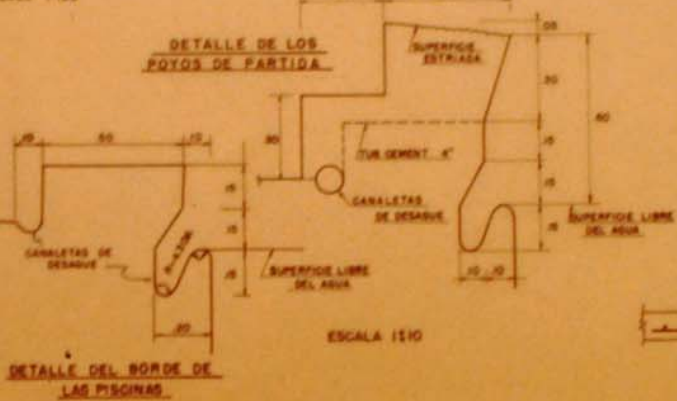
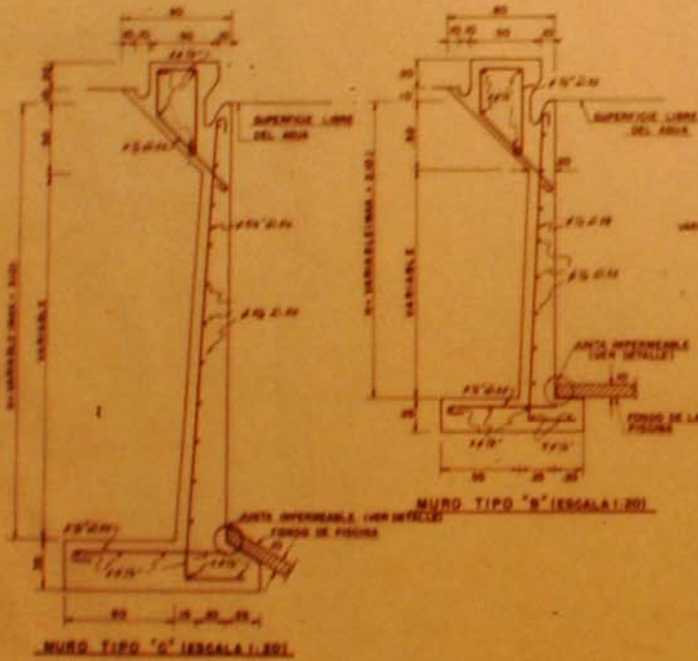
$f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$
 $W = \text{Kg/cm}^2$

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU FACULTAD DE INGENIERIA		
TESIS DE GRADO PILETA OLIMPICA		
D-2	PLATAFORMA DE SALTOS ORNAMENTALES - ESTRUCTURAS	
JORGE SOLIS TOVAR	PROMOCION 1981	ESCALA INDICADA

TIC
0214
P



DISTRIBUCION GENERAL
ESCALA 1:100



UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU FACULTAD DE INGENIERIA		
TESIS DE GRADO PILETA OLIMPICA		
E-1	PISCINAS-ESTRUCTURA	
JORGE SOLIS TOVAR	PROYECTO 1961	ESCALA INDICADAS

TIC
2/14
P

