T.S 135
A116i

INFORME DE TRABAJO SOCIAL

OLGA BEATRIZ ABAD TORO

MARIA LUISA ISAZA RUIZ

Trabajo de Grado presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil.

ENVIGADO

ESCUELA DE INGENIERIA DE ANTIOQUIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

1992

Escuela de Ingeniería de Antioquia
6613
BIBLIOTECA

7.S/35
A116i

Municipio de Medellín

SECRETARIA DE DESARROLLO COMUNITARIO

Medellín, 14 de octubre de 1992

Doctor
CARLOS RODRIGUEZ LALINDE
Decano Facultad de Ingeniería Civil
Escuela de Ingeniería

La Secretaría de Desarrollo Comunitario del Municipio de Medellín, hace constar que OLGA BEATRIZ ABAD TORO, identificada con la cédula de ciudadanía número 43.723.798 de Envigado, ha cumplido satisfactoriamente con las 220 horas de trabajo social en el Departamento Operativo y de Programas Especiales, sección Rehabilitación de Barrios Subnormales.

Atentamente,

MUNICIPIO DE MEDELLIN
Sría. de Desarrollo Comunitario
Depto. Operativo y de Programas Especiales

OSCAR ALONSO RAMIREZ GALLO
Jefe Depto. Operativo y P.E.

MUNICIPIO DE MEDELLIN
SECRETARIA DE DESARROLLO COMUNITARIO

ABELARDO PARRA ARISTIZABAL
Secretario de Despacho

Escuela de Ingeniería de Antioquia
BIBLIOTECA
8613

T.S 135
A 116c

Municipio de Medellín

SECRETARIA DE DESARROLLO COMUNITARIO

Medellín, 14 de octubre de 1992

Doctor
CARLOS RODRIGUEZ LALINDE
Decano Facultad de Ingeniería Civil
Escuela de Ingeniería

La Secretaría de Desarrollo Comunitario del Municipio de Medellín, hace constar que MARIA LUISA ISAZA RUIZ identificada con la cédula de ciudadanía número 43.727.248 de Envigado, ha cumplido satisfactoriamente con las 220 horas de trabajo social en el Departamento Operativo y de Programas Especiales, sección de Rehabilitación de Barrios Subnormales.

Atentamente,

MUNICIPIO DE MEDELLIN
Srio. de Desarrollo Comunitario
Depto. Operativo y de Programas

OSCAR ALONSO RAMIREZ GALLO
Jefe Depto. Operativo y P.E.

MUNICIPIO DE MEDELLIN
SECRETARIO
SECRETARIA DE DESARROLLO COMUNITARIO

ABELARDO PARRA ARISTIZABAL
Secretario de Despacho

ior.

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
1. INTRODUCCION	1
2. CALCULO ESTRUCTURAL DEL CENTRO DE INTEGACION BARRIAL	2
2.1. CALCULO DE LA LOSA	2
2.2. CALCULO DE LOS NERVIOS	3
2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS	7
2.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	11
2.5. DISPOSICION DE LOS PORTICOS	12
2.6. FUERZAS RESULTANTES DEL ANALISIS PARA CARGA VERTICAL	18
2.7. DESPIECE DE VIGAS	23
2.8. DISEÑO A CORTANTE EN VIGAS	28
2.9. DESPIECE DE COLUMNAS	39
2.9.1. Efectos locales de esbeltez	39
2.9.2. Cálculo del área de acero	41
2.10. DISEÑO A CORTANTE EN COLUMNAS	42
3. CANTIDADES DE OBRA DEL CENTRO DE INTEGRACION BARRIAL	47
3.1. PLANOS ESTRUCTURALES	47

3.1.1. Concreto 47

3.1.2. Refuerzo longitudinal 49

3.1.3. Refuerzo transversal 52

3.2. PLANOS ARQUITECTONICOS 54

3.2.1. Mampostería 54

3.2.2. Carpintería en madera 54

3.2.3. Pisos 55

3.2.4. Revoque 55

3.2.5. Enchapes 56

3.2.6. Ventanería 56

4. CALCULO ESTRUCTURAL DEL LICEO INDEPENDENCIAS II 58

4.1. CALCULO DE LA LOSA 58

4.2. CALCULO Y DESPIECE DE NERVIOS 60

4.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES 62

4.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS 66

4.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DE TECHO 66

4.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS 66

4.7. DISPOSICION DE LOS PORTICOS 66

4.8. ANALISIS PARA CARGA VERTICAL Y DE SISMO 71

4.9. DESPIECE DE VIGAS 77

4.10. DISEÑO A CORTANTE 81

4.11. DISEÑO DE COLUMNAS 82

4.11.1. Efectos de esbeltez 82

4.11.2. Cálculo área de acero 83

4.11.3. Refuerzo a cortante 83

5. INTERVENTORIA DE LA CONSTRUCCION DE OBRAS DE PROTECCION DE LA QUEBRADA LA CORCOVADA 86

1. INTRODUCCION

La Escuela de Ingeniería de Antioquia exige para obtener el título de Ingeniero Civil optar por alguna de las siguientes opciones: monografía, cursos de extensión o servicio social.

Como estudiantes de último año y conscientes de la situación actual que afronta nuestra sociedad, decidimos elegir el servicio social como requisito de grado, para así ayudar a solucionar alguna de las necesidades que presentan las comunidades de escasos recursos.

Fue así como prestamos el servicio social en la Secretaría de Desarrollo Comunitario del Municipio de Medellín, la cual es la encargada de realizar el trabajo social, jurídico y técnico para la rehabilitación de zonas marginales y la prevención de desastres en el Municipio.

Escuela de Ingeniería de Antioquia
BIBLIOTECA

2. CALCULO ESTRUCTURAL DEL CENTRO DE INTEGRACION BARRIAL

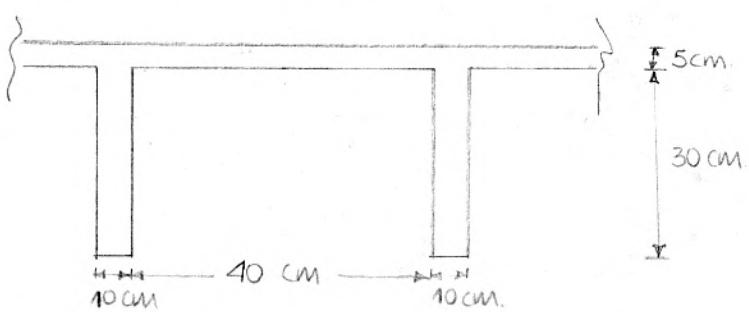
Con base en la planta del centro de integración, se definieron las vigas principales y secundarias teniendo en cuenta la mejor dirección de colocación de los nervios; fue así como los nervios se colocaron en direccción X, al igual que las vigas secundarias, por lo tanto las vigas principales se colocaron en dirección Y.

2.1 CALCULO DE LA LOSA

El espesor de la losa se determina con base en la luz más desfavorable que es la mayor, la cual es de 5.70 mts. Según la tabla C.9.1. del C.C.C.S.R. para una placa con nervios armada en una dirección y un apoyo continuo, el espesor mínimo para que no haya necesidad de calcular flechas es de l/18

l/18= 570 cm/18= 31.66 cm ≈ 35 cm

La losa será aligerada con casetones recuperables, y quedará de la siguiente forma:



La carga sobre la losa se determinó así:

- Cargas muertas (CM):

  W loseta = 0.05m * 2400kg/m³ = 120 kg/m²

  $$W \text{ nervio} = \frac{0.10m * 0.30m * 2400\ kg/m^3}{0.5m} = 144\ kg/m^2$$

  W acabados y particiones = 100 kg/m²

  Carga muerta = 120 + 144 + 100 = 364 kg/m²

- Carga viva (CV):

  CV = 300 kg/m²

- Carga total:

  CT = CM + CV = 364 + 300 = 664 kg/ m²

- Carga última (CU):

  CU = 1.4 CM + 1.7 CV

  = 1.4 * 364 + 1.7 * 300 = 1020 kg/ m² = 1.02 ton/m²

Como los nervios están espaciados cada 0.5 mts entre ejes y la carga última CU = 1 ton/m , la carga distribuida en cada nervio es:

W = 1 ton/m² * 0.5 m = 0.5 ton/m

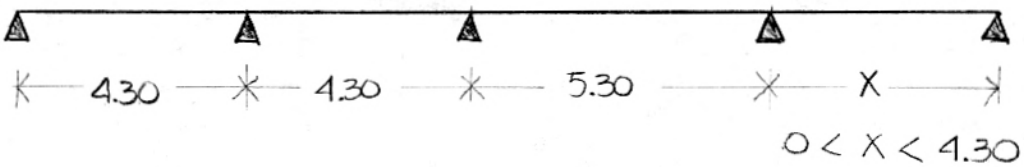
2.2. CALCULO DE NERVIOS

Analizando los nervios según sus apoyos y luces, se tienen cuatro tipos de nervios.

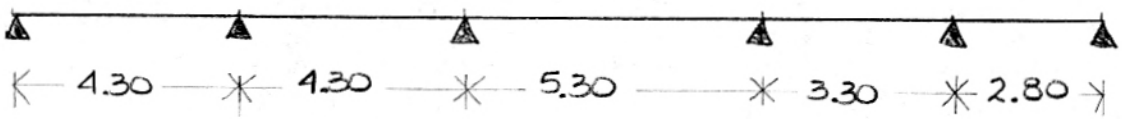
Para cada nervio se determinan las reacciones en los apoyos y los momentos en cada uno de los nudos; con base en ellos se elaboran los diagramas de cortante y momento, de los cuales se obtiene el cortante máximo y los momentos

negativos y positivos máximos para calcular el refuerzo a flexión y a cortante requeridos, y luego hacer el despiece. Los tipos de nervios son:

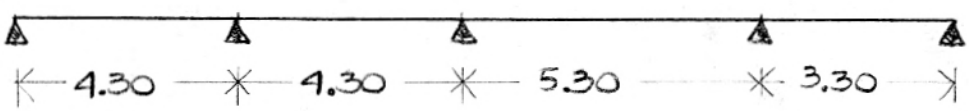
- Nervio 1



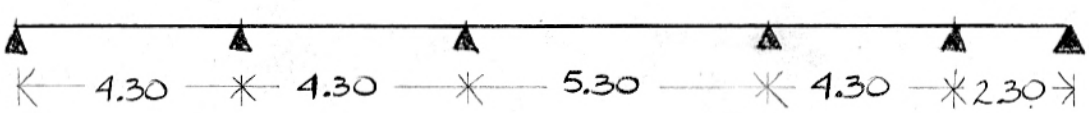
- Nervio 2



- Nervio 3

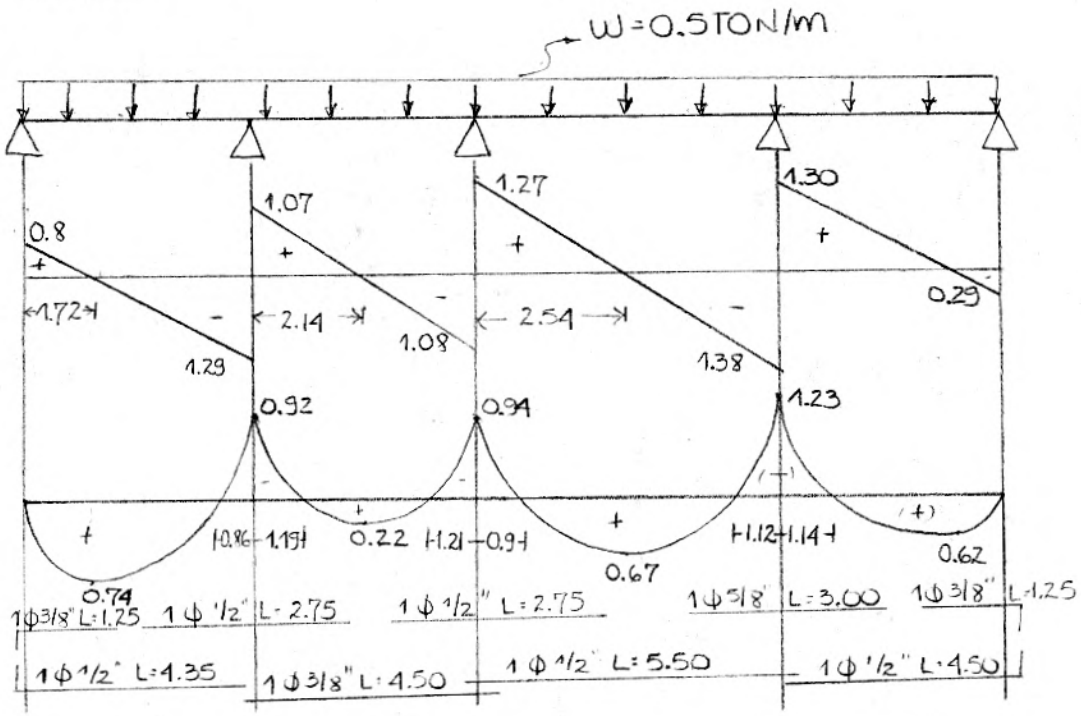


- Nervio 4

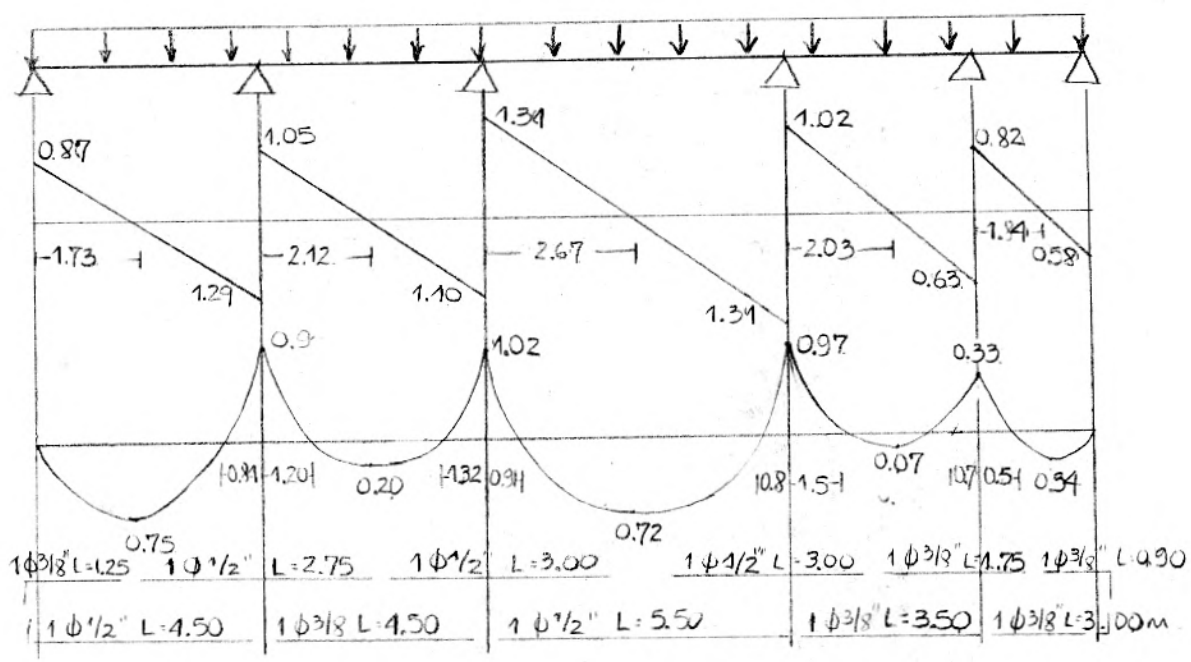


2.2.1. Despiece de nervios

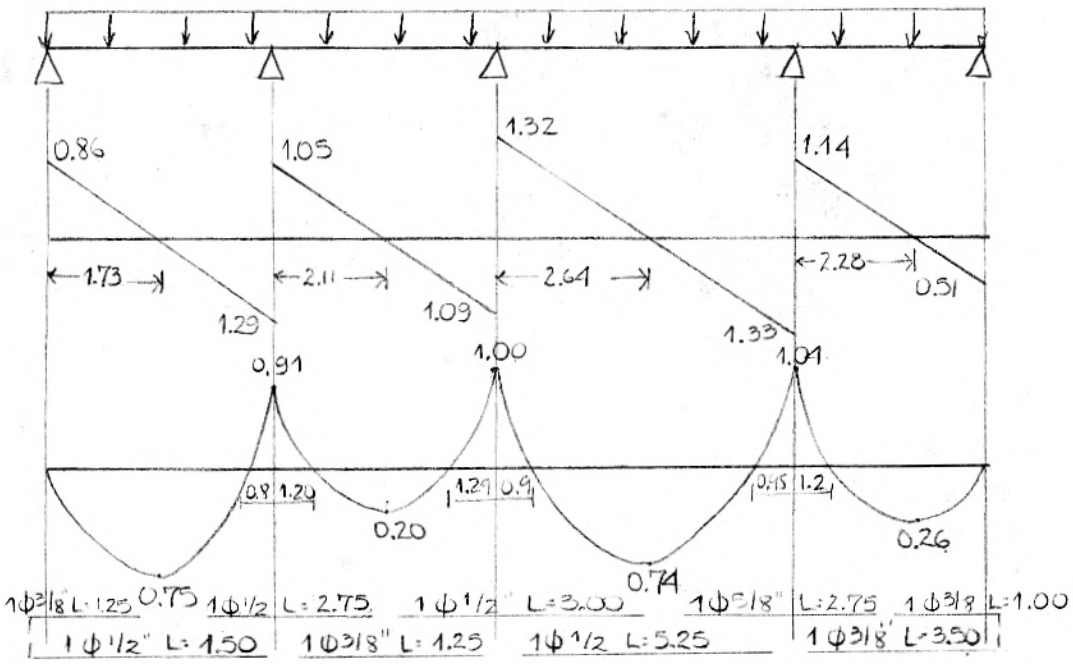
- Nervio 1



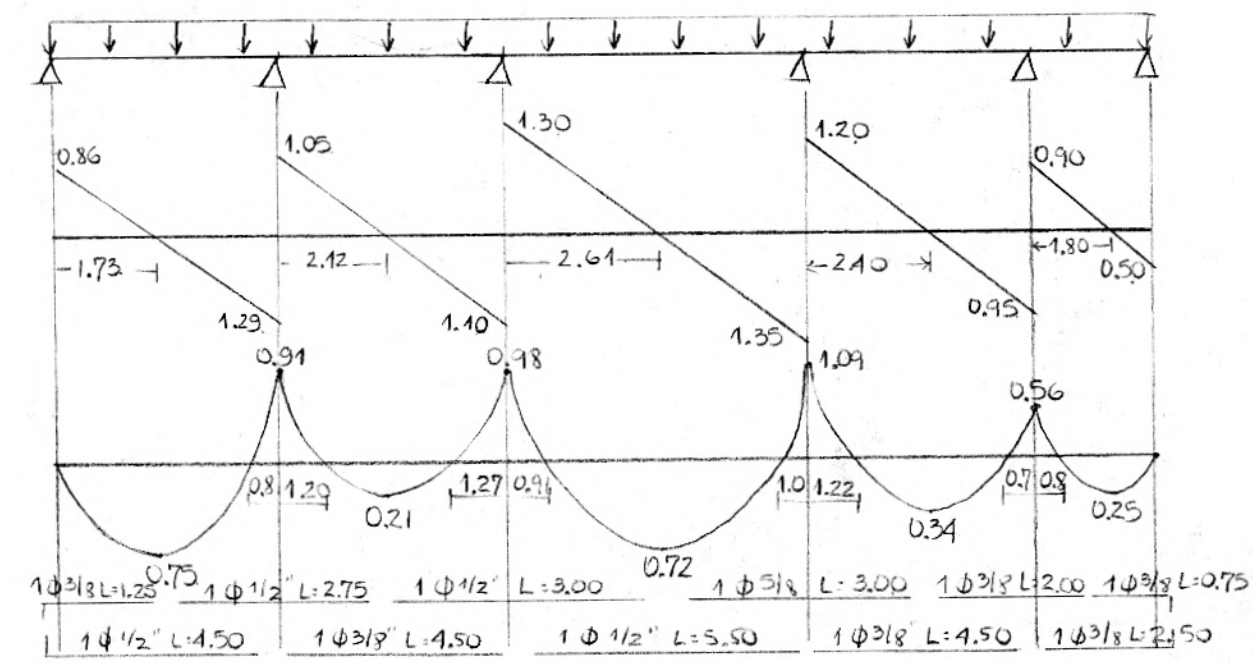
- Nervio 2



- **Nervio 3**



- **Nervio 4**



2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS

Para cada viga se observa cuales nervios se apoyan sobre ella, y el valor de las reacciones.

Para obtener la carga distribuida sobre cada viga, se suman las reacciones de los nervios sobre estas y se divide por la luz. En este caso, se tomó la mayor carga que actuaba sobre la viga, se multiplicó por el número de nervios que llegaban a ella y se dividió por la luz correspondiente.

El momento último que actúa sobre la viga se halla multiplicando la carga distribuida por 1.20, para así considerar el peso propio de la viga, y se aplica la fórmula:

$Mu = W * L / 12$

donde: Mu: momento último

W: carga distribuida

L: luz entre ejes

Para predimensionar se tiene:

$Mu = \phi * Ru * b * d$

donde: $\phi * Ru = 0.493$ para $f'c = 210$ kg/cm² y

$fy = 4220$ kg/cm²

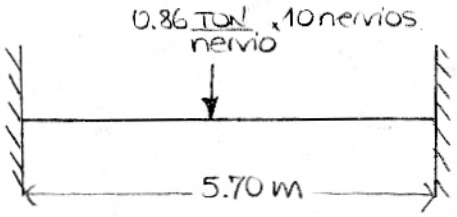
b: ancho de la viga

d: distancia entre el extremo superior de la viga y el centroide del refuerzo a tracción.

Se supuso una altura mínima de las vigas de 35 cm (espesor de la losa) y un ancho mínimo de 30 cm para obtener un buen

confinamiento.

- Viga 1



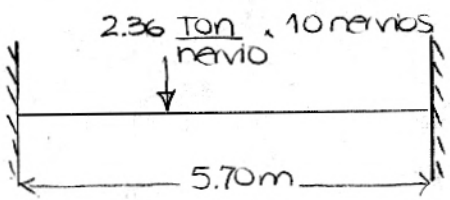
$$w = \frac{0.86\ \text{Ton/n} \times 10\ \text{n}}{5.70\ \text{m}} = 1.51\ \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Mu = \frac{wL^2}{12} = \frac{1.51\ \text{Ton/m} \times 1.2 \times 5.70^2\ \text{m}^2}{12} = 4.91\ \text{Ton.m}$$

$$b = \frac{Mu}{\phi\, Rub d^2} = \frac{4.91\ \text{Ton.m}}{0.0493 \times 30^2\ \text{cm}^2} = 0.11\text{m} \Rightarrow 0.30\text{m}$$

⇒ viga 1 : (30×35)

- Viga 2



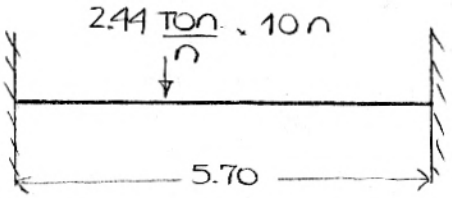
$$w = \frac{2.36\ \text{Ton/n} \times 10\ \text{n}}{5.70\ \text{m}} = 4.14\ \text{Ton/m}$$

$$Mu = \frac{wL^2}{12} = \frac{4.14\ \text{Ton/m} \times 1.20 \times 5.70^2\ \text{m}^2}{12} = 13.45\ \text{Ton.m}$$

$$b = \frac{Mu}{\phi\, Rud^2} = \frac{13.45\ \text{Ton.m}}{0.0493 \times 30^2\ \text{cm}^2} = 0.30\text{m}$$

⇒ viga 2 : (30×35)

- **Viga 3**



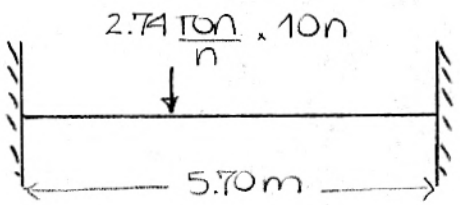
$$W = \frac{2.44\ \text{Ton/n} \times 10\ \text{nervios}}{5.70\ \text{m}} = 4.30\ \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Mu = \frac{WL^2}{12} = \frac{4.30\ \text{Ton/m} \times 1.20 \times 5.70^2\ \text{m}^2}{12} = 14\ \text{Ton.m}$$

$$b = \frac{14.00}{0.0193 \times 35^2} = 0.23\text{m} \Rightarrow 0.30\text{m}$$

La dimensión de esta viga podría ser (30×30) pero para que quede más rígida se hace de (30×40)

- **Viga 4**



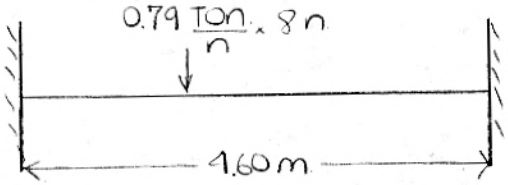
$$W = \frac{2.74\ \text{Ton/n} \times 10\text{n}}{5.70\ \text{m}} = 4.81\ \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Mu = \frac{WL^2}{12} = \frac{4.81\ \text{Ton/m} \times 1.20 \times 5.70^2\ \text{m}^2}{12} = 15.63\ \text{Ton.m}$$

$$b = \frac{15.63}{0.0193 \times 35^2} = 0.26\text{m} \Rightarrow 0.30\text{m}$$

Por la misma razón anterior la dimensión es de (30×40)

- **Viga 5**



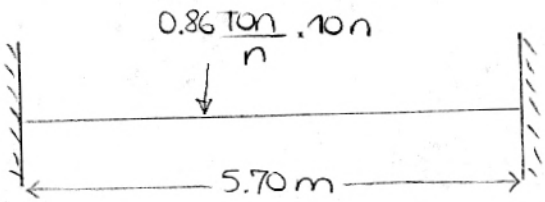
$$w = \frac{0.79\ \text{Ton/n} \cdot 8\text{n}}{4.60\text{m}} = 1.37\ \text{Ton/m}$$

$$Mu = \frac{wL^2}{12} = \frac{1.37\ \text{Ton/m} \cdot 1.20 \cdot 4.60\text{m}^2}{12} = 2.90\ \text{Ton.m}$$

$$b = \frac{Mu}{\phi Ru\, d^2} = \frac{2.90\ \text{Ton/m}}{0.0493 \cdot 30^2\ \text{cm}^2} = 0.07\text{m} \Rightarrow 0.30\text{m}$$

⇒ viga 5 : (30×35)

- **Viga 6**



$$w = \frac{0.86\ \text{Ton/n} \cdot 10\text{n}}{5.70\text{m}} = 1.51\ \text{Ton/m}$$

$$Mu = \frac{wL^2}{12} = \frac{1.51\ \text{Ton/m} \cdot 1.20 \cdot 5.70^2\text{m}^2}{12} = 4.91\ \text{Ton.m}$$

$$b = \frac{Mu}{\phi Ru\, d^2} = \frac{4.91\ \text{Ton.m}}{0.0493 \cdot 30^2\ \text{cm}^2} = 0.11\text{m} \Rightarrow 0.30\text{m}$$

⇒ viga 6 : (30.35)

- Viga 7. La dimensión de esta viga se tomó inicialmente de 30 * 35, pero al analizarla con la carga distribuida más dos cargas puntuales correspondientes a las reacciones de las vigas principales que apoyan sobre ésta, se vió la necesidad de aumentar la sección de la viga en el tramo correspondiente a la luz tres a unas dimensiones de 40 * 50 cm.

Las vigas secundarias se hacen con una base igual a la base mínima = 30 cm y de una altura h = 35 cm que corresponde a la altura de la losa.

2.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Se hizo inicialmente un tanteo con unas dimensiones de columnas de (35 * 35) con las cuales se corrió un programa en computador para hallar los momentos y las fuerzas que actúan tanto en las vigas como en las columnas, con estos resultados se comprobó que las dimensiones supuestas de columnas estaban correctas, para lo cual se calculó así:
Se encuentra la carga última en la columna mediante la fórmula:

Pu = Area aferente * # pisos * CU * 1.25

donde:

CU: es la carga última de la losa hallada anteriormente.

pisos = 2

1.25: factor que considera el peso propio de vigas y columnas, y la hiperestaticidad.

Se tomó el momento mayor (caso más desfavorable) sobre las columnas y se aplicaron las siguientes fórmulas:

$$K = \frac{Pu}{f'c * b * h} \qquad K\,\frac{e}{h} = \frac{Mu}{f'c * b * h}$$

Buscando en los diagramas de interacción adimensional con los datos de K y K e/h hallados anteriormente y con un g = (d - d´)/h

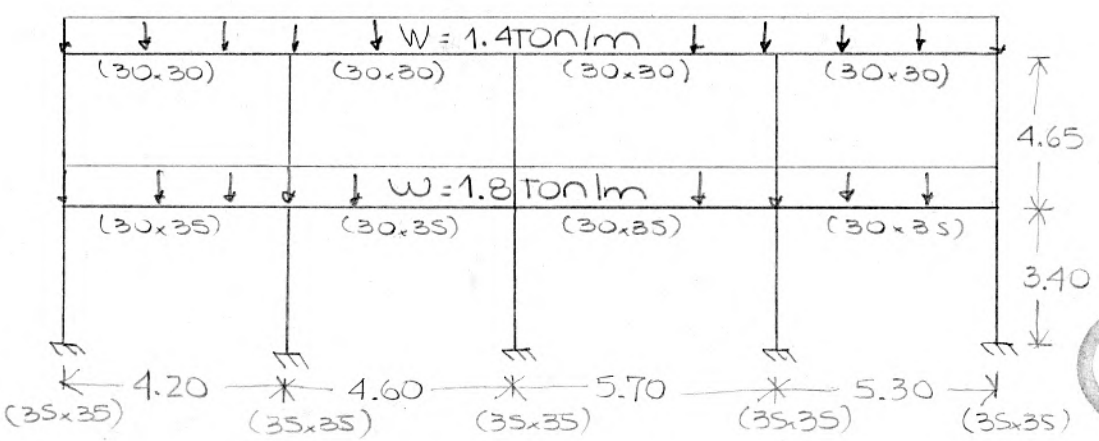
g = (30 - 5)/35 = 0.70

se halló el refuerzo necesario para las columnas (con ocho barras).

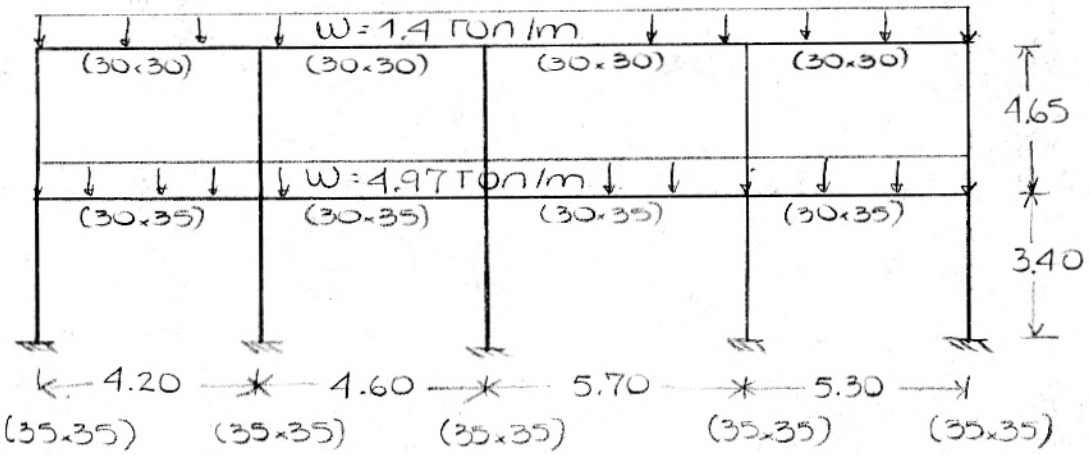
Luego de hacer el procedimiento anterior y comparar con el refuerzo mínimo, el cual es de As min = ρ min * b * h = 0.01 * 35 * 35 = 12.25 cm^2 , se colocó a las columnas el refuerzo nominal : 4 ϕ 1/2" y 4 ϕ 5/8".

2.5 DISPOSICION DE LOS PORTICOS

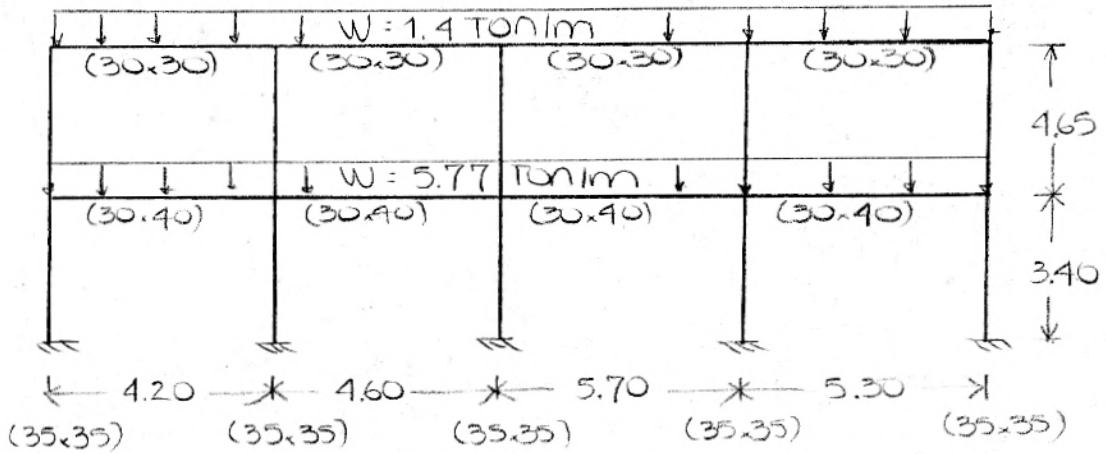
- Pórtico 1



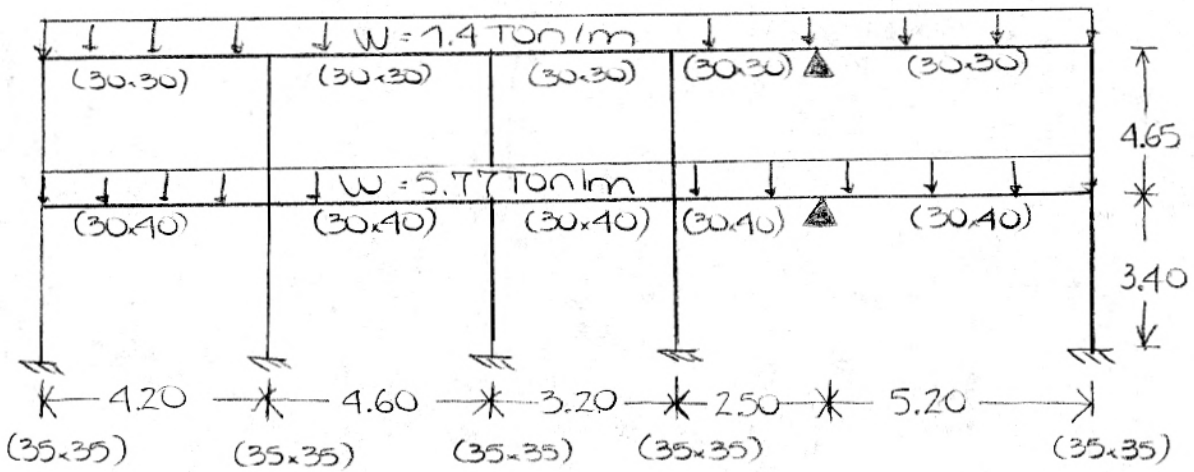
- **Pórtico 2**



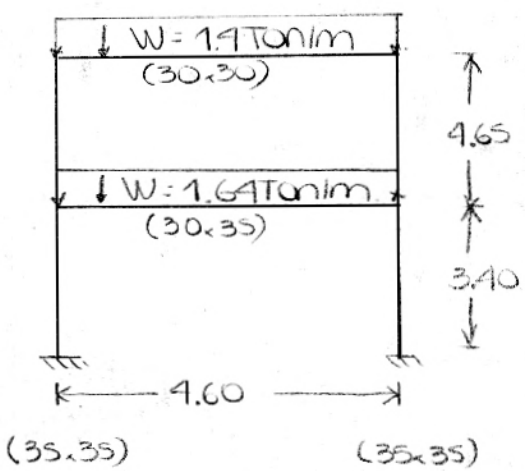
- **Pórtico 3**



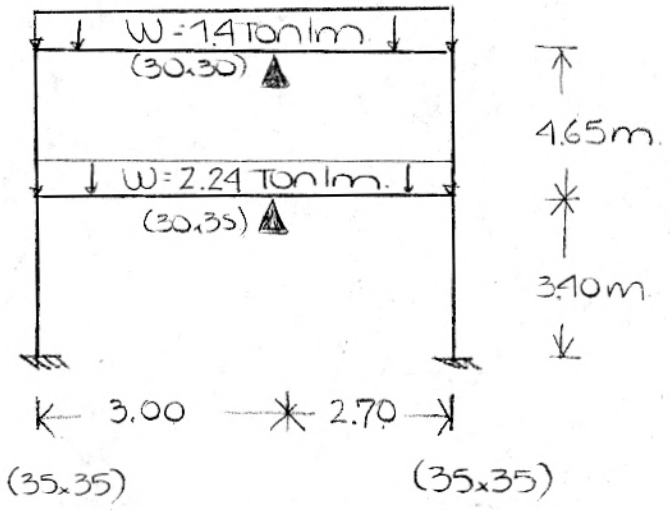
- Pórtico 4



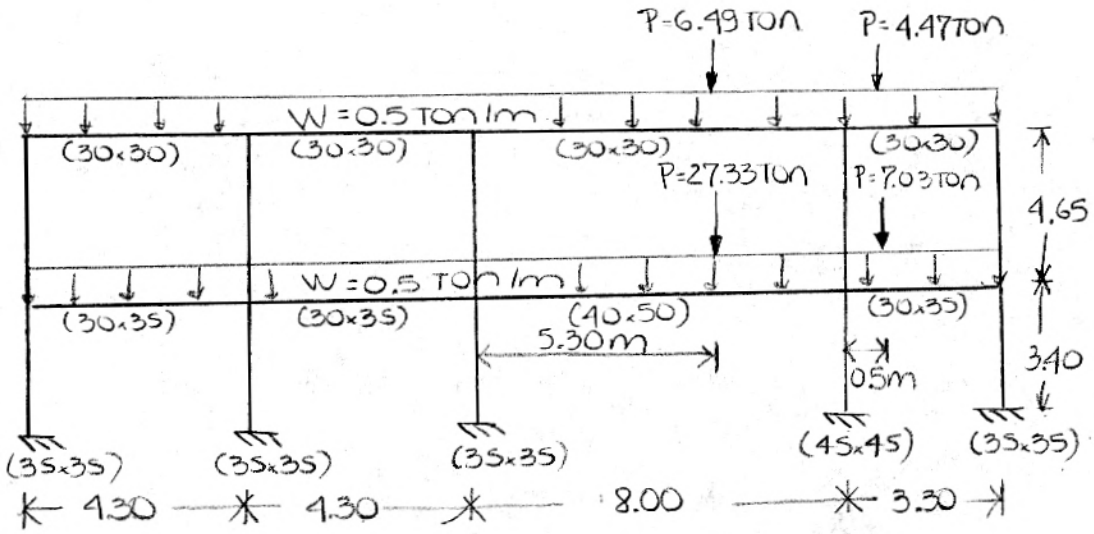
- Pórtico 5



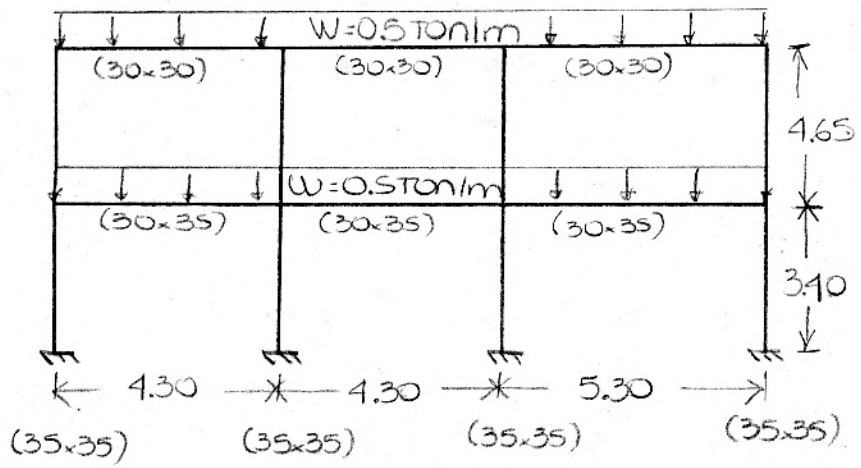
- Pórtico 6



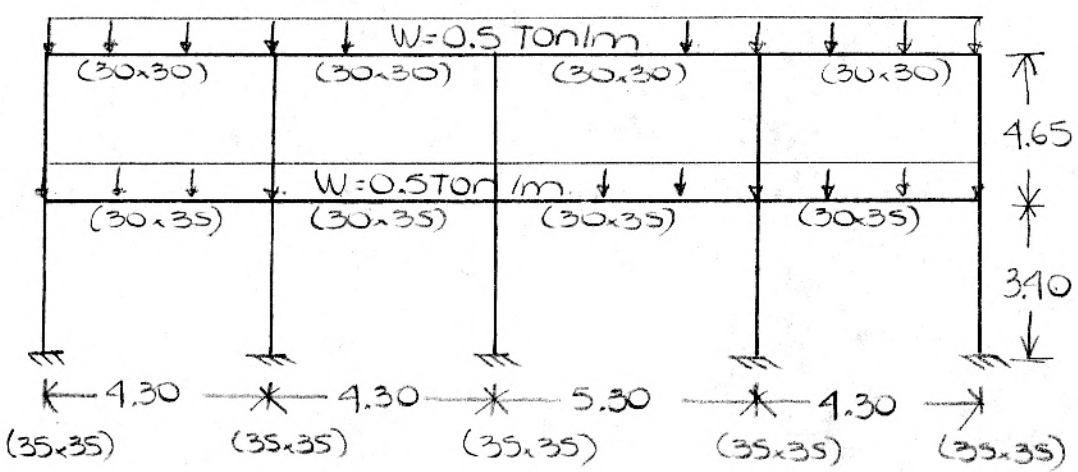
- Pórtico 7



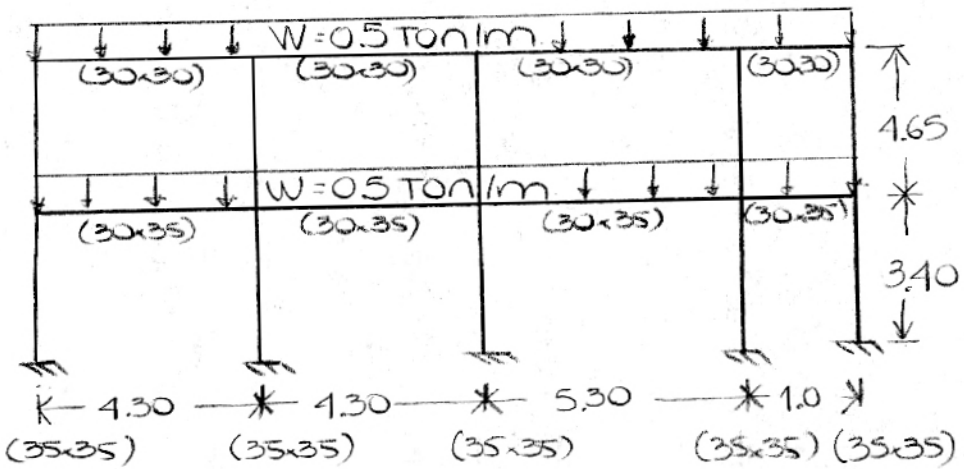
- Pórtico A



- Pórtico B = Pórtico C

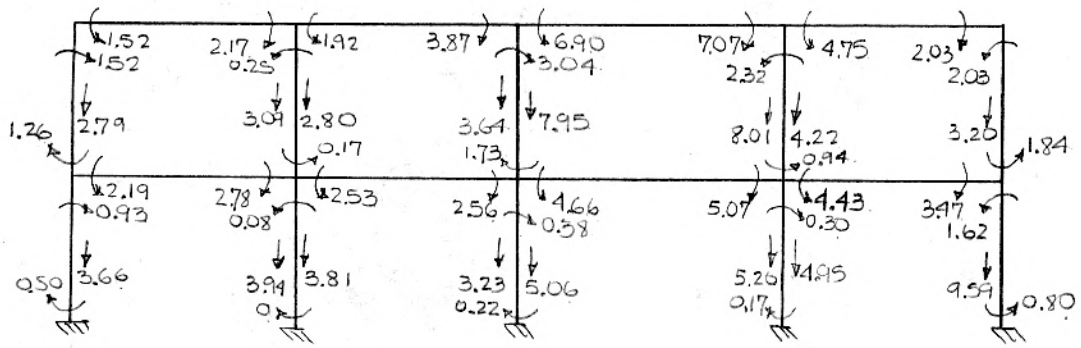


- Pórtico D

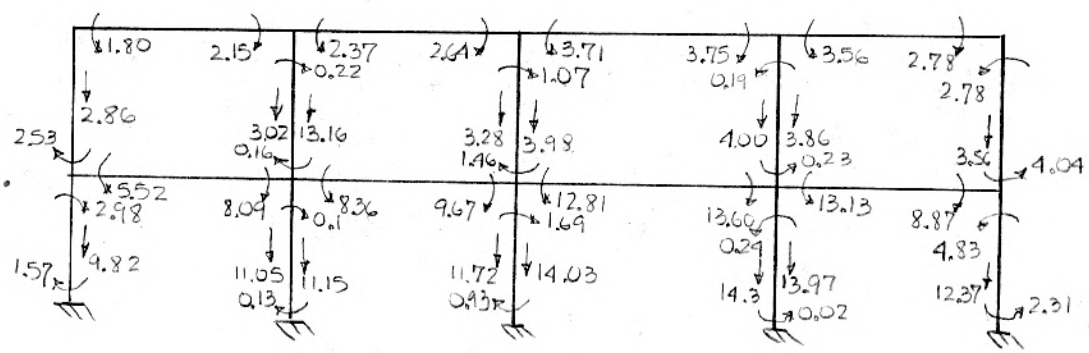

W=0.5 Ton/m
(30x30)
(30x30)
(30x30)
(30x30)
1.65
W=0.5 Ton/m
(30x35)
(30x35)
(30x35)
(30x35)
3.40
4.30
4.30
5.30
1.0
(35x35)
(35x35)
(35x35)
(35x35)
(35x35)

2.6 FUERZAS RESULTANTES DEL ANALISIS PARA CARGA VERTICAL

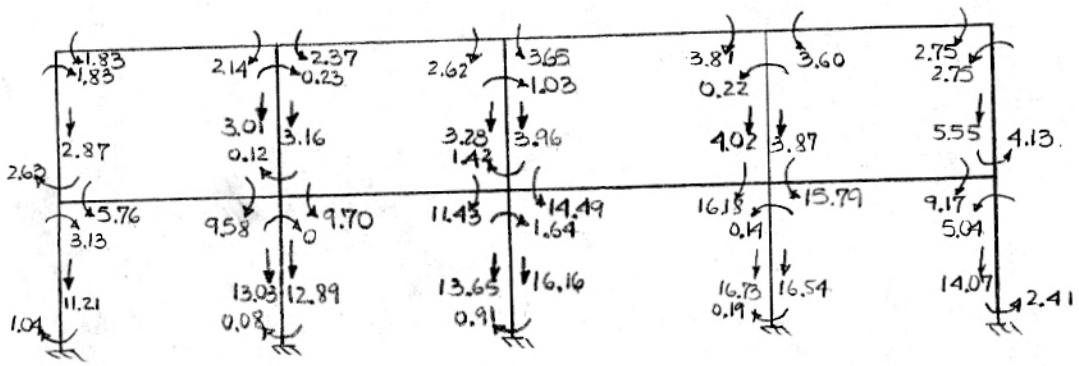
- Pórtico 1



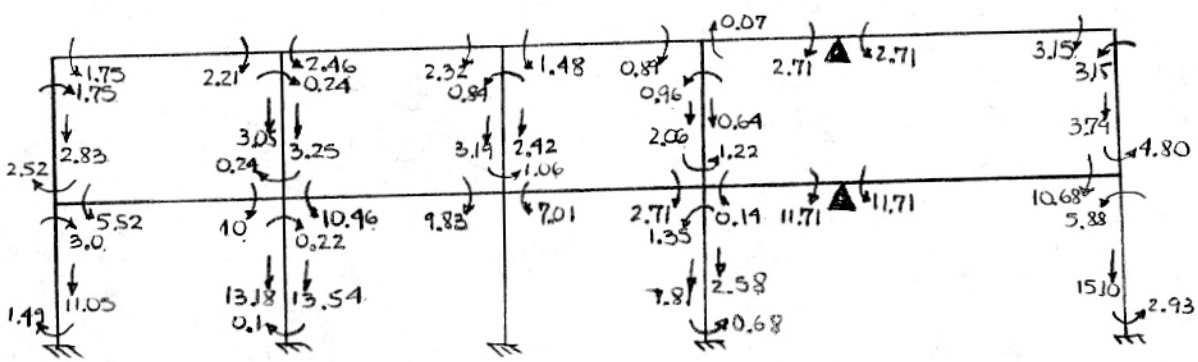
- Pórtico 2



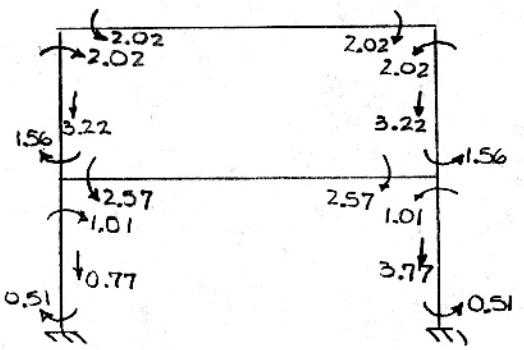
-Pórtico 3



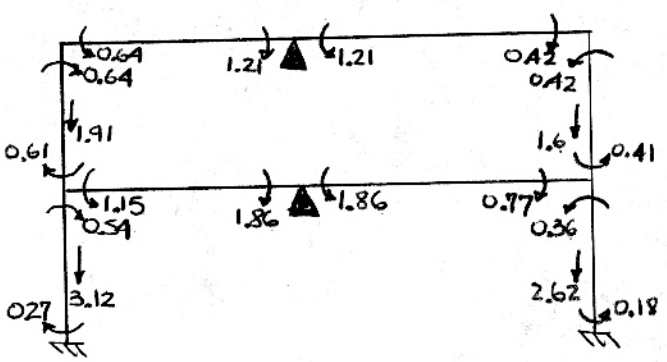
- Pórtico 4



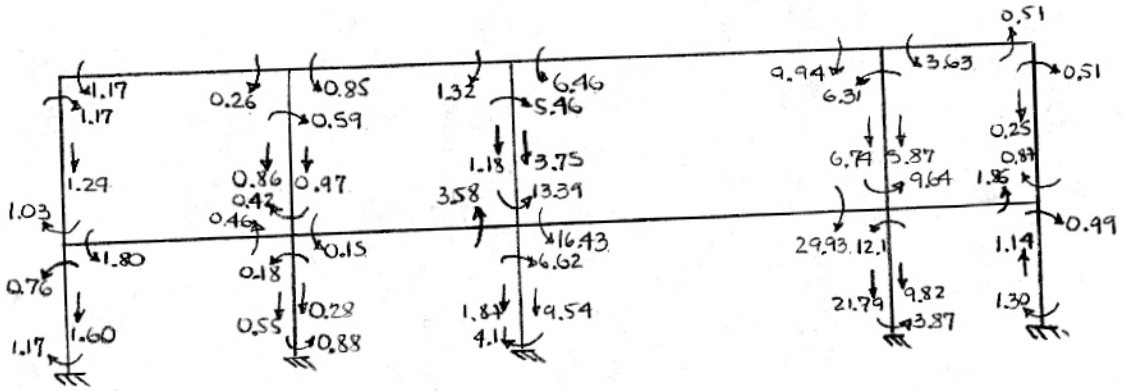
- Pórtico 5



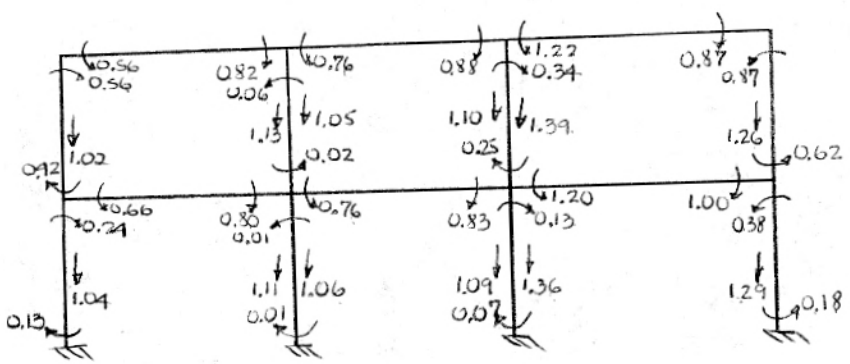
- Pórtico 6



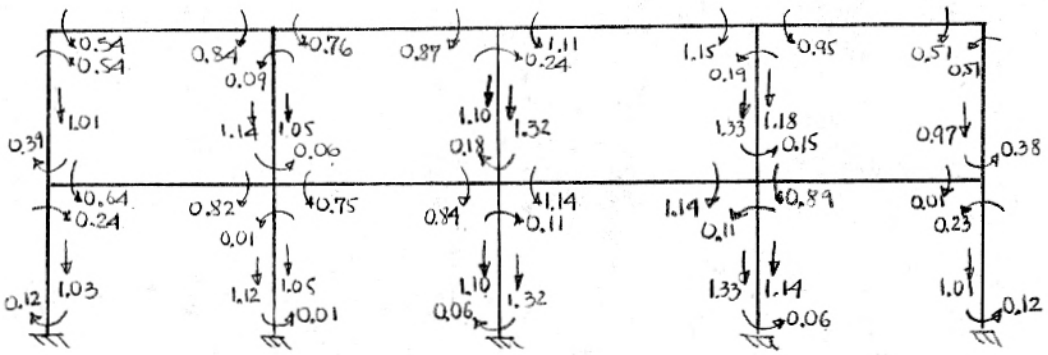
- Pórtico 7



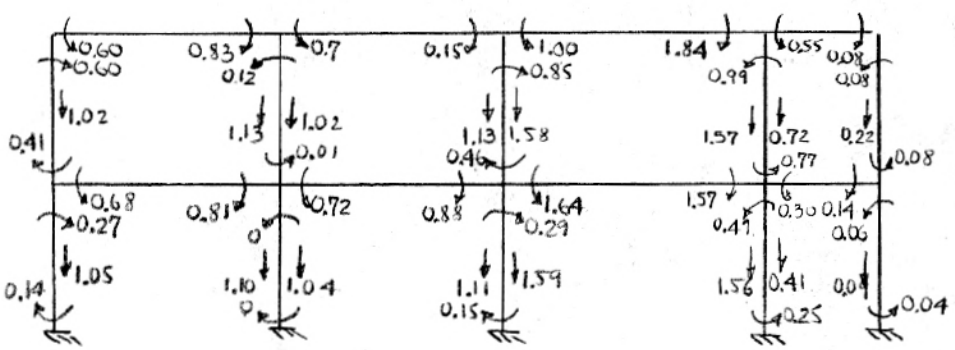
- Pórtico A



- Pórtico B = Pórtico C

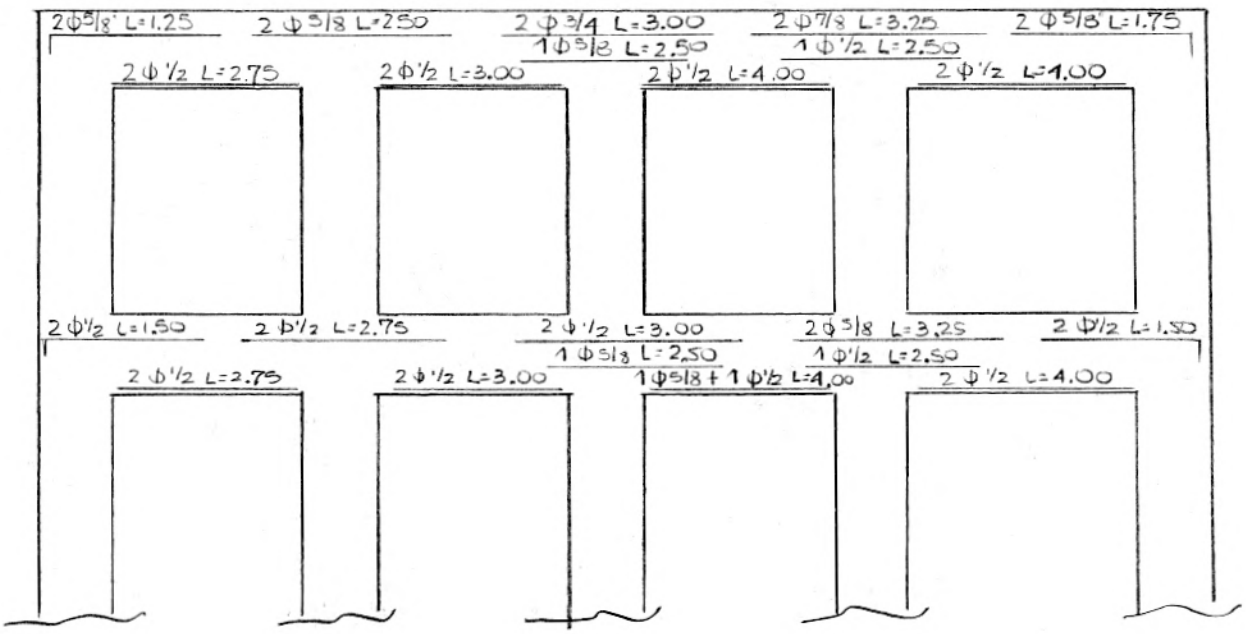


- Pórtico D

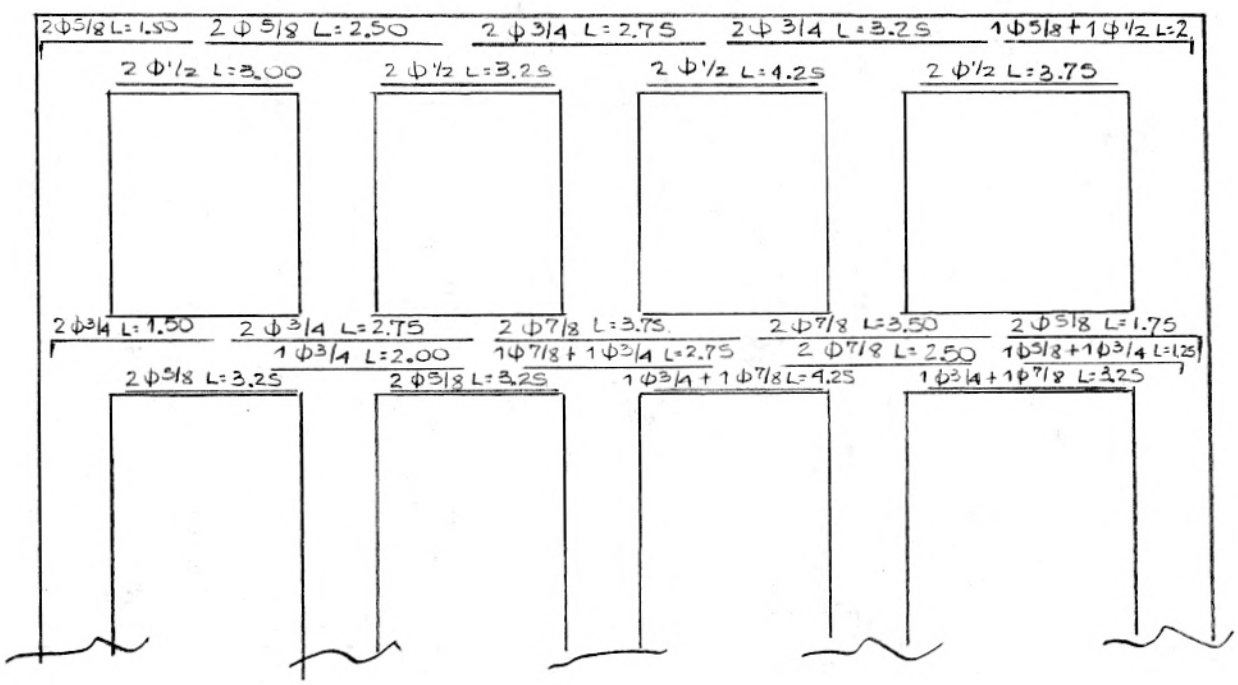


2.7 DESPIECE DE VIGAS

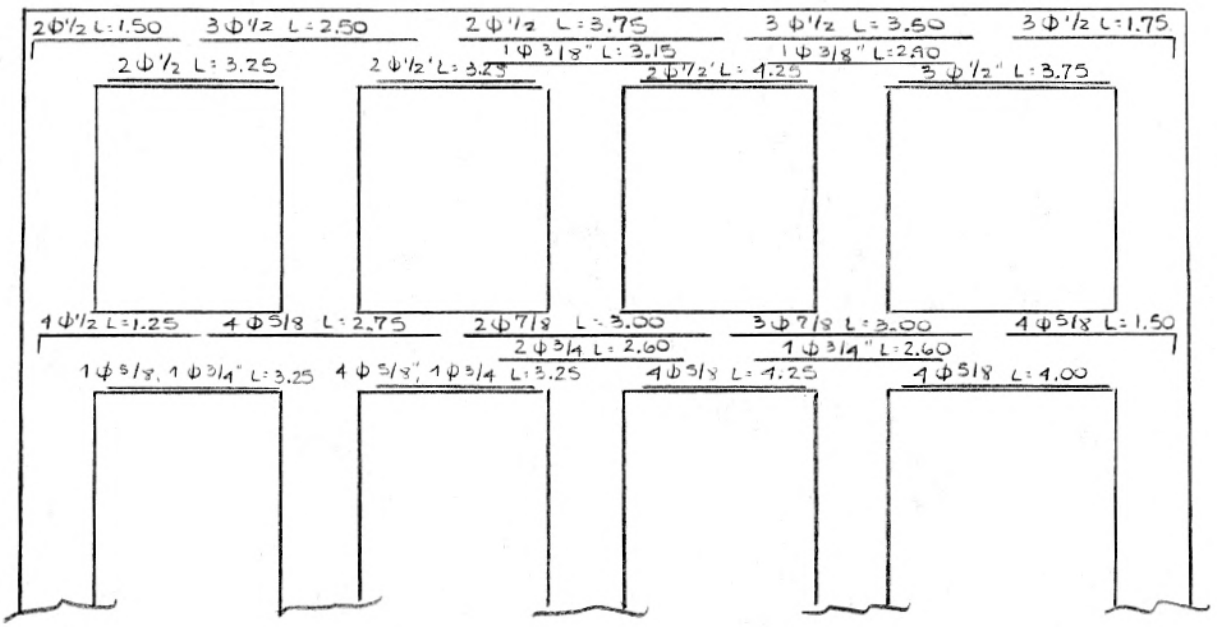
- Pórtico 1



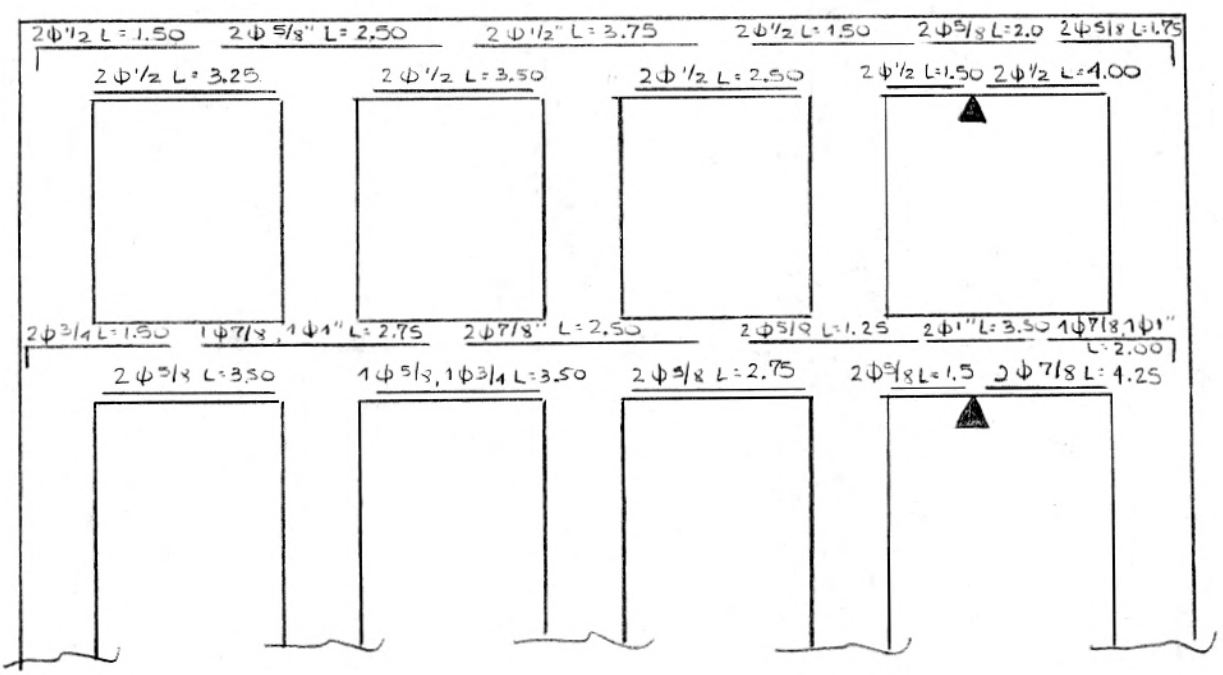
- Pórtico 2



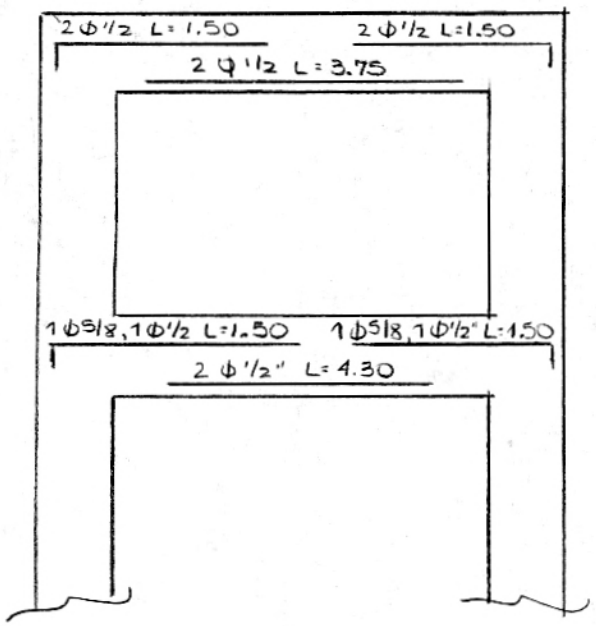
- Pórtico 3



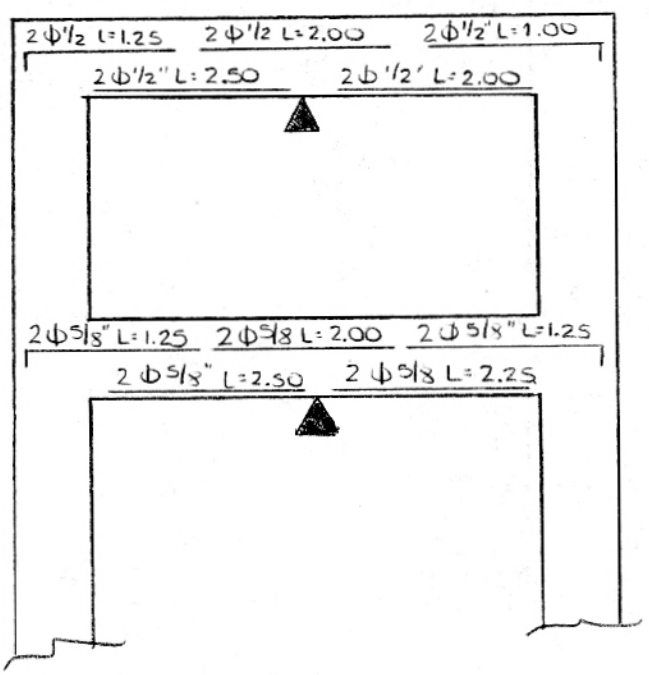
- Pórtico 4



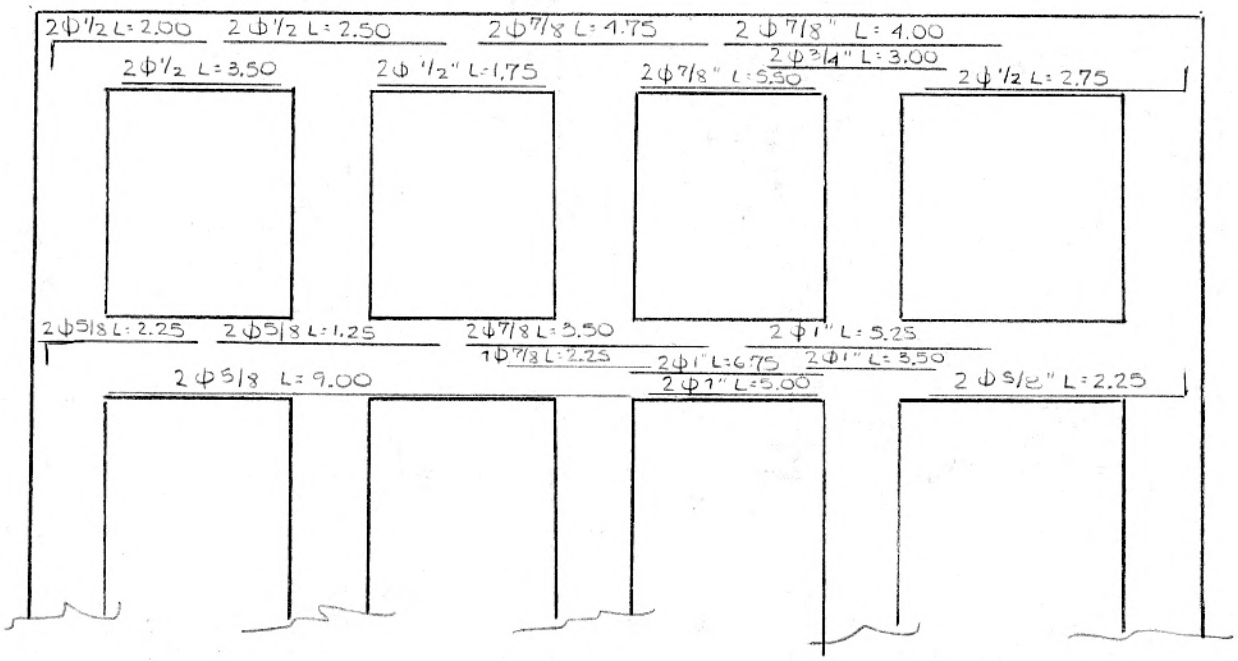
- Pórtico 5



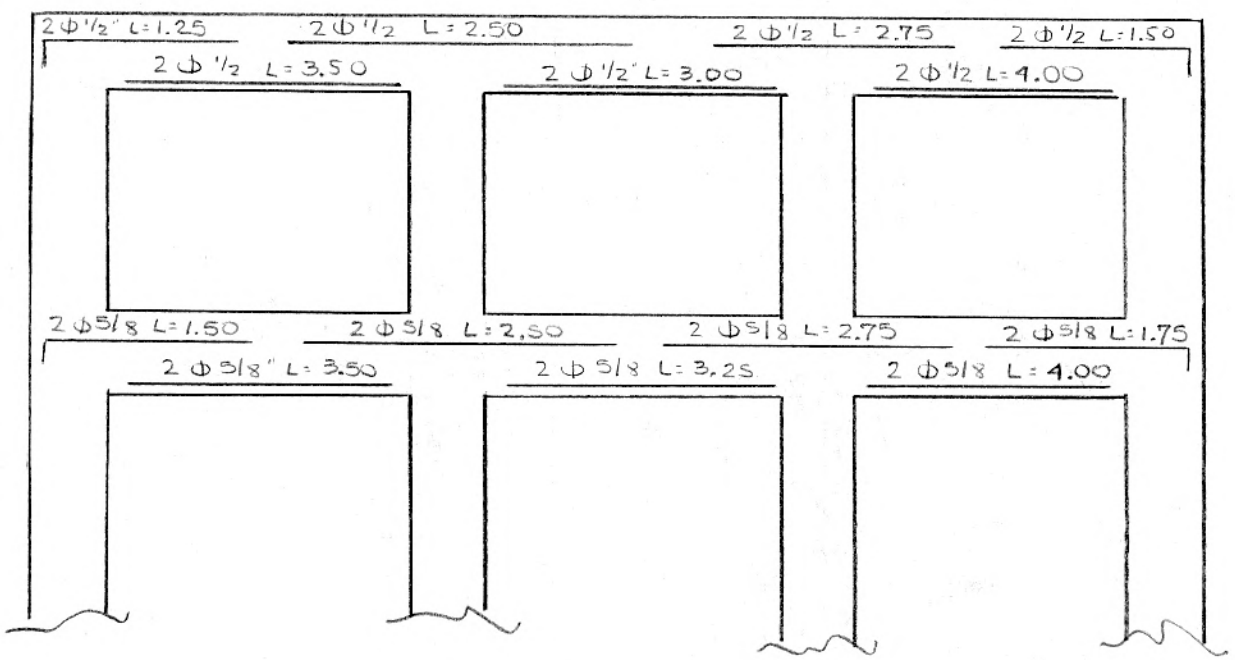
- Pórtico 6



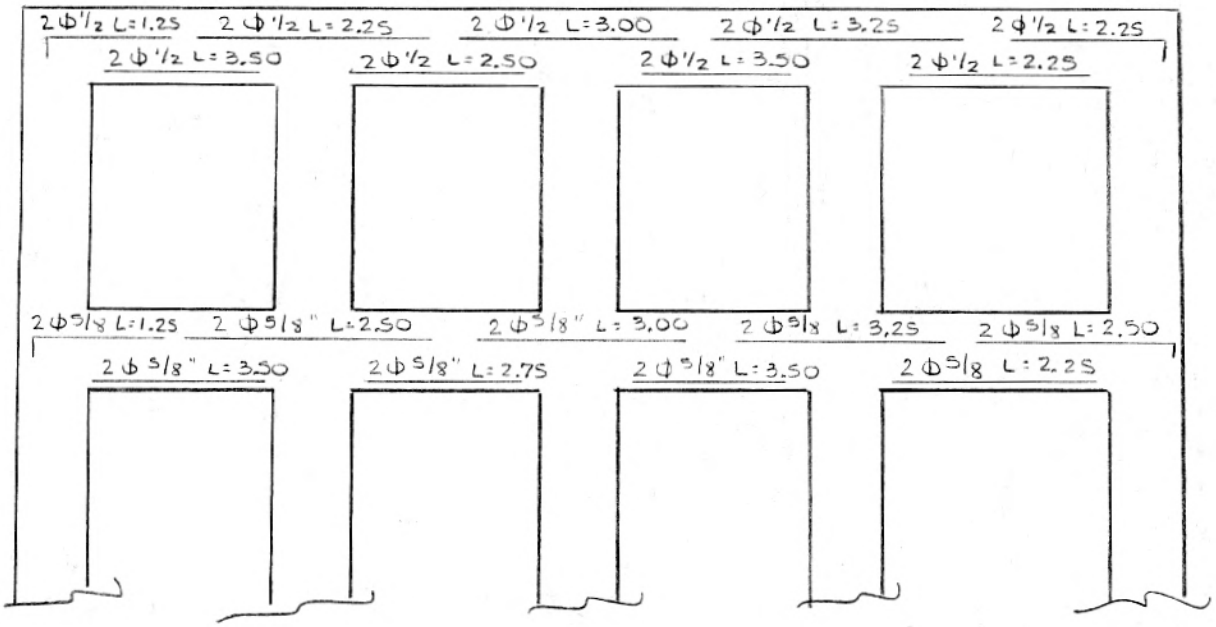
- Pórtico 7



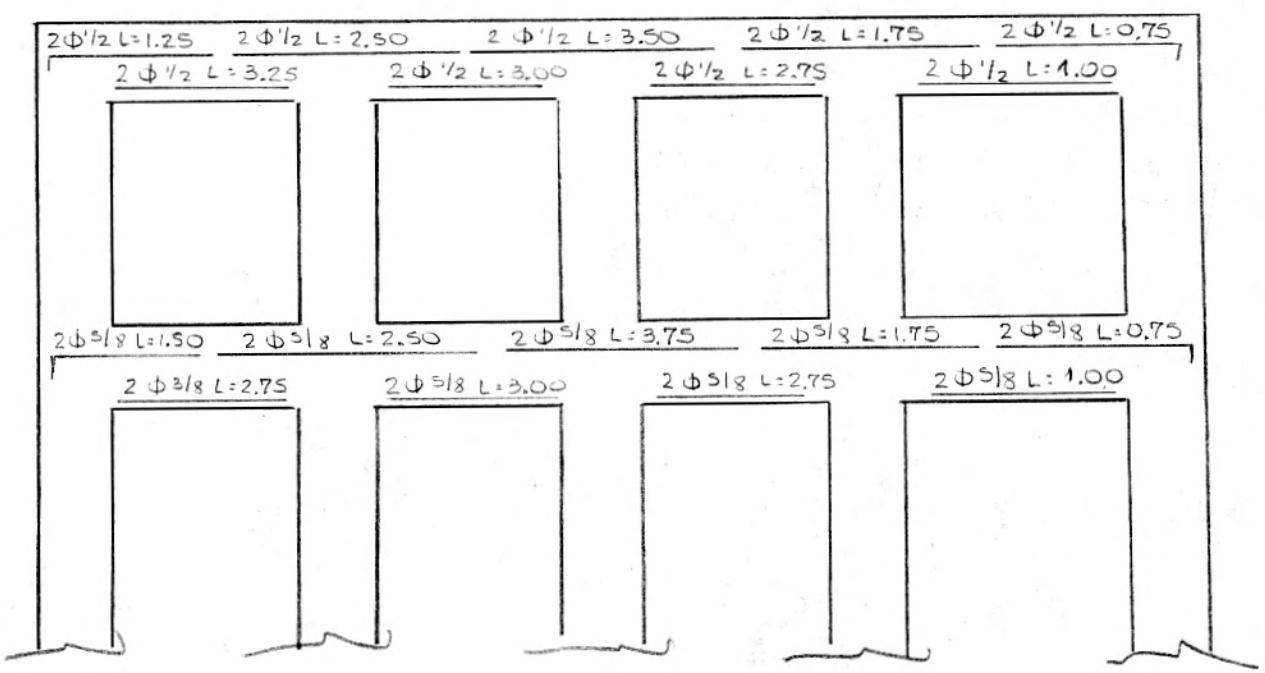
- Pórtico A



- Pórtico B = Pórtico C



- Pórtico D



2.8 DISEÑO A CORTANTE EN VIGAS

Inicialmente se diseña para condiciones normales, se compara con las condiciones para riesgo sísmico intermedio y se diseña para las condiciones más desfavorables entre estas dos.

Los únicos pórticos que necesitan refuerzo a cortante son los pórticos 2, 3 y 4 y para las vigas del primer piso, las otras llevan refuerzo nominal.

- Pórtico 3

  Dimensiones (30 * 40).

  - Luz 1 = 4.20 m

    V-d = 8.18 Ton

    Vl-d = 10 Ton

    Se trabaja con el caso más desfavorable, en este caso V = 10 Ton.

    $Uu = V / (b * d) = 10000 \text{ Kg} / (30 * 35) \text{ cm}^2 = 9.52 \text{ kg/cm}^2$

    $\phi Uc = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$

    Este valor corresponde a lo que resiste el concreto al corte, por tanto lo que resiste el acero es:

    $\phi Us = Uu - \phi Uc = 9.52 - 6.53 = 3.00 \text{ kg/cm}^2$

    $Us = \phi Us / \phi = 3.00 / 0.85 = 3.53 \text{ kg/cm}^2$

    Usando estribos de ϕ 3/8" de 40.000 psi de dos ramas:

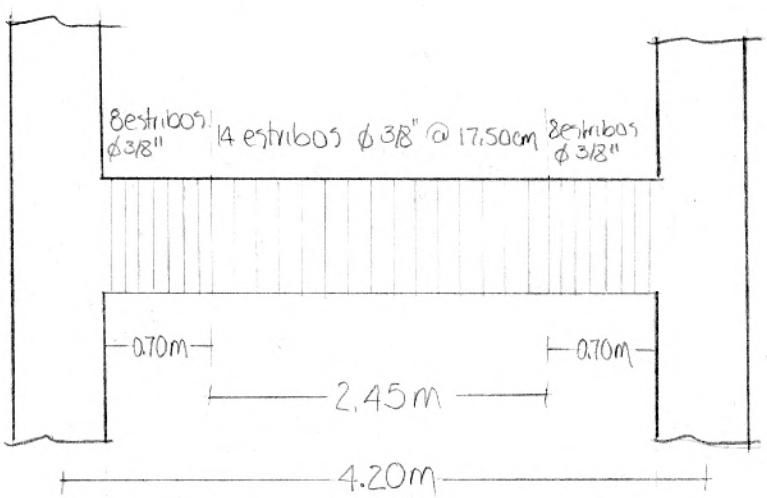
    $Av = 2 * 0.72 \text{ cm}^2 = 1.44 \text{ cm}^2$

    $$\frac{Av}{S} = \frac{\phi Us * b}{\phi * fye} = \frac{3 * 30}{0.85 * 2800} = 0.0378$$

S = 1.44 / 0.0378 = 38.08 cm

Us < 1.1 $\sqrt{f'c}$ = 15.94 kg/cm², por lo tanto el espaciamiento de los estribos para la zona no confinada es de Smax = d / 2 = 17.50 cm

Para la zona de confinamiento y según las condiciones de riesgo sísmico intermedio, el espaciamiento mínimo de estribos debe ser el menor entre d/4, ocho veces el diámetro mínimo de la barra longitudinal que abrace, 24 veces el diámetro de la barra del estribo o 30 cm. Para este caso el espaciamiento mínimo es d/4 = 8.75 cm



- Luz 2 = 4.60 m

Vd = 9.85 Ton

Vl-d = -10.63 Ton

Uu = 10.12 kg/cm² ϕ Us = 10.12 - 6.53 = 3.59 kg/cm²

Us = 3.59 / 0.85 = 4.22 kg/cm²

estribos: ϕ 3/8" de dos ramas, Av = 1.44 cm²

Av/S = 0.0453, S = 31.79 cm

S = Smax = d/2 = 17.50 cm

Refuerzo a cortante:

8 estribos ϕ 3/8" @ 8.75 cm desde las caras de la viga, en el resto de la luz (2.85 m) 16 estribos ϕ 3/8" @ 17.50 cm.

- Luz 3 = 5.70 m

Vd = 13.18 Ton

Vl-d = 13.38 Ton

Uu = 13380/(30 * 35)= 12.74 kg/cm^2

ϕ Us = 12.74 - 6.53 = 6.21 kg/cm^2 Us= 7.31 kg/cm^2

Usando estribos de ϕ 3/8" de dos ramas, Av= 1.44 cm^2

Av/S = 6.21 * 30 /(0.85 * 2800) = 1.44/S S=18.40 cm

como Us < 1.54 , el espaciamiento S=S max=d/2=17.50 cm

Para la zona de confinamiento S = d/4 = 8.75 cm.

Refuerzo a cortante:

8 estribos de ϕ 3/8" @8.80 cm desde las caras de los nudos de la viga, en el resto de la luz (3.95 m) 23 estribos @ 17.50 cm.

- Luz 4 = 5.30 m

Vd = 13.22 ton

Vl-d = 11.05 ton

Uu = 13220/(30 * 35) = 12.60 kg/cm^2

ϕ Us = 6.06 kg/cm^2 Us = 7.13 kg/cm^2

Usando estribos de ϕ 3/8" de dos ramas: Av = 1.44 cm^2

Av/S = 1.44/S = 6.06 * 30/(0.85 * 2800) S = 18.9 cm

S = S max = d/2 = 17.50 cm

Para la zona de confinamiento: S = d/4 = 8.75 cm

Refuerzo a cortante:

8 estribos de ϕ 3/8" @ 8.80 cm desde las caras de los nudos de la viga, en el resto de la luz (3.55 cm) 20 estribos @ 17.50 cm.

- Pórtico 4

Dimensiones:(30 *40)

- Luz 1 = 4.20 m

Vd = 8.02 ton

Vl-d = 10.15 ton

Uu = 10150/(30 * 35) = 9.67 kg/cm^2

ϕ Us = 9.67 - 6.53 = 3.14 kg/cm^2 Us = 3.70 kg/cm^2

Como Us < $1.1\sqrt{f'c}$= 15.94 kg /cm^2, S max= d/2= 17.5 cm

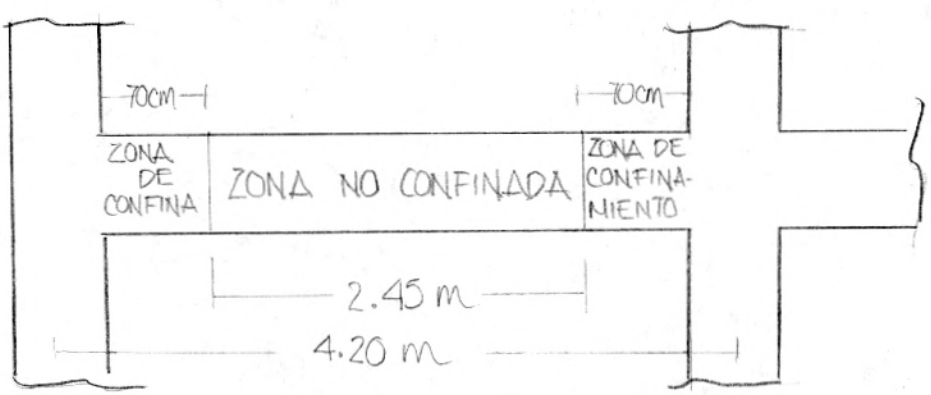
S = S max = 17.50 cm.

Para la zona de confinamiento; usando estribos de o 3/8" de dos ramas (Av=1.44 cm^2), se tiene:

Av/S = 3.14 * 30 /(0.85 * 2800) = 0.040

S = 1.44/0.040 = 36.38 cm

Pero S max = d/4 = 8.75 cm



Refuerzo a cortante:

zona de confinamiento: 9 estribos ø 3/8" @ 8.70 cm

zona de no confinamiento: 13 estribos ø 3/8" @ 17.50 cm

- Luz 2 = 4.60 m

Vd = 10.51 ton

Vl-d = 9.97 ton

Vu = 10510/(30 * 35) = 10 kg/cm²

ø Vs = 10 - 6.53 = 3.47 kg/cm² Us = 4.08 kg/cm²

Como Us < $1.1\sqrt{f'c}$, Smax = d/2 = 17.50 cm

Usando estribos de ø 3/8" de dos ramas, Av = 1.44 cm²

Av/S = 3.47 *30/(0.85 * 2800) S = 33 cm

Refuerzo a cortante:

Zona de confinamiento: a 80 cm de la cara de los nudos, 10 estribos de Ø 3/8 @ 8.70 cm

Zona de no confinamiento: en la parte central, con una longitud= 2.65 m, 15 estribos de ø 3/8" @ 17 cm

- Luz 3 = 3.20 cm

Vd = 7.54 ton

Vl-d = 4.80 ton

Esta luz cuyos cortantes son menores que en las dos luces anteriores, los estribos estarán espaciados según los requerimientos del código, por lo tanto se tiene:

zona de confinamiento: a 80 cm de la cara del nudo, 10 estribos de ø 3/8 @ 8.75 cm,

zona de no confinamiento: en la zona central con una longitud= 1.25 m, 6 estribos ø 3/8" @ 17 cm.

- Luz 4 = 2.50 m

  Vd = 0.44 ton

  Vl-d = 8.81 ton

  Al igual que en el caso anterior, se tiene:

  zona de confinamiento: a 80 cm de la cara del nudo, 10 estribos de ϕ 3/8" @ 8.70 cm,

  zona de no confinamiento: para una luz central de 0.55 m, 2 estribos de ϕ 3/8" @17.50 cm.

- Luz 5 = 5.20 m

  Vd = 12.17 ton

  V l-d = 11.77 ton

  Uu = 12170/(30 * 35) = 11.60 kg/cm²

  ϕUs = Uu - Uc = 11.6 - 6.53 = 5.07 kg/cm²

  Us = 5.07 / 0.85 = 5.96 kg/cm²

  S = S max = d/2 = 17.50 cm

  Para estribos de dos ramas de ϕ 3/8", Av = 1.44 cm²

  Av/S = 5.07 * 30/(0.85 * 2800) S = 22.53 cm

  Para zona de confinamiento, S = S max = d/4 = 8.75 cm

  Refuerzo a cortante:

  zona de confinamiento: a 80 cm de la cara del nudo, 10 estribos de ϕ 3/8 @ 8.75 cm,

  zona de no confinamiento: para una luz central de 3.25 m, 18 estribos de ϕ 3/8" @17.50 cm.

- Pórtico 2

  Dimensiones: (30 * 35)

- Luz 1 = 4.20 m

  Vd = 7.73 ton

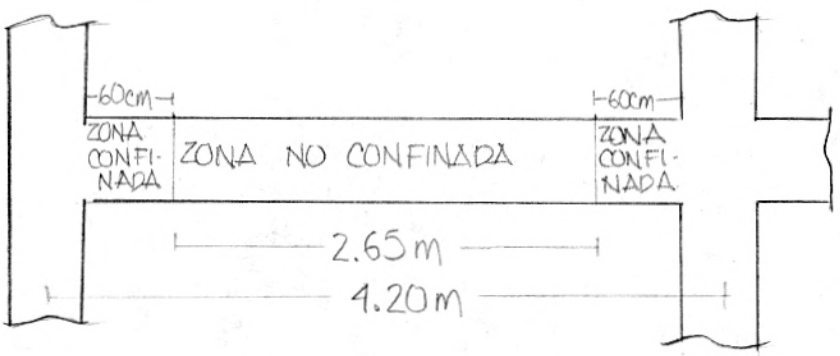
  Vl-d = 8.78 ton

  Uu = 9.75 kg/cm² o Us = 3.23 kg/cm²

  Us = 3.79 kg/cm²

  Av/S = 3.23 * 30/(0.85 * 2800) S = 35.37 cm

  S max = d/2 = 15 cm



  Refuerzo a cortante:

  zona de confinamiento: 8 estribos ϕ 3/8" @ 7.50 cm

  zona de no confinamiento: 18 estribos de ϕ 3/8 @ 7.50 cm.

- Luz 2 = 4.60 m

  Vd = 8.78 ton

  Vl-d = 9.35 ton

  Uu = 10.38 kg/cm² ϕ Us = 3.86 kg/cm²

  Us = 4.54 kg/cm²

  Av/S= 1.44/S = 3.86 * 30/(0.85 * 2800)

  S = 29.60 cm S max = d/2 = 15 cm

  Refuerzo a cortante:

  zona confinada: a 60 cm de la cara del nudo, 8 estribos

de ϕ 3/8" @ 7.50 cm,

zona no confinada: para una luz central de 3.05m, 20 estribos de ϕ 3/8" @ 15 cm

- Luz 3 = 5.70 m

Vd = 11.67 ton

Vl-d = 11.94 ton

Uu = 13.26 kg/cm² ϕ Us = 6.76 kg/cm²

Us = 7.96 kg/cm²

Av/S = 1.44/S = 6.76 * 30/(0.85 * 2800)

S = 16.90 cm Smax = d/2 = 15 cm

Refuerzo a cortante:

zona confinada: 8 estribos de ϕ 3/8" @ 7.50 cm desde la cara del nudo,

zona no confinada: para una luz central de 4.15 m, 28 estribos de ϕ 3/8" @ 15 cm.

- Luz 4 = 5.30 m

Vd = 11.61 ton

Vl-d = 10 ton

Uu = 12.90 kg/cm² ϕ Us = 6.40 kg/cm²

Us = 7.53 kg/cm²

Av/S = 1.44/S = 6.40 * 30 /(0.85 * 2800)

S = 17.05 cm

S max = 15 cm

Refuerzo a cortante:

zona confinada: 8 estribos ϕ 3/8" @ 7.50 cm desde la cara del nudo

zona no confinada: para una luz central de 3.75 m, 25 estribos de ø 3/8" @15 cm.

- Pórtico 7

  - Luz 3 = 8.0 m

    Vd = 9.22 ton

    Vl-d = 21.58 ton

    Uu = V/(b * d) = 21580 kg/(40 * 45)cm = 12 kg/cm²

    ø Us = 12 - 6.53 = 5.47 kg/cm² Us = 6.44 kg/cm²

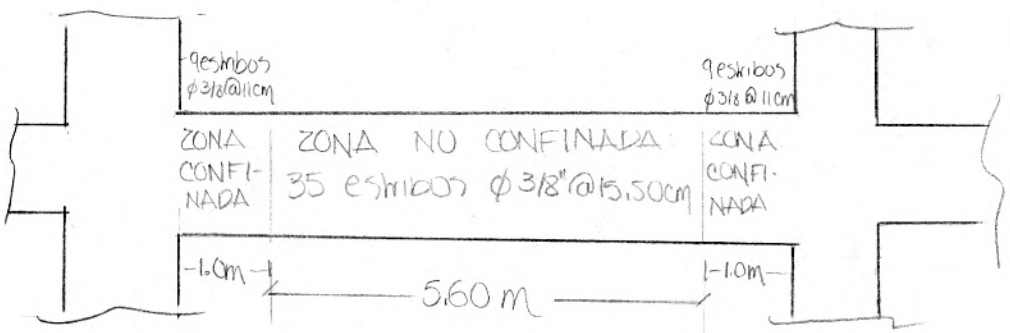
    Av / S = 1.44 / S = 5.47 * 40 /(0.85 * 2800)

    S = 15.66 cm

    Us = 6.44 < 1.1$\sqrt{f'c}$ = 15.94 kg/cm² Smax= d/2= 22.5cm

    Pero como S < S max, S = 15.66 cm = 15.50 cm

    Para la zona de confinamiento, S max = d/4 = 11 cm



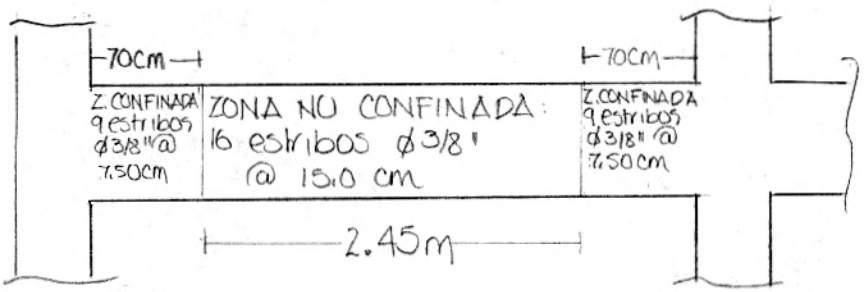
ZONA confinada para luz 1, 2, 3, 4 → Longitud = 80cm.

LUZ	LONG(m)	ZONA CONFINADA	ZONA NO CONFINADA
1	4.30	8 estribos ø 3/8" @ 8.80 cm	12 estribos ø 3/8" @ 17.50 cm
2	4.30	8 estribos ø 3/8" @ 8.80 cm	12 estribos ø 3/8" @ 17.50 cm
4	3.30	8 estribos ø 3/8" @ 8.80 cm	8 estribos ø 3/8" @ 17.50 cm

- Pórtico 1

Dimensiones: (30 * 35)

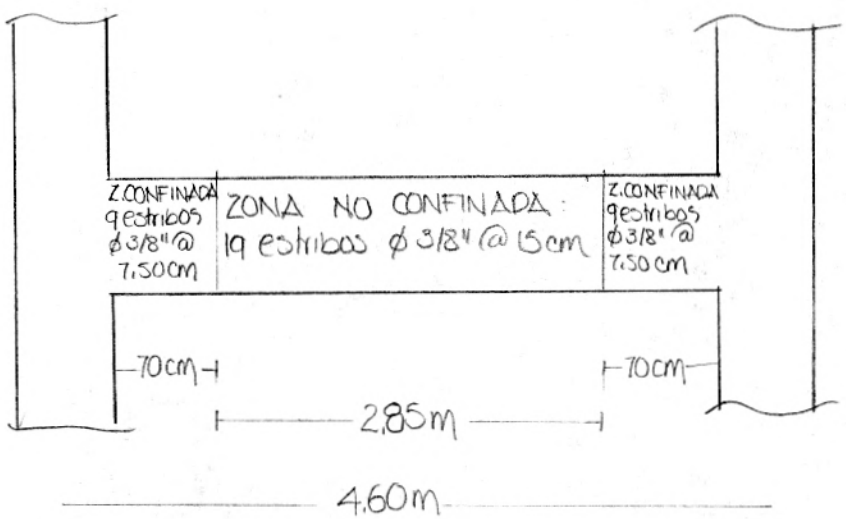
- Luz 1 = 4.20 m



LUZ	LONG(m)	ZONA CONFINADA	ZONA NO CONFINADA
2	4.60	9 estribos ϕ 3/8" @ 7.50 cm	21 estribos ϕ 3/8" @ 15.0 cm
3	5.70	9 estribos ϕ 3/8" @ 7.50 cm	29 estribos ϕ 3/8" @ 15.0 cm
4	5.30	9 estribos ϕ 3/8" @ 7.50 cm	26 estribos ϕ 3/8" @ 15.0 cm

- Pórtico 5

Dimensiones: (50 * 35)



- Pórtico 6

Dimensiones: (30 * 35)

LUZ	LONG(m)	ZONA CONFINADA	ZONA NO CONFINADA
1	3.00	9 estribos ø 3/8" @ 7.50 cm	10 estribos ø 3/8" @ 15.0 cm
2	2.70	9 estribos ø 3/8" @ 7.50 cm	8 estribos ø 3/8" @ 15.0 cm

La zona confinada corresponde a 70 cm desde la cara de los nudos de la viga.

- Pórtico A

Dimensiones: (30 * 35)

LUZ	LONG(m)	ZONA CONFINADA	ZONA NO CONFINADA
1,2	4.30	9 estribos ø 3/8" @ 7.50 cm	18 estribos ø 3/8" @ 15.0 cm
3	5.30	9 estribos ø 3/8" @ 7.50 cm	25 estribos o 3/8" @ 15.0 cm

Zona de confinamiento, corresponde a una longitud de 70 cm medida desde ambas caras de los nudos.

- Pórtico B

Dimensiones:(30 * 35)

La disposición es igual que en el pórtico anterior, pero hay una luz adicional de 4.30 m cuya disposición es igual a la de la luz 1 del pórtico A.

- Pórtico C

Dimensiones:(30 * 35)

El refuerzo a cortante es igual que en el pórtico B

- Pórtico D

Dimensiones:(30 * 35)

Las tres primeras luces son iguales a las del pórtico A, para la otra luz de 1 m, se tiene que todos los estribos se colocan @ 7.50 cm, para así obtener un total de 8 estribos de dos ramas de ϕ 3/8"

2.9 DESPIECE DE COLUMNAS

Para cada columna se tiene unas condiciones de carga y de momento, la carga última Pu es la suma de las reacciones de las vigas en ambas direcciones sobre la columna, y los momentos son propios de cada una, obtenidos al hacer el análisis de carga vertical.

2.9.1. Efectos locales de esbeltez (pandeo).

- En dirección X

Se tomará el caso más desfavorable, se aplica la siguiente fórmula:

$$\delta_L = \frac{CM}{1 - Pu/\phi Pc}$$

donde:

Pu: carga axial mayorada de la columna

CM: $0.6 + 0.4 * M1/M2 >= 0.40$

M1: momento menor, positivo si genera curvatura simple, negativo si genera curvatura doble.

M2: momento mayor, siempre positivo.

$$Pc = \frac{\pi^2 * EI}{(k * lu)^2}$$

Escuela de Ingeniería de Antioquia

$EI = Ec * Ig / (2.5 *(1 + Bd))$

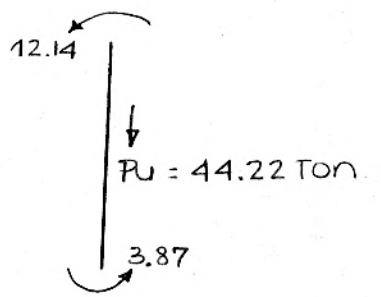
$$Bd = \frac{1.4\ CM}{1.4\ CM + 1.7\ CV}$$

lu: luz libre de la columna

Ec: módulo de elasticidad del concreto

Ig: momento de inercia de la columna

Para la columna 4 del pórtico 7



$$CM = 0.6 + 0.4 \cdot \frac{(-3.87)}{12.14} = 0.47$$

$$Bd = \frac{1.4 \times 364}{1.4 \cdot 364 + 1.7 \cdot 300} = 0.14$$

$$EI = \frac{13000\sqrt{210} \cdot 45 \cdot 45^3/12}{2.5\ (1+0.14)} = 2.26 \times 10^{10}\ Kg \cdot cm^2$$

K = 1.0 ya que el pórtico es arriostrado.

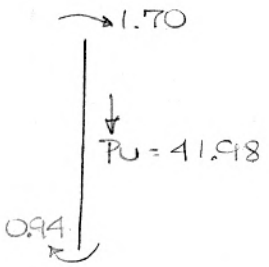
$$Pc = \frac{\pi^2 \cdot 2.26 \cdot 10^{10}}{(1 \cdot 315cm)^2} = 2248\ TON$$

$$\delta L = \frac{0.47}{1 - \frac{44.22\ TON}{0.70 \cdot 2248}} = 0.48 \rightarrow \delta L = 1.0$$

$\phi = 0.70 \Rightarrow$ Compresión axial con estribos.

- En dirección Y

Para la columna C del pórtico 3



$$CM = 0.6 + 0.4\left(\frac{-0.90}{0.70}\right) = 0.09 \rightarrow CM = 0.40$$

$$Bd = 0.14$$

$$EI = \frac{13000\sqrt{210} \times 35 \cdot 35^3/12}{2.5\,(1+0.14)} = 8.27 \times 10^9\ Kg \cdot cm^2$$

$K = 1.0$ ya que el pórtico es arriostrado

$$Pc = \frac{\pi^2 \cdot 8.27 \cdot 10^9\ Kg \cdot cm^2}{(1 \cdot 315)^2} = 822.59\ ton$$

$$\delta L = \frac{0.40}{1 - \frac{41.98\ ton}{0.70 \cdot 822.59}} = 0.43 \Rightarrow \delta L = 1.00$$

En ambos casos se tomó el caso más desfavorable, y como se puede ver este efecto es despreciable.

2.9.2. Cálculo del área de acero. Haciendo uso del método gráfico de Weber, se aplicaron las siguientes fórmulas para así poder entrar en las gráficas alrededor del eje principal y del eje diagonal:

$$K = \frac{Pu}{f'c * b * h} \qquad ey = \frac{Mux}{Pu} \qquad ex = \frac{Muy}{Pu}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{ex * h}{ey * b}\right) \qquad K\ e/t = \frac{Pu * ey}{f'c * b * h} * \sqrt{1 + \left(\frac{ex * h}{ey * b}\right)^2}$$

Siempre se debe cumplir que ey >= ex, en caso contrario se

deben rotar los ejes, por lo tanto la base nueva será igual a la altura anterior (bn = ha) y viceversa, igual sucede con los momentos, Mux = Muy y Muy = Mux.

Se entra a la gráfica alrededor del eje principal (0°) con los valores de k y ke/t, obteniendo una cuantía ρtm1. Igual se hace con la gráfica alrededor del eje diagonal (45°), y se obtiene un ρ tm2. Interpolando para el ángulo O hallado para cada columna se encuentra finalmente una cuantía ρtm. En ambas gráficas se trabajó con ocho barras y se entra con un valor de g= (35-5-5)/35 = 0.70 para las columnas cuyas dimensiones son de 35 * 35, para la de 40 * 40 se usó un g = (45-5-5)/45 = 0.80.

Para el cálculo del área de acero se usaron las siguientes fórmulas:

$$As = \frac{\rho tm * h}{m} \qquad m = \frac{fy}{0.85 * f'c}$$

siempre se debe cumplir con el refuerzo mínimo, el cual para columnas es: $A = 0.01 * b * h$

El resultado de este análisis puede verse en la Tabla 1.

2.10 DISEÑO A CORTANTE EN COLUMNAS

La resistencia al esfuerzo cortante para elementos sometidos a compresión axial es:

$$Uc = 0.53 * \sqrt{f'c} * (1 + 0.0071 * Nu/Ag)$$

TABLA 1.

COL	Pu (Ton)	Mux (T.m)	Muy (T.m)	e_y (cm)	e_x (cm)	Θ	K	Kelt	Ptim	Ptem	Ptm	As (cm²)
1A	8.51	0.93	0.24	0.11	0.03	15.26	0.03	0.011	0	0	0	
2A	17.03	2.98	0.01	0.17	5.90×10^{-4}	0.19	0.066	0.033	0	0	0	
3A	19.01	3.14	0.13	0.17	0.80×10^{-3}	2.37	0.074	0.035	0	0	0	
4A	16.43	3.00	0.38	0.18	2.3×10^{-2}	7.22	0.064	0.033	0	0	0	
1B	15.08	0.24	0.08	0.016	5.3×10^{-3}	18.43	0.058	0.0028	0	0	0	
2B	32.74	0.13	0.01	0.004	3.1×10^{-4}	4.40	0.127	1.45×10^{-3}	0	0	0	
3B	36.93	0.09	0.06	0.002	1.62×10^{-3}	33.69	0.143	1.20×10^{-3}	0	0	0	
4B	38.00	0.22	0.11	0.006	2.89×10^{-3}	26.56	0.148	2.70×10^{-3}	0	0	0	
5B	8.97	1.01	0.23	0.112	2.56×10^{-3}	12.83	0.035	1.15×10^{-3}	0	0	0	
1C	21.92	0.38	0.24	0.02	1.09×10^{-2}	32.27	0.085	5.0×10^{-3}	0	0	0	
2C	37.37	1.69	0.01	0.050	2.67×10^{-4}	0.34	0.145	1.82×10^{-2}	0	0	0	
3C	41.89	1.64	0.11	0.040	2.62×10^{-3}	3.84	0.09	8.6×10^{-3}	0	0	0	
4C	34.17	1.17	0.11	0.034	3.22×10^{-3}	5.37	0.130	0.013	0	0	0	
5C	8.97	1.01	0.23	0.11	0.026	12.83	0.035	0.012	0	0	0	
1D	9.86	1.62	0.27	0.164	0.027	9.46	0.038	0.018	0	0	0	
2D	20.22	4.83	0	0.24	0.0	0.0	0.078	0.054	0.05	0.10	0.05	
3D	23.00	5.04	0.29	0.22	0.013	3.30	0.054	0.026	0	0	0	
4D	23.15	5.88	0.49	0.25	0.02	4.76	0.09	0.065	0.10	0.12	0.10	
6(a)	5.03	0.54	0	0.107	0.0	0.0	0.02	0.060	0.22	0.20	0.22	
6(b)	4.22	0.36	0	0.08	0.0	0.0	0.016	4.0×10^{-4}	0	0	0	
7-1	25.27	1.17	0.30	0.05	0.012	14.38	0.098	0.013	0	0	0	
7-2	38.79	0.88	0.24	0.02	6.19×10^{-3}	15.25	0.150	0.010	0	0	0	
7-3	57.50	13.39	0.22	0.23	3.83×10^{-3}	0.94	0.22	0.15	0.25	0.80	0.26	

$A_s = A_{s\,min} = 12.25\ cm^2$

donde:

Nu: carga axial mayorada que actúa sobre la columna, en kg

Ag: área de la sección de la columna, en cm

El esfuerzo cortante al cual está sometido la columna, es calculado como: $Uu = Vu / (b * d)$

El esfuerzo que resiste el acero es: $Us = Uu - Uc$

Los resultados de este análisis pueden verse en la Tabla 2

El refuerzo que se colocó a todas las columnas fue nominal, según las especificaciones de la sección C.20.4. del C.C.C.S.R. La zona de confinamiento para este caso es medida desde la cara del nudo, hasta 1/6 de la luz libre del elemento y con un espaciamiento de los estribos de 10 cm. Para la zona de no confinamiento, el espaciamiento de dichos estribos es de 20 cm.

Para las columnas del primer piso, la longitud de la zona de confinamiento es de 55cm y para la zona de no confinamiento es de 2.03m. Para las columnas del segundo piso, la longitud de la zona de confinamiento es de 75 cm y para la zona de no confinamiento es de 2.80 m

La disposición de los estribos puede verse en la Figura 1

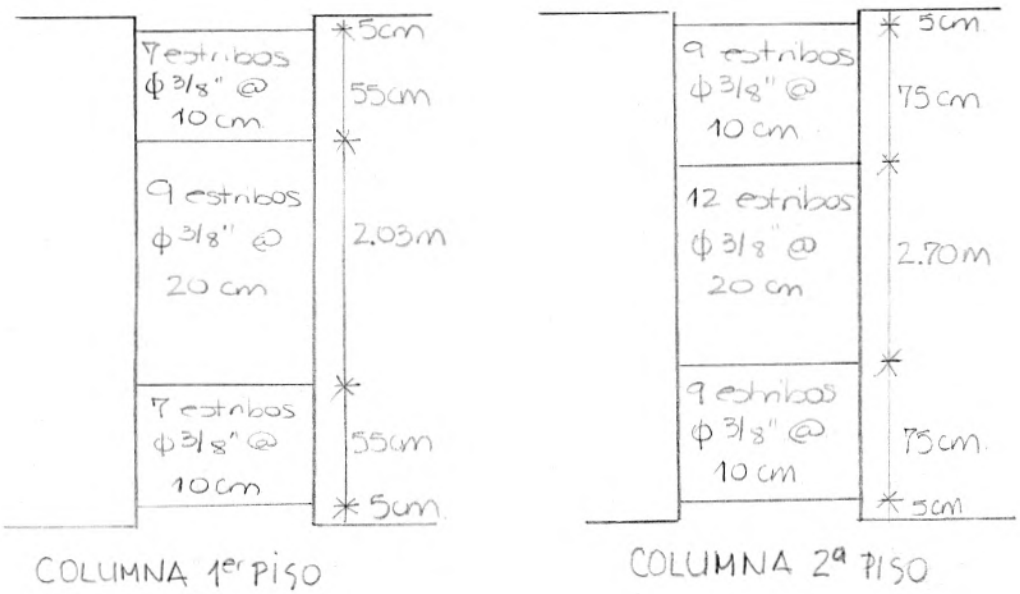


FIGURA 1. Refuerzo a cortante en columnas.

TABLA 2.

COL.	Vc (Kg/cm²)	Vo (Kg/cm²)	Vu (Kg/cm²)	Vs (Kg/cm²)
1A	8.06	600	0.57	0
2A	8.44	1340	1.28	0
3A	8.50	1410	1.34	0
4A	8.40	1320	1.26	0
1B	8.35	90	0.09	0
2B	9.14	80	0.08	0
3B	9.32	960	0.91	0
4B	9.37	100	0.09	0
5B	8.08	770	0.73	0
1C	8.66	1030	0.98	0
2C	9.34	770	0.73	0
3C	9.54	780	0.74	0

COL.	Vc (Kg/cm²)	Vo (Kg/cm²)	Vu (Kg/cm²)	Vs (Kg/cm²)
4C	9.54	520	0.49	0
5C	9.20	770	0.73	0
1D	8.12	830	0.79	0
2D	8.58	2100	2.00	0
3D	8.70	2200	2.10	0
4D	8.71	2590	2.50	0
6A'	7.90	270	0.26	0
6B'	7.86	180	0.17	0
7-1	8.81	570	0.54	0
7-2	9.41	310	0.29	0
7-3	10.24	3160	3.00	0

3. CANTIDADES DE OBRA DEL CENTRO DE INTEGRACION BARRIAL

Las cantidades de obra que se presentan a continuación fueron calculadas con base en los planos estructurales y arquitectónicos iniciales, los cuales tuvieron que ser cambiados debido a problemas de suelos que se presentaron en la zona de construcción, ya que no fueron considerados en el diseño de la estructura.

3.1. PLANOS ESTRUCTURALES

3.1.1. Concreto.

El concreto usado para los cálculos es de f´c = 210 kg/cm².

- Nervios. Los hay de diferente longitud, aunque la mayoría son de doce metros. La sección para todos es la misma: (10 * 20), área = 0.1 * 0.2 = 0.02 m²
  - Nervios de longitud L = 12 m. Son 24 en total.
    Volumen = 24 nervios * 12 m * 0.02 m = 5.76 m³
  - Nervios de longitud variable.
    Volumen = 0.02 m * (0.6 + 1.2 + 1.7 + 2.2 + 2.7 + 3.2 + 3.7 + 4 * 11 + 4 + 3.5 + 3.0 + 2.5 + 2.0 + 1.7 + 0.20 + 0.80 + 1.30 + 1.70 + 2.20 + 2.00 + 1.60 +

1.10 + 0.70 + 0.20) = 1.76 m^3

Total concreto de nervios = 5.76 + 1.76 = 7.50 m^3

- Vigas.
  - Viga A (30 * 35).

    Vol = 0.3 * 0.35 * (5.2 + 5.4) = 1.15 m^3
  - Viga B (30 * 45).

    Vol = (0.3 * 0.45 * (5.2 + 5.4)) * 3 vigas = 4.30 m^3
  - Viga C (30 * 45).

    Vol = 0.3 * 0.45 * 5.40 = 0.73 m^3
  - Viga D (30 * 30).

    Vol = 0.3 * 0.3 * (3.5 + 3.5) = 0.63 m^3
  - Viga E (30 * 45).

    Vol = 0.3 * 0.45 * (3.8 + 4.2) = 1.10 m^3

  Total volumen vigas = 1.15 + 4.30 + 0.73 + 0.63 + 1.10
  = 8.00 m^3
- Columnas.
  - Tipo I (30 * 30). Son once columnas.

    Vol = (0.3 * 0.3 * 8) * 11 = 7.92 m^3
  - Tipo II (40 * 40). Son seis columnas.

    Vol = (0.4 * 0.4 * 8) * 6 = 7.68 m^3

  Total concreto columnas = 7.92 + 7.68 = 15.60 m^3
- Torta. Tiene un espesor de 3.5 cm. El área que abarca es de 145.6 m . Vol = 0.035 m * 145.6 m = 5.10m^3

  Total volumen torta = 5.10 m^3
- Zapatas. Hay tres tipos de zapatas, el espesor de todas es de 40 cm

- Tipo I (1.30 * 1.30). Son diez

  Vol = (1.30 * 1.30 * 0.40) * 10 = 6.76 m^3

- Tipo II (1.70 * 1.70). Son cinco

  Vol = (1.70 * 1.70 * 0.40) * 5 = 5.78 m^3

- Tipo III (2.40 * 1.30). Es una

  Vol = (2.40 * 1.30 * 0.40) = 1.25 m^3

Total concreto de zapatas = 13.80 m^3

- Vigas de amarre. La dimensión de todas las vigas es de (30 * 30)

  Vol = 0.30 * 0.30 * (4.10 * 6 + 4.30 * 2 + 3.00 * 6 + 2.80 + 2.60 * 2 + 5.40 + 3.00 + 1.50 + 2.00 + 3.20 + 2.20) = 7.00 m^3

  Total vigas de amarre = 7.00 m^3

Total concreto f´c = 210 kg/cm^2 = 57.10 m^3

3.1.2. Refuerzo longitudinal.

- Nervios. Se tiene refuerzo de Φ 5/8" y de Φ 3/4"

  - Φ 5/8": (12.90 *6 + 2 + 2.5 + 3 + 3.5 + 4 + 4.5) + (4.30 * 4 * 10 + 1 + 1.50 + 2 + 2.50 + 2.50 + 2 + 1.6 + 1.1 + 0.5 + 0.5) + (4.3 * 3 * 8 + 1.1 + 1.6 + 2.10 + 2.60 + 3.10 + 3.50 + 4 + 4.50) + (1.6 + 1 * 10 + 3 * 6 + 3 * 10 + 1 * 10 + 1 * 8) = 560 m

    Peso por metro lineal para las varillas de Φ 5/8" es de 1.56 kg/m, obteniendo así un peso de :

W = 560 m * 1.56 kg/m = 873.60 kg

Considerando un 10 % para traslapo, se obtiene :

W total = 873.60 + 0.10 * 873.60 = 961 kg

- Φ 3/4": 6 * (3.65 * 2) + 10 * (3.40 + 3.0) + 8 * (3.40 * 2) = 162.2 m

  Peso por metro lineal para las varillas de Φ 3/4" es 2.25 kg/m.

  El peso total incluyendo el 10 % para traslapo es:

  W total = 402 kg

- Vigas.
  - Viga A.
    - Φ 5/8": W = 1.56 kg/m * ((11.2 + 0.11 * 2 + 0.2 * 2) * 4 + 6 * 2) m = 92.50 kg
    - Φ 1/2": W = 11.75 m * 1 kg/m = 11.75 kg
  - Viga B. Son tres vigas.
    - Φ 3/4": W = 3 * 2.25 kg/m * (11.2 + 0.11 * 2 + 0.25 * 2) m * 3 varillas = 103 kg
    - Φ 5/8": W = 3 * 1.56 kg/m * (4 * 12 + 6 * 3) m = 103 kg
  - Viga C.
    - Φ 5/8": W = 1.56 kg/m * (5.70 + 0.11 * 2 + 0.2 * 2) m * 4 varillas = 39.40 kg
    - Φ 3/4": W = 2.25 kg/m * 6.32 m * 4 = 57 kg
  - Viga D.
    - Φ 5/8": W = 1.56 kg/m * (7.4 + 0.11 * 2 + 0.2 * 2) m * 4 varillas = 49.60 kg

- Φ 1/2": W = 1 kg/m * 4 m = 4 kg

- Viga E.

  - Φ 3/4": W = 2.25 kg/m * (4.50 + 4.10 + 0.11 * 2 + 0.25 * 2) m * 3 varillas = 63 kg

  - Φ 5/8": W = 2.25 kg/m * (9.32 + * 4 + 6 * 3) m = 124.50 kg

Total refuerzo en vigas:

Φ 5/8"= 92.50 + 309 + 39.40 + 49.60 + 124.50 = 615 kg

Φ 3/4"= 243 + 57 + 63 = 363 kg

Φ 1/2"= 11.80 + 4 = 15.80 kg

- Columnas. La longitud total del refuerzo de columnas es de 8.29 m

  - Tipo I (30 * 30). Son once columnas.

    Φ 3/4": W = 11 * 2.25 kg/m * 8.29 m * 4 = 825 kg

  - Tipo II (40 * 40). Son seis columnas.

    Φ 1": W = 6 * 4 kg/m * 8.29 m * 4 varillas = 798 kg

Total refuerzo columnas:

Φ 3/4" = 825 kg

Φ 1" = 798 kg

- Zapatas.

  - Tipo I (1.30 * 1.30). Son diez zapatas

    Φ 5/8": W = 10 * 1.56 kg/m * (1.30 - 0.08 + 0.2 * 2) * 14 varillas = 336.34 kg

  - Tipo II (1.70 * 1.70). Son cinco zapatas.

    Φ 5/8": W = 5 * 1.56 kg/m * (1.70 - 0.08 * 2 + 0.2 * 2) m * 22 varillas = 332.90 kg

- Tipo III (2.40 * 1.30). Es una zapata.

  Φ 5/8": W = 1.56 kg/m * ((2.40 - 0.08 * 2 + 0.2 * 2)m * 7 varillas + (1.30 - 0.08 * 2 + 0.2 * 2) m * 16 varillas) = 67.30 kg

Total refuerzo de zapatas:

Φ 5/8 = 67.30 + 332.90 + 336.44 = 736.54 kg

- Vigas de amarre.

  Φ 1/2": W = 1 kg/m * (4 * 11.50 + 14 + 19.60 + 15.1 + 5.8 + 8.9 + 6.80) * 4 varillas = 465 kg

  Considerando 10 % para traslapo,

  W = 511.50 kg

Total refuerzo de vigas de amarre :

Φ 1/2" = 551.50 kg

Refuerzo total para varillas corrugadas de acero con fy = 4220 kg/cm²:

Φ 5/8" = 615 + 736.54 = 1351.54 kg

Φ 3/4" = 363 + 825 = 1188 kg

Φ 1/2" = 15.80 + 511.50 = 527.30 kg

Φ 1" = 798 kg

3.1.3. Refuerzo transversal.

- Vigas. Los estribos son de Φ 3/8".
  - Viga A. Son setenta estribos.

    W = 70 * 0.56 kg/m * (1.06 + 0.1 + 0.1)

    W = 49 kg

- Viga B. Son cincuenta y dos estribos.

  W = 52 * 0.56 kg/m * 1.46 m * 3 vigas = 129 kg

- Viga C. Son veintisiete estribos.

  W = 27 * 0.56 kg/m * 1.46 m = 22.12 kg

- Viga D. Son cincuenta estribos.

  W = 50 * 0.56 kg/m * 1.16 m = 32.50 kg

- Viga E. Son cuarenta estribos.

  W = 40 * 0.56 kg/m * 1.46 m = 32.76 kg

Total de estribos Φ 3/8" en vigas = 49 + 129 + 22.12 + 32.50 + 32.76 = 265.40 kg

- Columnas. Los estribos son de Φ 3/8".

  - Tipo I. Son 54 estribos, 11 columnas.

    W = 54 * 0.56 kg/m * (0.88 + 0.20) m * 11 columnas = 360 kg

  - Tipo II. Son 54 estribos, 6 columnas.

    W = 54 * 0.56 kg/m * 1.48 m * 6 columnas = 269 kg

  Total estribos Φ 3/8" en columnas = 360 + 269 = 629 kg

- Vigas de amarre. Los estribos son de Φ 3/8".

  W = 0.56 kg/m * 1.16 m * (232 + 70 + 98 + 76 + 29 + 45 + 34) estribos = 380 kg

  Total estribos Φ 3/8" en vigas de amarre = 380 kg

Total estribos Φ 3/8" = 265.4 + 629 + 380 = 1274.4 kg

3.2. PLANOS ARQUITECTONICOS

3.2.1. Mampostería. Todos los muros son en adobe de 20 cm, excepto las divisiones de los baños que van construidos en adobe de 15 cm.

- Adobe de 20 cm.

Area = (3.25 + 4.50) * (11.4 + 6.9 + 2.2 + 9.2 + 8.4 + 6.7 + 4.6 + 4.3 + 7.6 + 6.0 + 1.5) - 1.50 * 2.40 * 2 + 9 * 5.3 + 9 * (6.7 + 5.0 + 2.0 + 6.7) - 1.5 * 2.35 - 4.0 * 2.35 + 11.5 * 0.8 + 14 * 16.2 + 11.8 * 11 + 19 * 14 - 3 * 17.5/2 + 21 * 14 - 3 * 19.50/2 - 1.5 * 2.35 + 14 * 16.4 + 20 * 14 - 18.2 * 3/2 + 4.5 * (4.5 + 5.30 + 4.70 + 1.70 + 2 + 1.50 + 2 + 1.80) - 1.50 * 2.35 * 2 + 4.50 * (10 + 9.4 + 9.8 + 3.4) + 6.28 * 10.5 + 6.0 * 10.5 + 10.5 * (4 + 4 + 4.30) = 2576 m²

- Adobe de 15 cm.

Area = 2.30 * (5.20 + 5.60 + 2 + 1.10) * 2 - 2.10 * 2 * 0.90 = 60.16 m²

3.2.2. Carpintería en madera. Son cuatro puertas dobles de 1.55 m de ancho en total, o sea ocho alas de 0.75 m, dos alas de 0.90 m.

Los marcos son seis en total, cuatro de 1.55 m de ancho y dos de 0.90 m.

3.2.3. Pisos. El área de circulación y el hall van en alfa gres, el teatro, la utilería, el escenario y la sala de proyecciones en cemento esmaltado, los baños en baldosín y el resto en baldosa monocolor común.

- Baldosa monocolor.

  Area = 8.4 * 11 - 2 * 1.70 + 5.3 * 5.45/2 + 4.2 * 8.9 + (1.9 + 5.45) * 3.6/2 + 9.70 * 9 + 0.3 * (4.6 + 1.8) + 1.8 * 2.1/2 + 2.6 * 2.4/2 + 0.9 * 0.8/2 + (3.6 + 2.7) * 1.95/2 + (3.6 + 1.1) * 2.45/2 + 1.8 * 1.8 + (14 * 0.4 * 1.85 + 18 * 0.17 * 1.85) + (6 * 0.3 + 7 * 0.18) * 2 = 284.5 m² ≈ 285.0 m²

- Alfa gres.

  Area = 8.90 * 6.50 + 7.80 * 2 + 2 * 0.8 + 5.9 * 2 + 2.3 * 4.0 = 96.00 m²

- Cemento esmaltado.

  Area = (11.5 * 8 + 4.2 * 4.3/2 + 3.8 * 4.3 + 4.5 * 2.15/2 + 11.5 * 4.5 + 4.5 * 2.15/2 + 11.5 * 1.8) + (4.35 * 2 * 2) - (4.50 * 15.8 - 0.8 * 1 * 2) + (5.5 * 1.5) + (4 * 0.2 * 0.8 + 5 * 10.8 * 0.15) * 2 = 297.15 m²

- Baldosín.

  Area = [1.80 * 2 + (1 + 2) * 2/2] * 2 = 13.20 m²

3.2.4. Revoque. Lo único que va revocado son los baños.

Area = [10.9 * (2.3 - 1.8)] * 2 = 10.90 m² ≈ 11.00 m²

3.2.5. Enchapes. Las paredes de los baños van forradas en baldosín hasta una altura de 1.80 m.

Area = (2.30 + 1.80 + 2 + 3.8 + 1) * 1.80 * 2 = 39.24 m² ≈ 40 m²

3.2.6. Ventanería. Va a lo largo de todo el perímetro, tiene una altura de 50 cm.

Area = (9.70 + 3.30 + 4.50 + 2 + 7 + 3.70 + 4.50) * 0.50 = 17.35 m²

4. CALCULO ESTRUCTURAL DEL LICEO INDEPENDENCIAS II

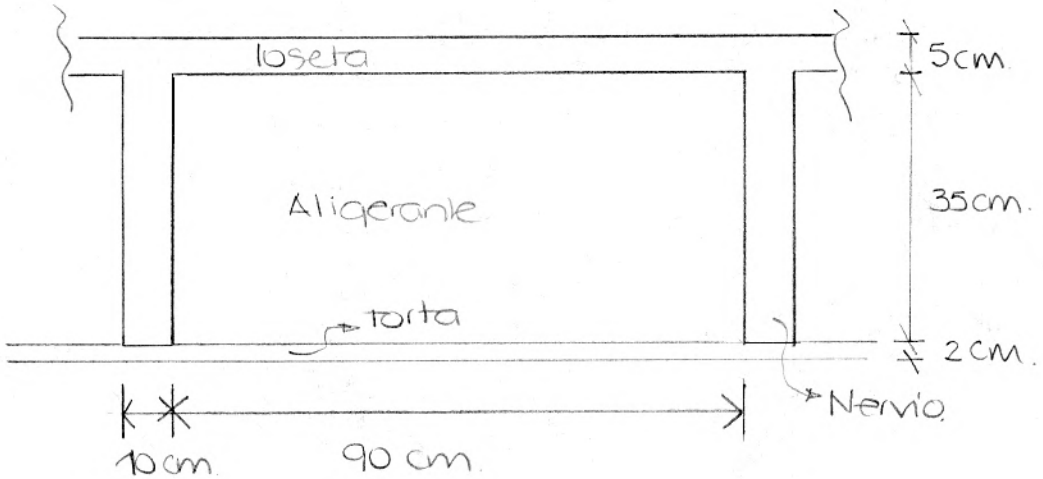
El cálculo estructural del Liceo Independencias II, se hizo con base en los planos arquitectónicos ya existentes para lo cual se definieron las vigas principales en la dirección X, a excepción de una viga (la G) que a pesar de estar en la dirección Y se calculó como viga principal debido a las exigencias estructurales que dicha viga soporta.

4.1. CALCULO DE LA LOSA

El espesor mínimo de una losa con nervios armada en una dirección y con apoyos continuos, es de L/18 para que no haya necesidad de calcular flechas, siendo L la luz más desfavorable de la losa, que para este caso es de siete metros, por lo tanto el espesor es de:

$L/18 = 700\ cm/18 = 38.89\ cm \approx 40\ cm$

La losa será aligerada con casetones de madera no recuperables, con medidas de 90 * 110 cm. Tendrá una torta con un espesor de dos centímetros, y quedará de la siguiente forma:



Usando concreto con un peso unitario de 2400 kg/m³ para la loseta y los nervios, y concreto de 2000 kg/m³ para la torta, se tiene que las cargas que actúan sobre la losa son:

- Cargas muertas (CM).

  W loseta = 0.05 m * 2400 kg/m³ = 120 kg/m²

  W torta = 0.02 m * 2000 kg/m³ = 40 kg/m²

  $$W\ nervio = \frac{0.10\ m * 0.35\ m * 2400\ kg/m^3}{1.00\ m} = 84\ kg/m^2$$

  W acabados y particiones = 400 kg/m²

  $$W\ nervios\ de\ temperatura = \frac{0.10\ m * 0.35\ m * 2400\ kg/m^3}{1.20\ m}$$

  $$= 70\ kg/m^2$$

  CM = 120 + 40 + 84 + 400 + 70 = 714 kg/m²

- Carga viva (CV). CV = 500 kg/m²

- Carga total (CT). CT = CM + CV = 500 + 714 = 1214 kg/m²

- Carga última (CU). CU = 1.4 * CM + 1.7 * CV

  = 1.85 ton/m²

Como los nervios estan espaciados un metro entre ejes, y la carga última CU = 1.85 ton/m², la carga distribuida en cada nervio es:

W = 1.85 ton/m² * 1.0 m = 1.85 ton/m

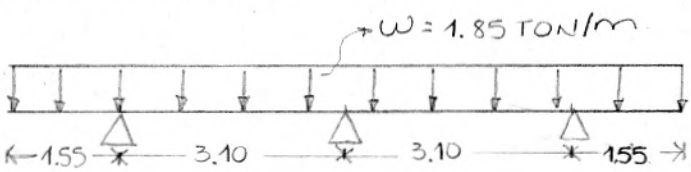
4.2. CALCULO Y DESPIECE DE NERVIOS

Se tienen tres tipos de nervios. Para cada uno se determinan las reacciones en los apoyos y los momentos en cada uno de los nudos; con base en estos se elaboran los diagramas de cortante y momento, de los cuales se obtiene el cortante máximo y los momentos negativos y positivos máximos para calcular el refuerzo a flexión y luego hacer el despiece.

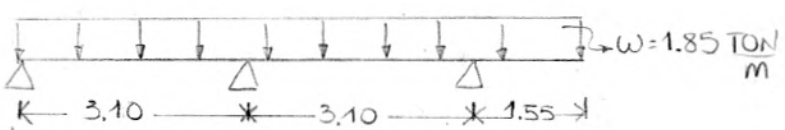
La sección de los nervios es de 10 * 35 cm, la carga que actúa sobre ellos es de W = 1.85 ton /m, y la distancia al refuerzo a flexión es de d = 32 cm.

La disposición de los nervios es:

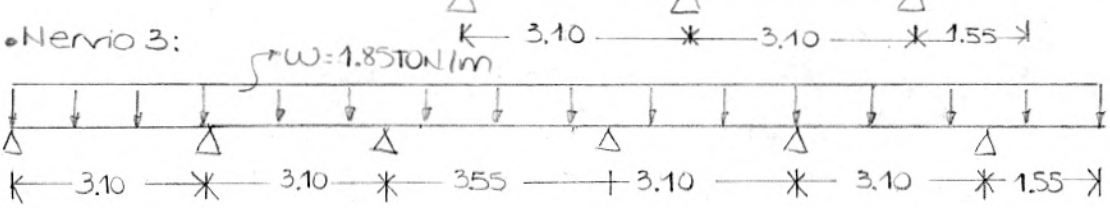
• Nervio 1:



• Nervio 2:

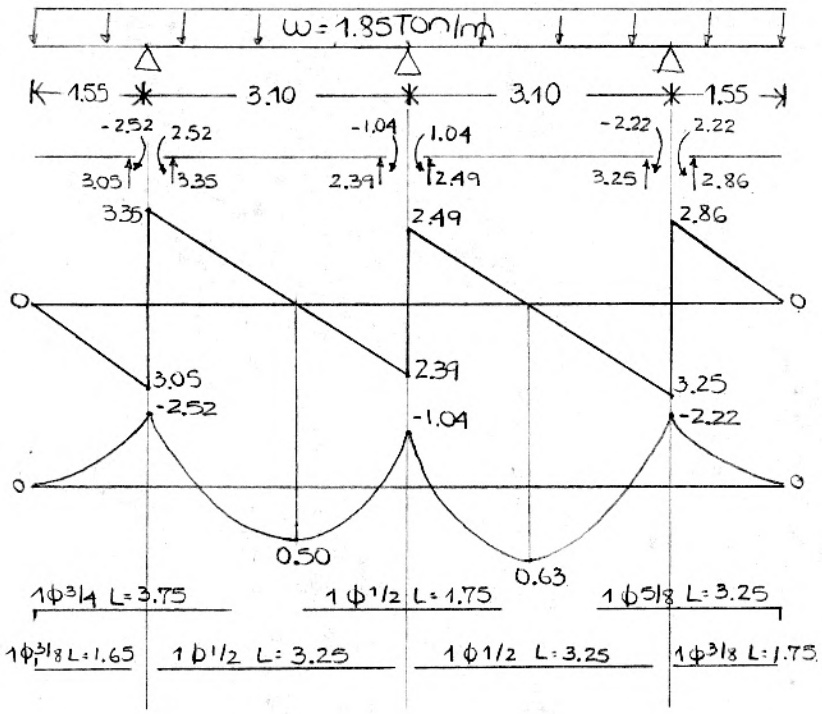


• Nervio 3:

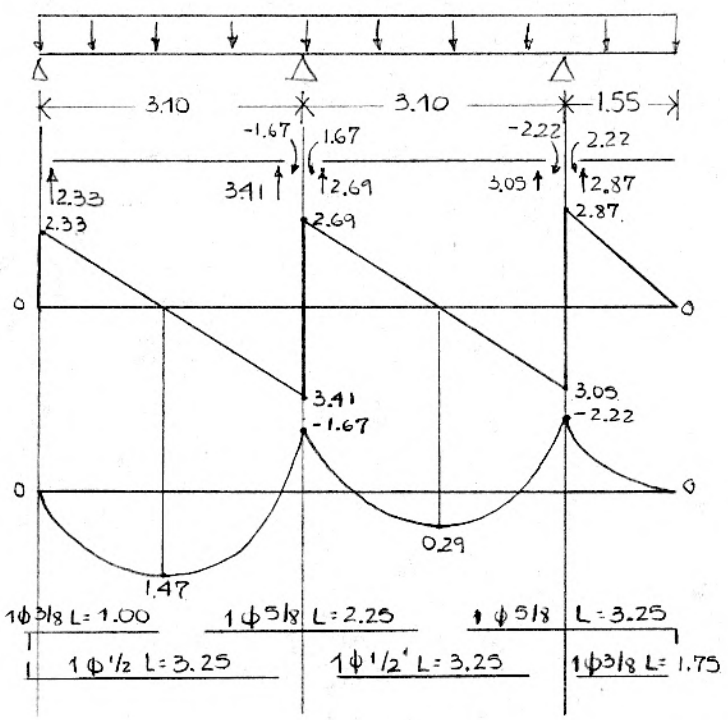


Los resultados obtenidos son:

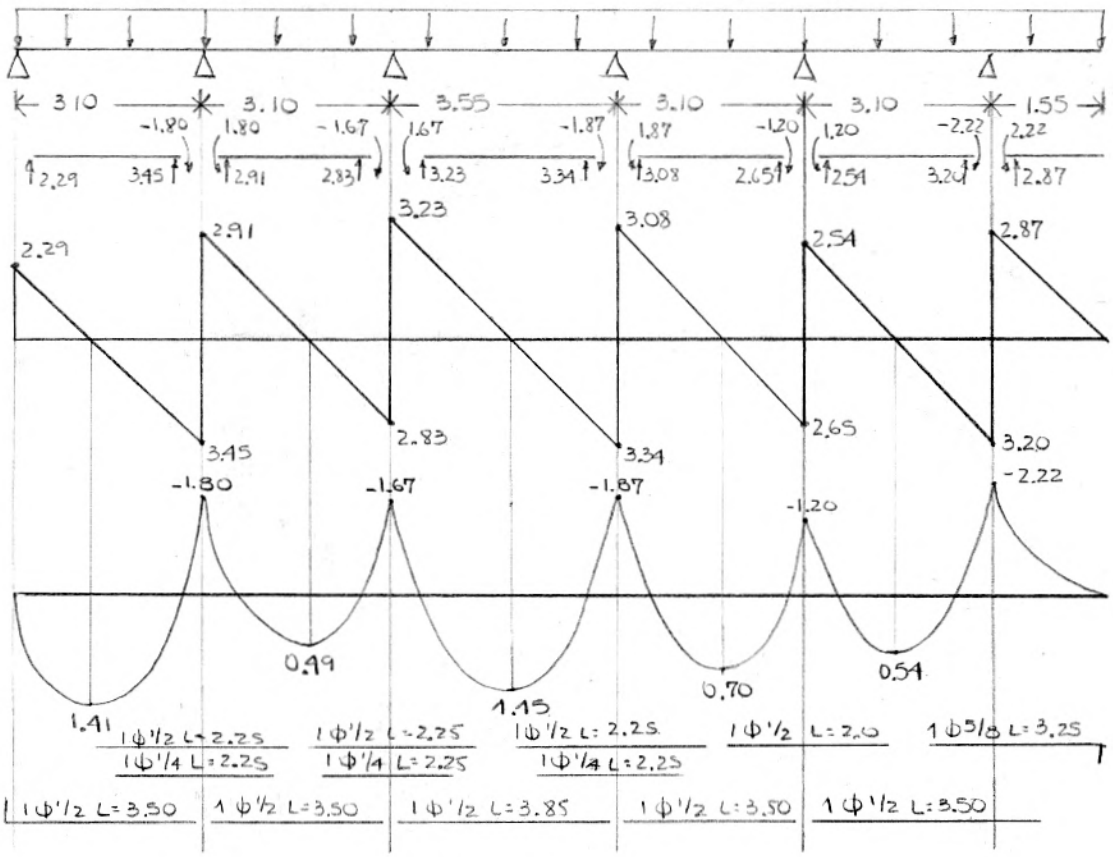
- Nervio 1. (10x35)



- Nervio 2. (10x35)



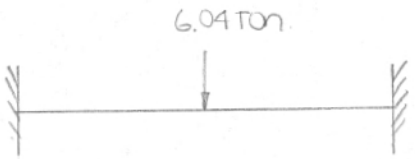
- Nervio 3. (10×35)



4.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES

La altura de las vigas se tomó igual al espesor de la losa, de 45 cm, la distancia al refuerzo a flexión se tomó como d = 40 cm, lo que indica un recubrimiento de cinco centímetros. Al predimensionar las vigas, se incluyó el peso propio de estas, por lo tanto se multiplicó por un factor de 1.20 el momento actuante sobre las vigas.

- **Viga 1.**



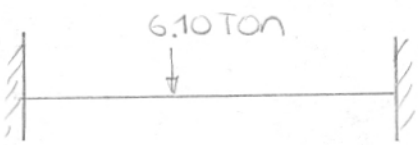
$$w = \frac{6.04\ \text{Ton} \times 6\ \text{nervios}}{7\ \text{m}} = 5.17\ \text{Ton/m}$$

$$Mu = \frac{w L^2}{12} = \frac{5.17\ \text{Ton/m} \times 1.2 \times (7.0\ \text{m})^2}{12} = 25.33\ \text{Ton.m}$$

$$b = \frac{Mu}{\phi Ru \times d^2} = \frac{25.33}{0.0493 \times 40^2} = 32.31\ \text{cm} \approx 35\ \text{cm}$$

Viga 1 : (35×45)

- **Viga 2.**



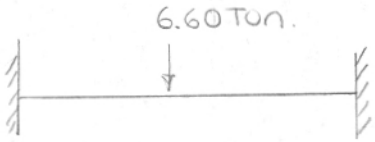
$$w = \frac{6.10\ \text{Ton} \times 7\ \text{nervios}}{7\ \text{m}} = 5.23\ \text{Ton/m}$$

$$Mu = \frac{5.23\ \text{Ton/m} \times 1.2 \times (7.0\ \text{m})^2}{12} = 25.62\ \text{Ton.m}$$

$$b = \frac{25.62}{0.0493 \times 40^2} = 32.48\ \text{cm} \approx 35\ \text{cm}$$

Viga 2 : (35×45)

- **Viga 3.**



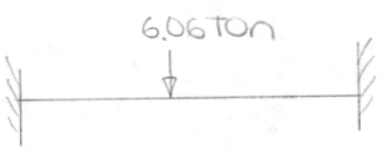
$$W = \frac{6.60\ \text{Ton} \times 6\ \text{nervios}}{7.0\ \text{m}} = 5.66\ \text{ton/m}$$

$$Mu = \frac{wL^2}{12} = \frac{5.66 \times 1.2 \times 7^2}{12} = 27.70\ \text{ton.m}$$

$$b = \frac{27.70}{0.0493 \times 40^2} = 35.14\ \text{cm}$$

viga 3 : (35.45).

- **Viga 4.**



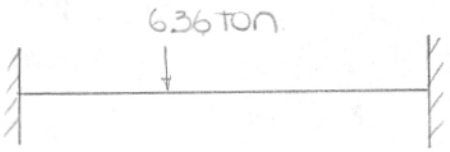
$$W = \frac{6.06\ \text{Ton.} 6\ \text{nervios}}{7.0\ \text{m.}} = 5.19\ \text{Ton/m}$$

$$Mu = \frac{5.19\ \text{Ton/m} \times 1.2 \times 7^2}{12} = 25.45\ \text{Ton.m}$$

$$b = \frac{25.45}{0.0493 \times 40^2} = 32.23\ \text{cm} \approx 35\ \text{cm}$$

Viga 4 : (35.45)

- **Viga 5.**



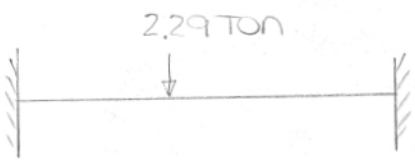
$$w = \frac{6.36\ \text{TON} \cdot 6\ \text{nervios}}{7.0\ \text{m}} = 5.45\ \text{ton/m}$$

$$Mu = \frac{5.45 \times 1.2 \cdot 7^2}{12} = 26.70\ \text{ton.m}$$

$$b = \frac{26.70}{0.0493 \times 40^2} = 33.86\ \text{cm}$$

viga 5: (35×45)

- **Viga 6.**



$$w = \frac{2.29\ \text{TON} \times 6\ \text{nervios}}{7.0\ \text{m}} = 1.96\ \text{TON/m}$$

$$Mu = \frac{1.96 \times 1.2 \cdot 7^2}{12} = 9.62\ \text{TON.m}$$

$$b = \frac{9.62}{0.0493 \times 30^2} = 22\ \text{cm}$$

viga 6: (35×45) : se hace con las otras dimensiones para que quede estandarizada

4.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS

Se hicieron de base igual a la base mínima = 30 cm y con una altura de 40 cm equivalente al espesor de la losa.

4.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DE TECHO

Se supusieron de 30 * 30, dimensiones en centímetros; la carga que actúa sobre cada una de ellas es de 1.50 ton/m.

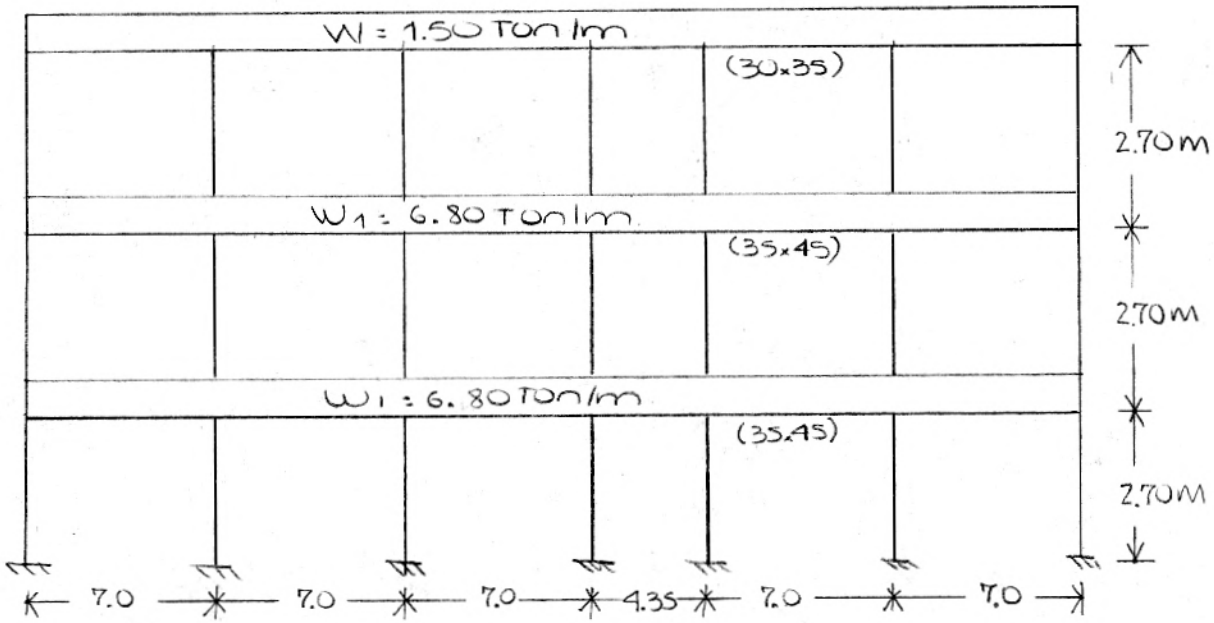
4.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Teniendo en cuenta la carga última que actúa sobre cada columna, la cual se calcula con base en el área aferente más desfavorable para cada una, con el número de pisos de la edificación (tres pisos) y con la carga última sobre la losa, se tomaron unas dimensiones para las columnas de 40 * 40, dadas en centímetros.

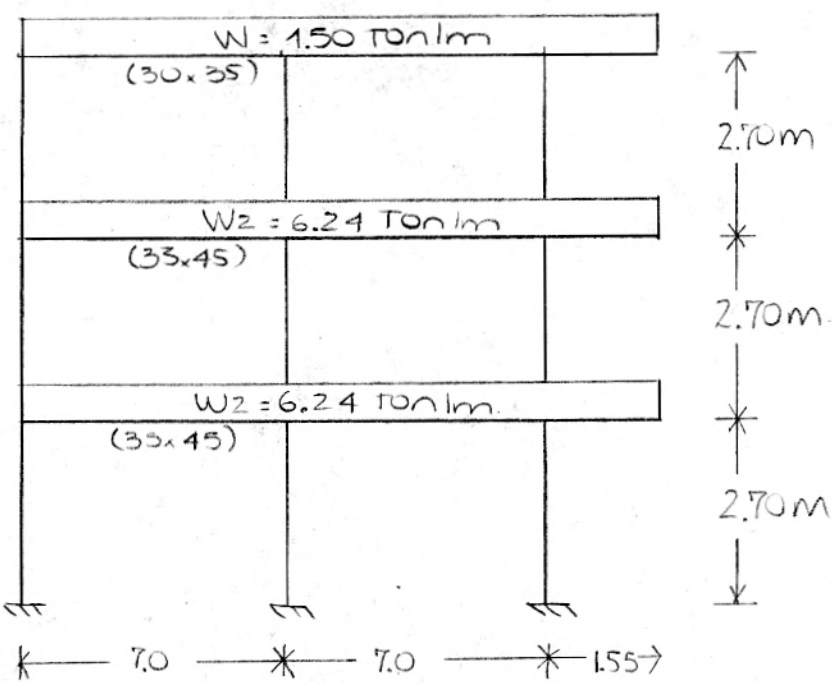
4.7. DISPOSICION DE LOS PORTICOS

A continuación se muestra la disposición para cada uno de los pórticos, indicando las cargas que actúan sobre ellos y las dimensiones tanto de las vigas como de las columnas.

- **Pórtico 1 = Pórtico 2 = Pórtico 3.**

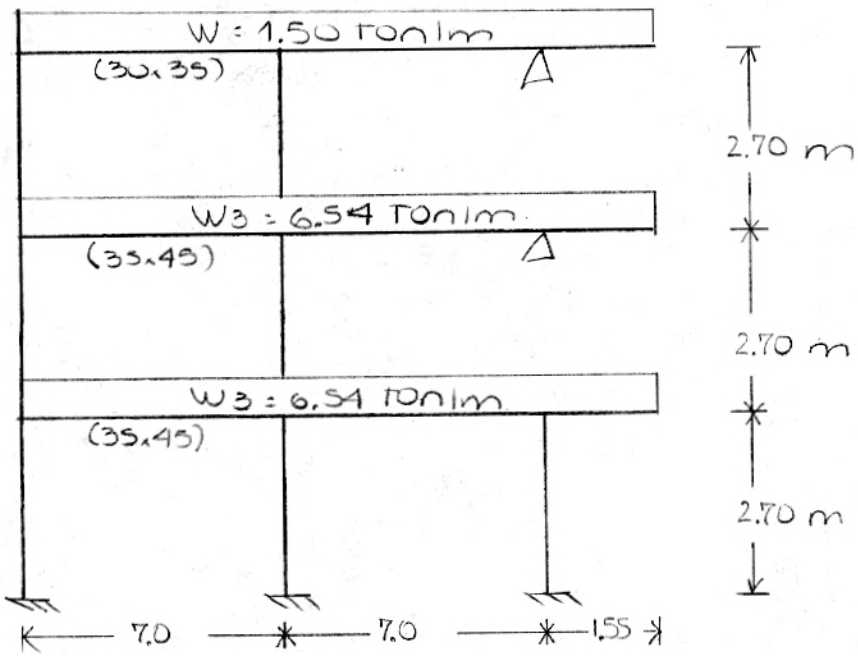


- **Pórtico 4.**

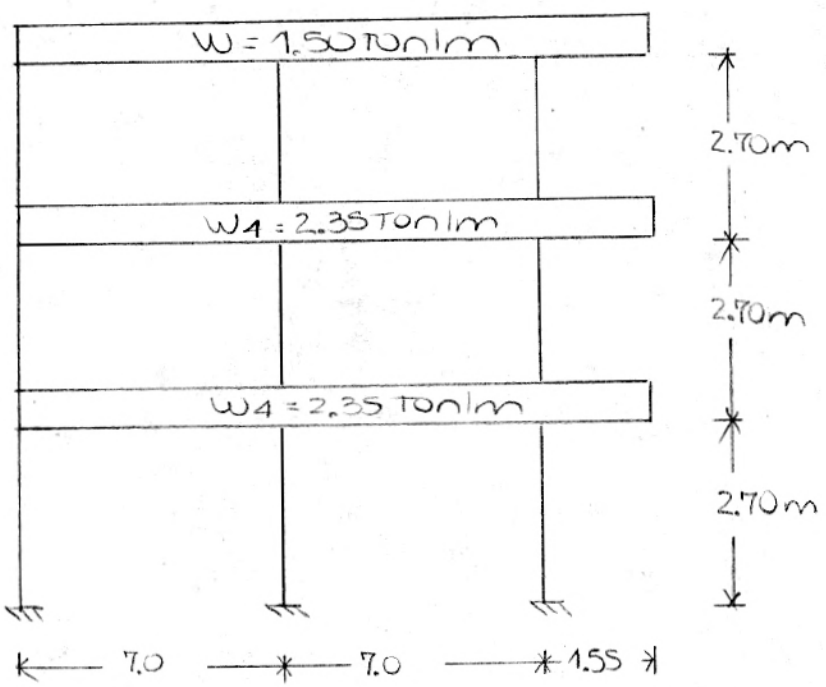


Todas las columnas son de 40x40 cm

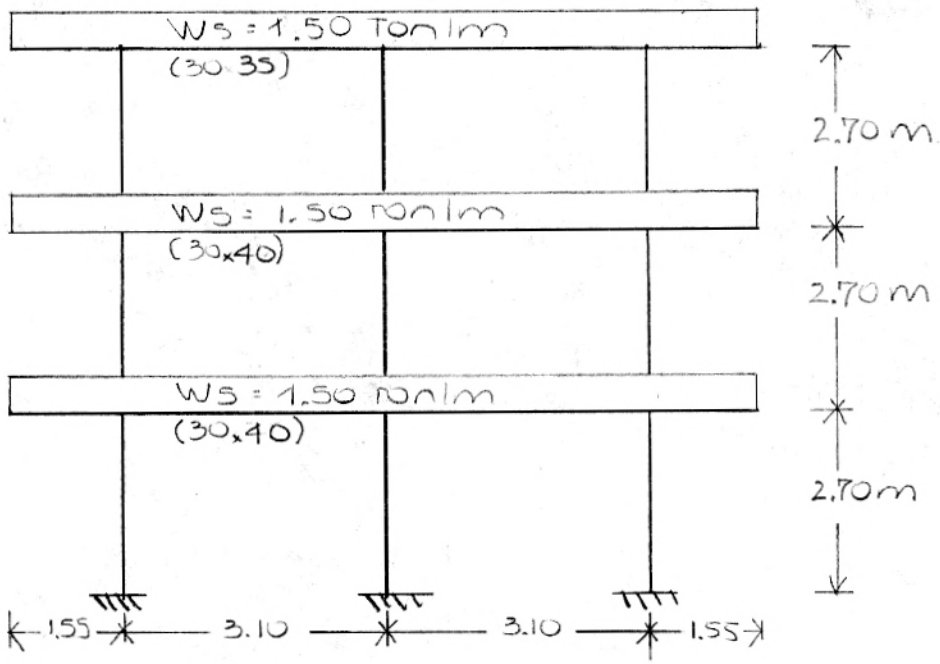
- **Pórtico 5.**



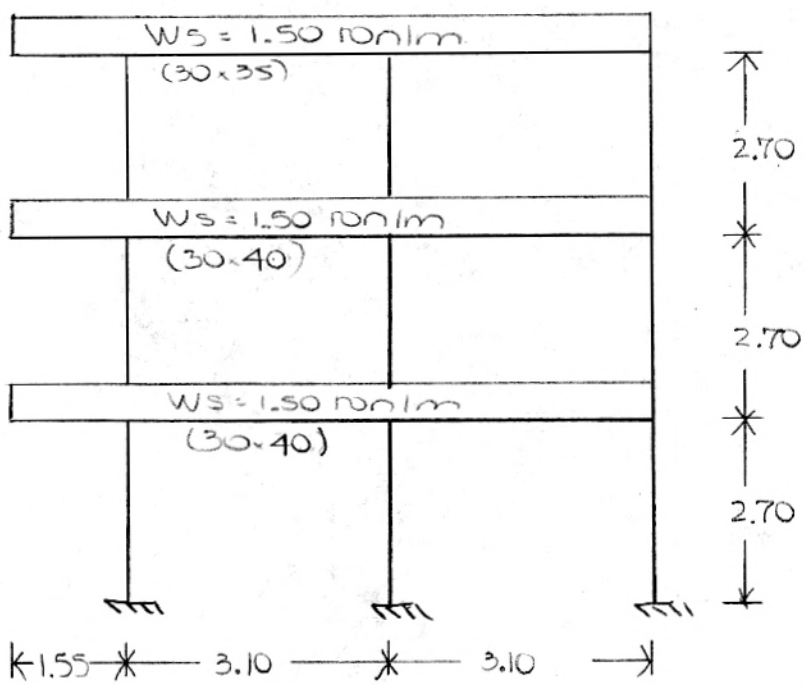
- **Pórtico 6.**



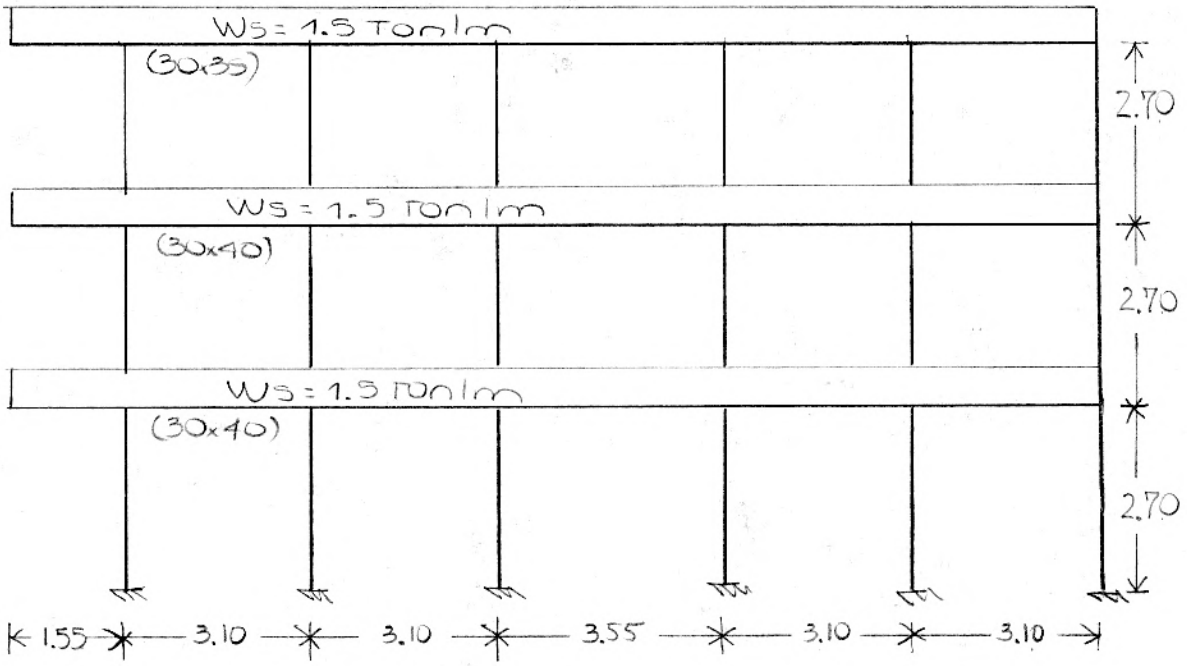
- **Pórtico A = Pórtico B.**



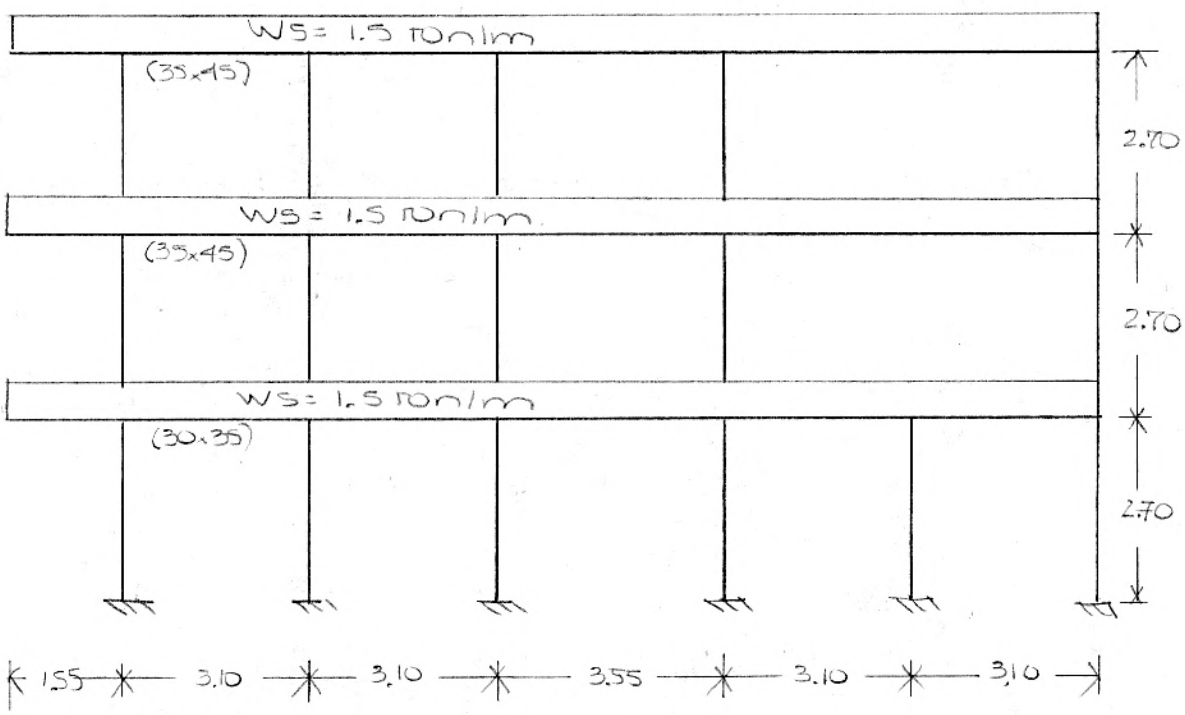
- **Pórtico C = Pórtico D.**



- **Pórtico E = Pórtico F.**



- **Pórtico G.**



4.8. ANALISIS PARA CARGA VERTICAL Y DE SISMO

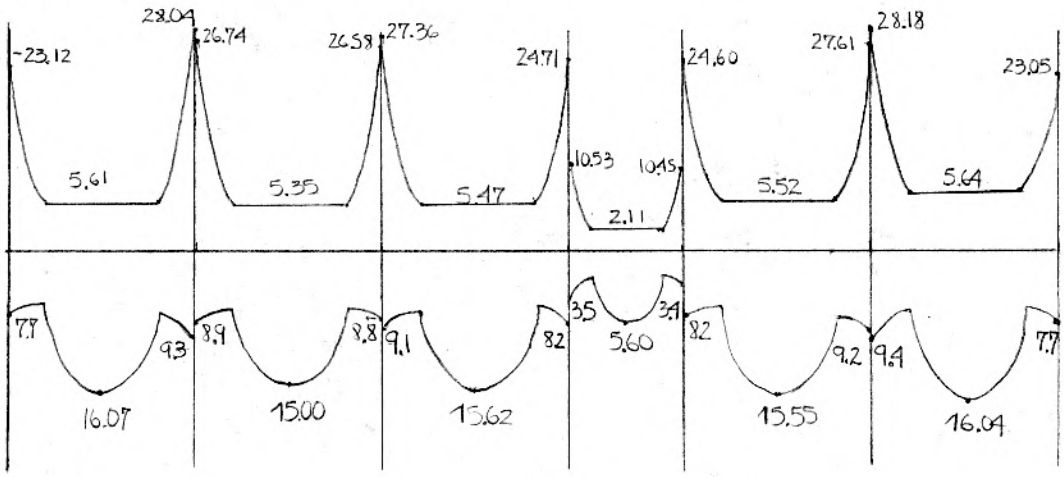
Para hacer este análisis se recurrió a un programa en computador, el cual hace dicho análisis tanto en la dirección X como en la dirección Y. Los datos de entrada son las dimensiones de columnas, vigas principales, secundarias y de techo, la carga que actúa sobre cada una de estas vigas, las masas por nivel, el tipo de suelo y las condiciones de riesgo sísmico según la zona, que en este caso es de riego sísmico intermedio. Con estos datos se obtuvieron los momentos y cortantes debidos a carga vertical y a las combinaciones de carga vertical y lateral como son: 0.75 * CV + CS izq-der y 0.75 * CV + CS der-izq. Una vez obtenidos los resultados para las diferentes combinaciones de carga, se sacaron las envolventes de diseño tanto para cortante como para momento, y con estas se hizo el despiece de las vigas.

Las envolventes de diseño para las vigas secundarias no se presentan, porque después de analizar los resultados se vió que el refuerzo necesario para estas vigas era el mínimo.

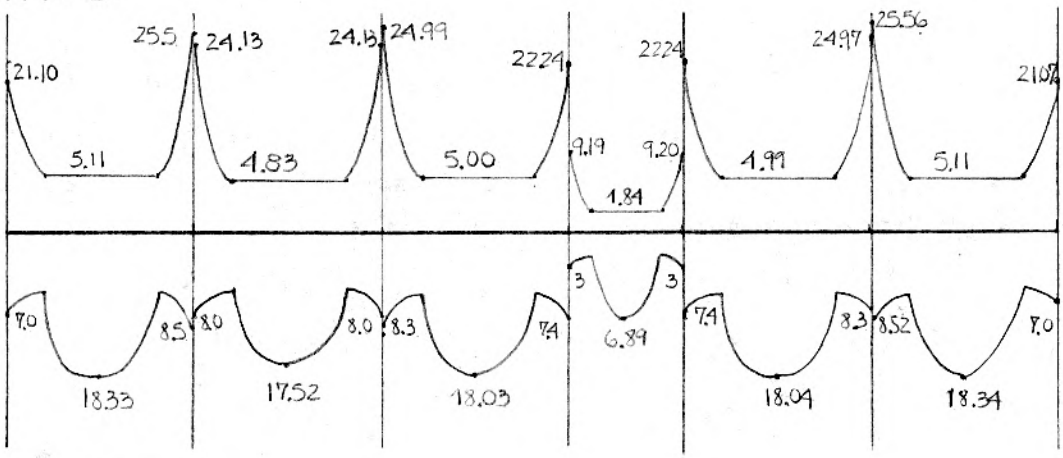
A continuación se presentan las envolventes de diseño para las vigas en la dirección principal.

- **Pórtico 1 = Pórtico 2 = Pórtico 3.**

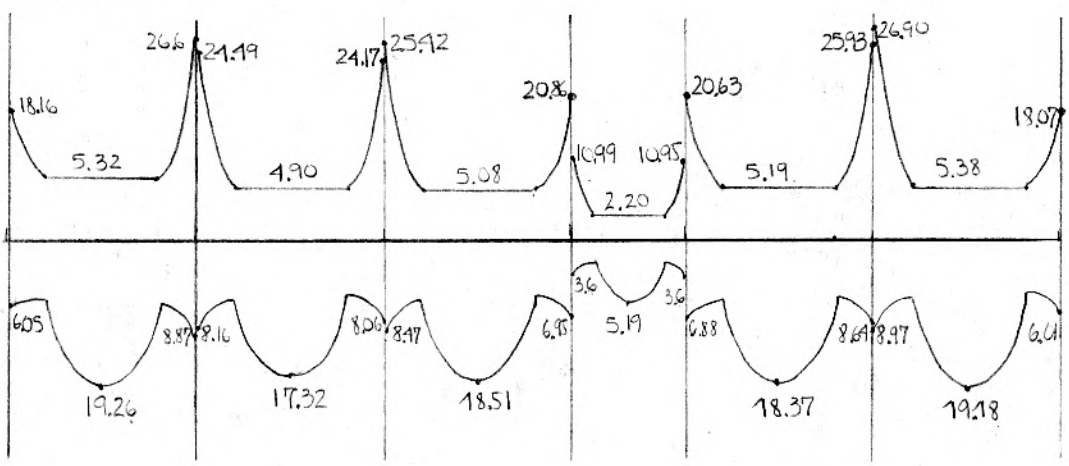
PISO 3:



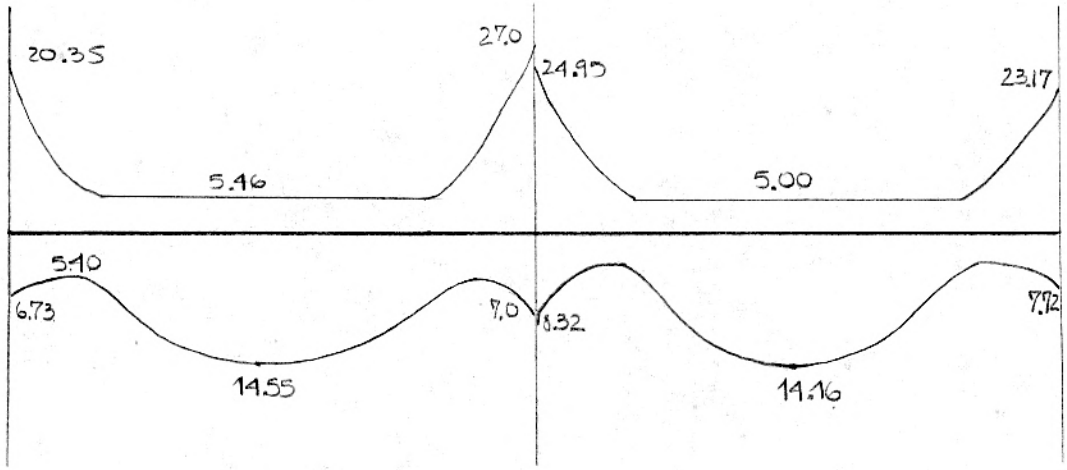
PISO 2:

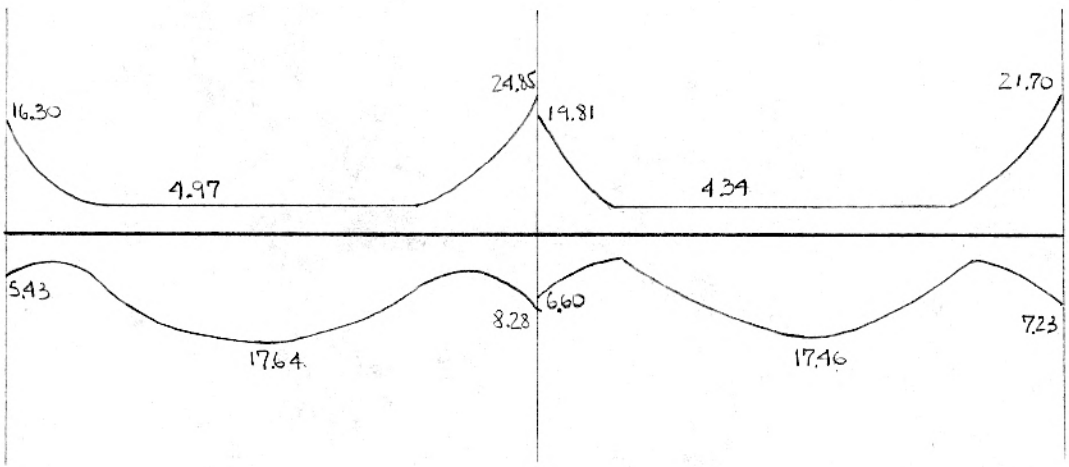


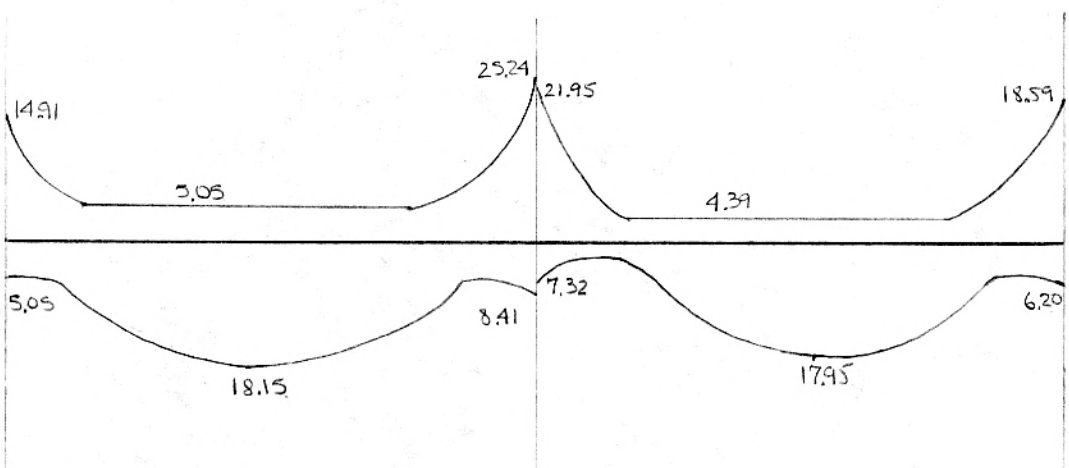
PISO 1:



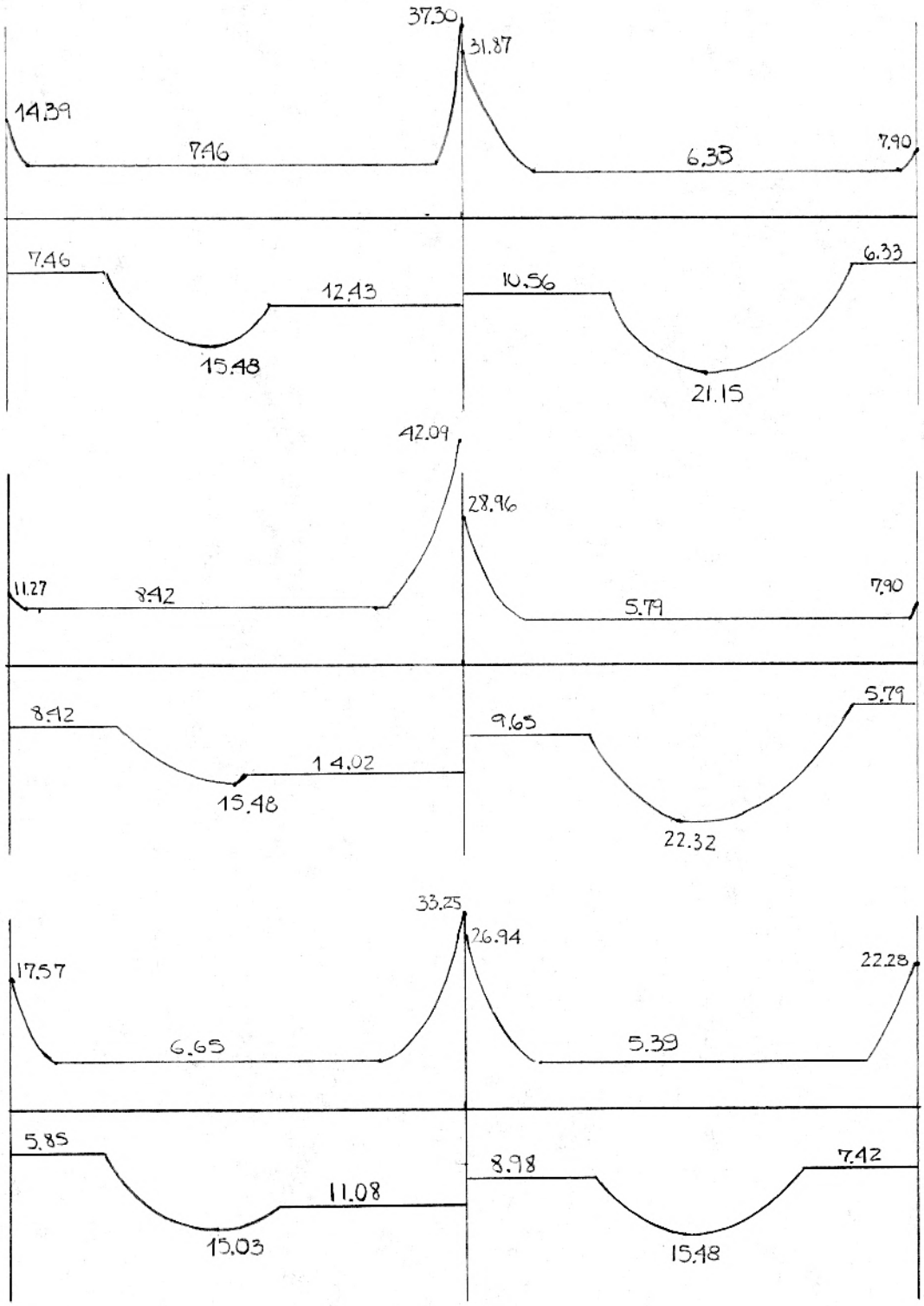
- **Pórtico 4.**


20.35
27.0
24.95
23.17
5.46
5.00
5.10
6.73
7.0
8.32
7.72
14.55
14.16

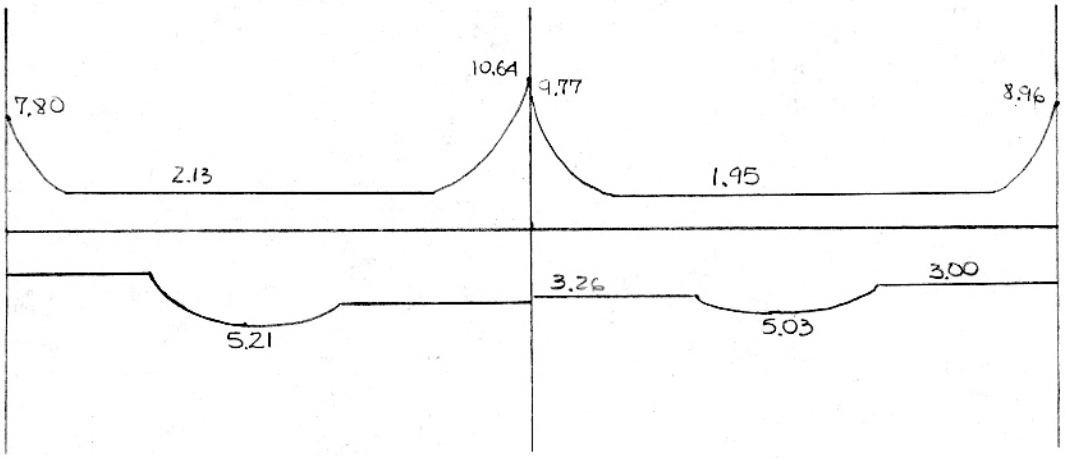

16.30
24.85
19.81
21.70
4.97
4.34
5.43
8.28
6.60
7.23
17.64
17.16

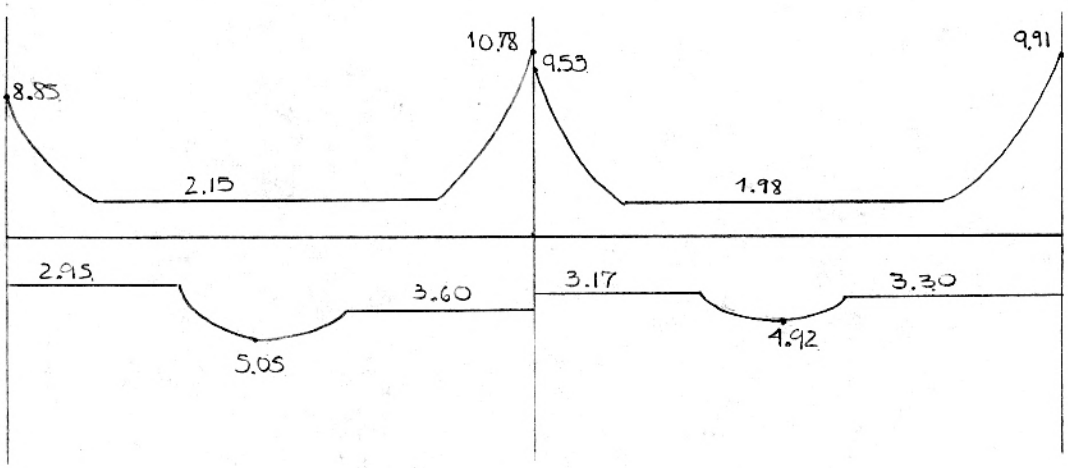

14.91
25.24
21.95
18.59
3.05
4.39
5.05
8.41
7.32
6.20
18.15
17.95

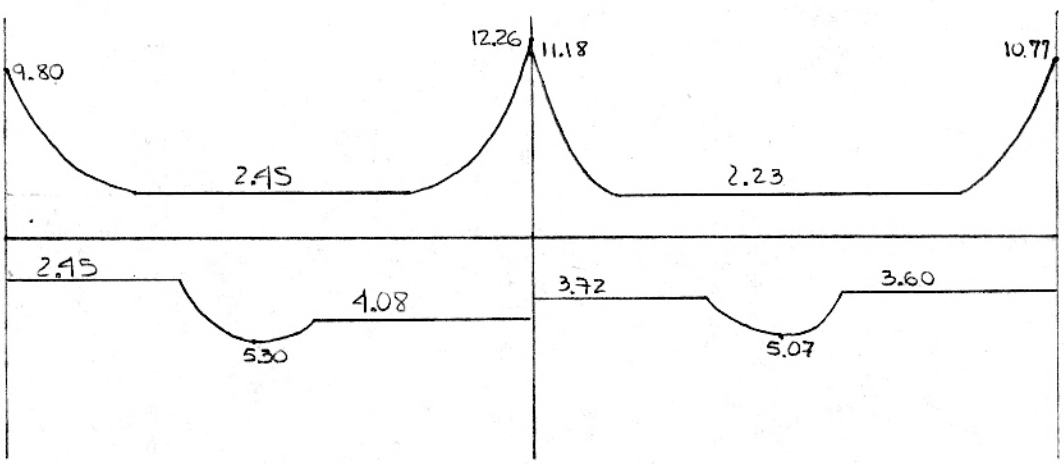
- Pórtico 5.


37.30
31.87
14.39
7.46
6.33
7.90
7.46
12.43
15.48
10.56
21.15
6.33
42.09
28.96
11.27
8.42
5.79
7.90
8.42
14.02
15.48
9.65
22.32
5.79
33.25
26.94
17.57
6.65
5.39
22.28
5.85
11.08
15.03
8.98
15.48
7.42

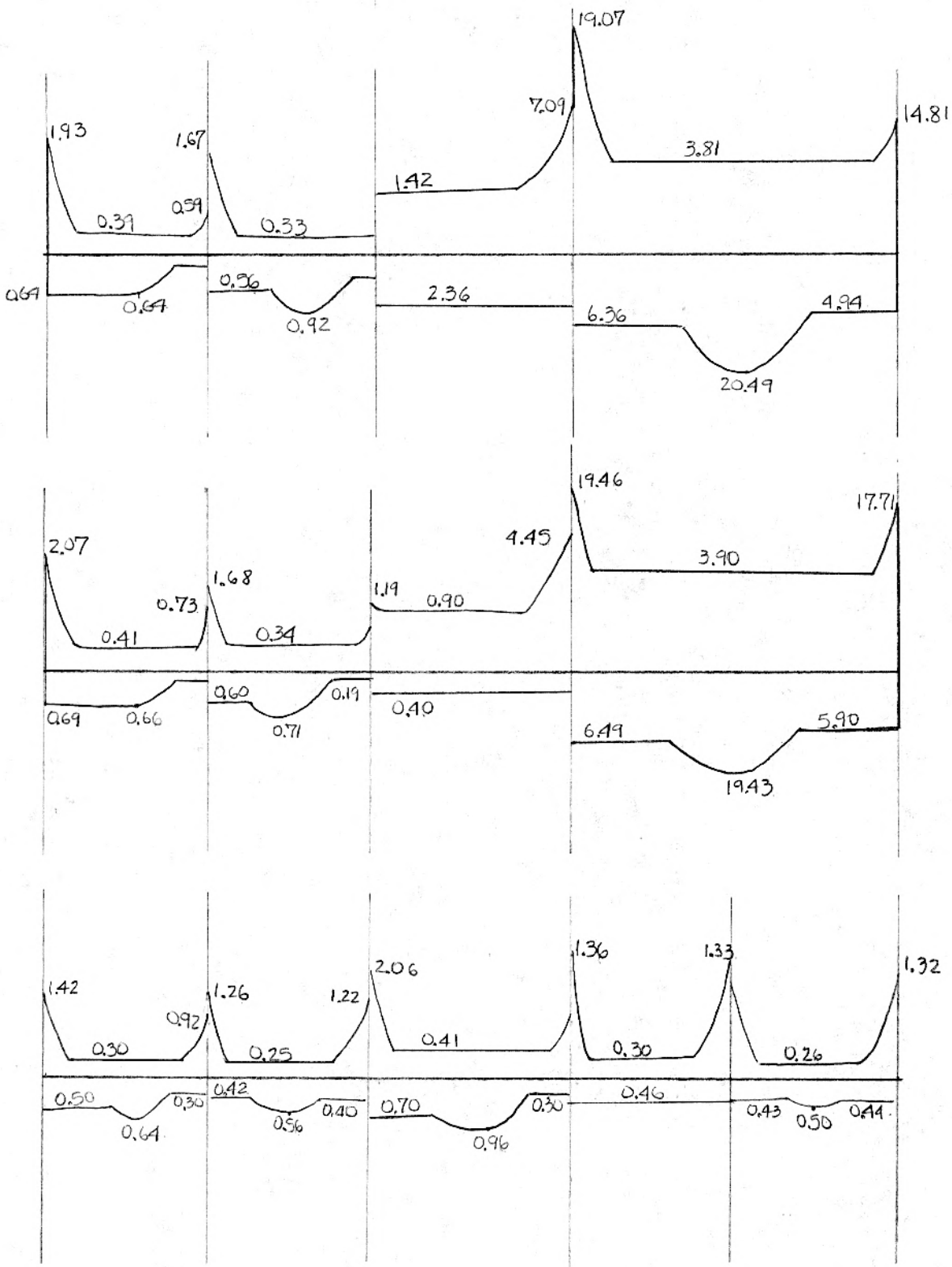
- Pórtico 6.


7.80
10.64
9.77
8.96
2.13
1.95
5.21
3.26
3.00
5.03


8.85
10.78
9.55
9.91
2.15
1.98
2.95
3.60
5.05
3.17
3.30
4.92

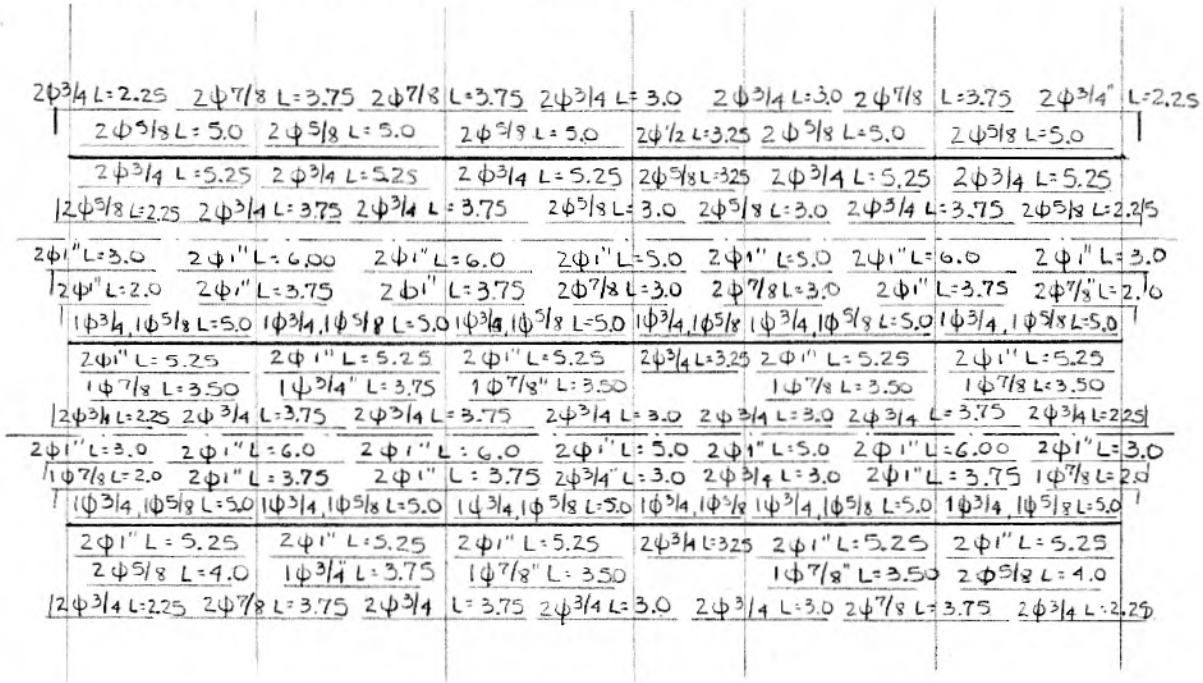

9.80
12.26
11.18
10.77
2.45
2.23
2.45
4.08
5.30
3.72
3.60
5.07

- Pórtico G.

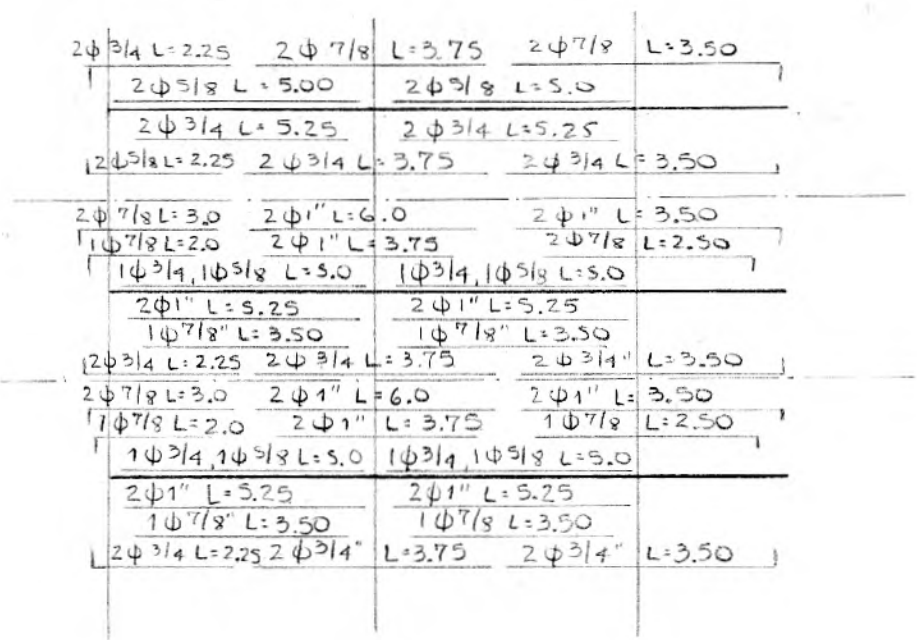

19.07
14.81
7.09
1.93
1.67
3.81
1.42
0.39
0.59
0.33
0.64
0.64
0.56
0.92
2.36
6.36
4.94
20.49
19.46
17.71
4.45
2.07
1.68
3.90
0.73
1.19
0.90
0.41
0.34
0.69
0.66
0.60
0.19
0.71
0.40
6.49
5.90
19.43
1.36
1.33
1.32
2.06
1.42
1.26
1.22
0.92
0.41
0.30
0.25
0.30
0.26
0.50
0.30
0.64
0.42
0.40
0.56
0.70
0.30
0.96
0.46
0.43
0.50
0.44

4.9. DESPIECE DE VIGAS

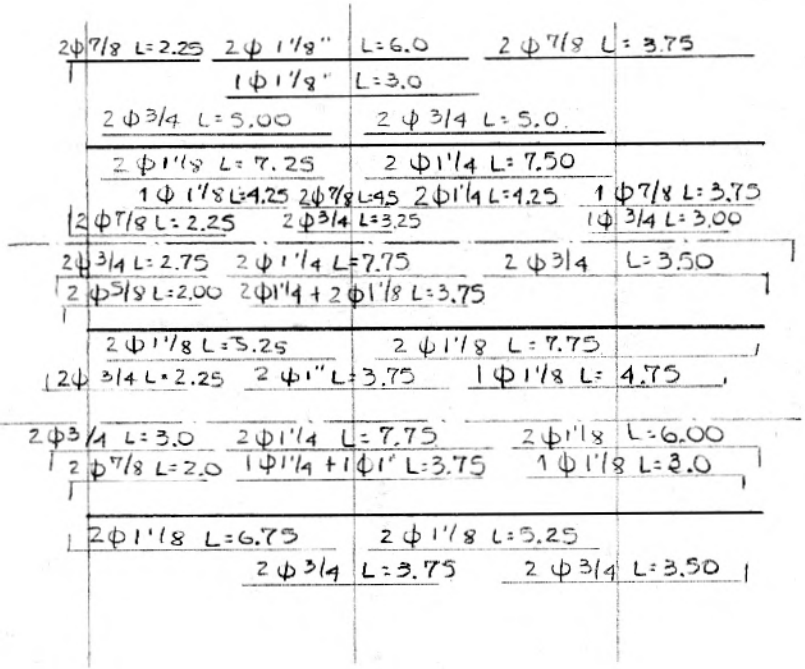
- Pórtico 1 = Pórtico 2 = Pórtico 3.



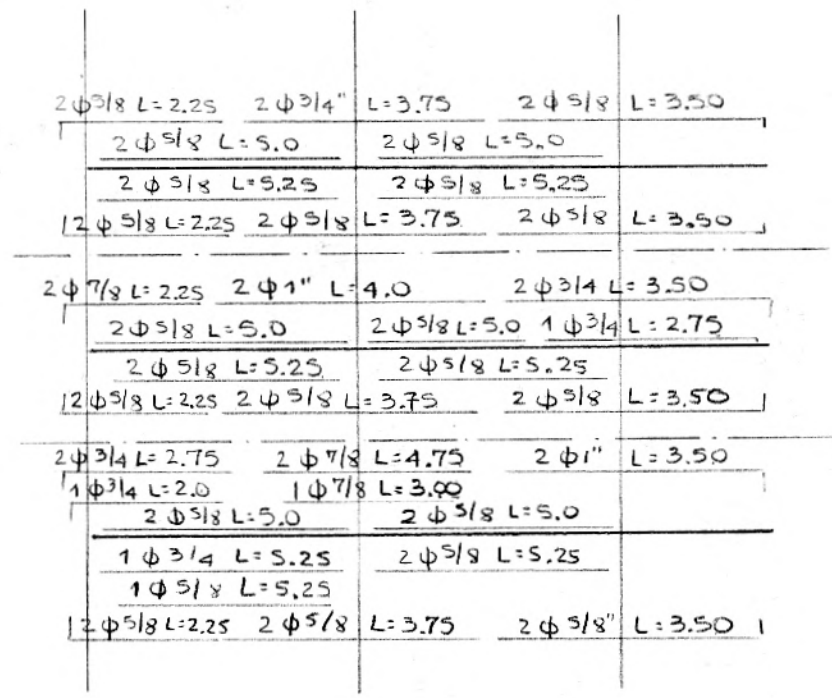
- Pórtico 4.



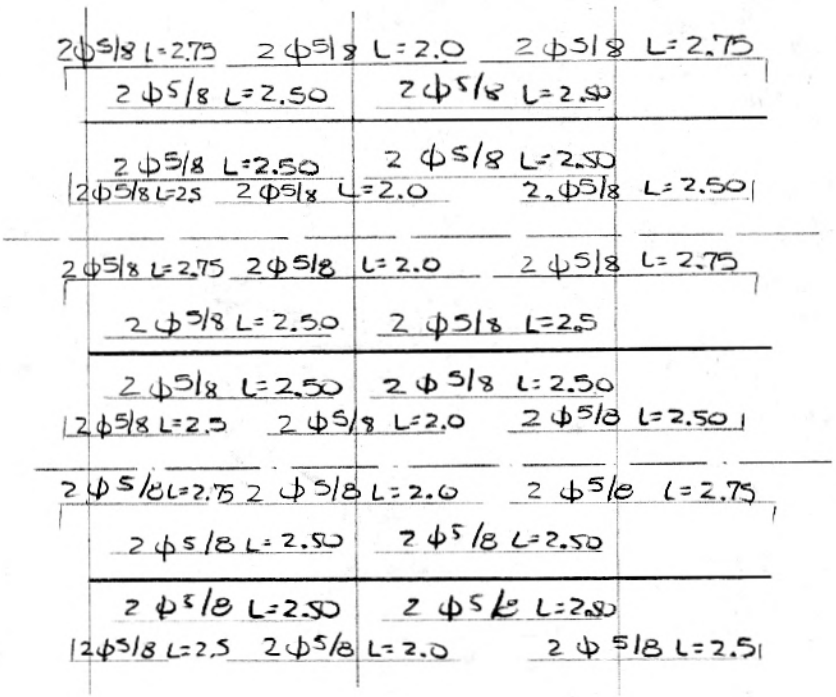
- Pórtico 5.



- Pórtico 6.

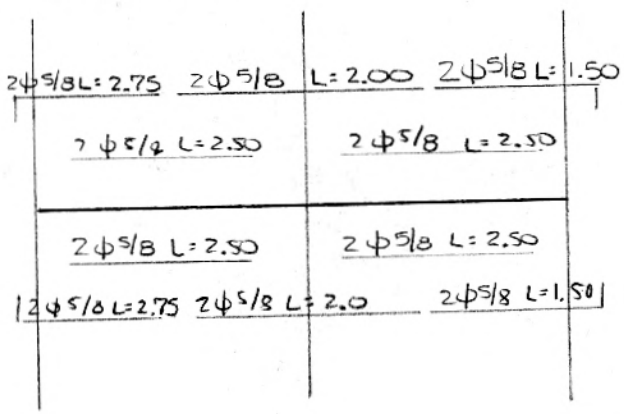


- Pórtico A = Pórtico B.



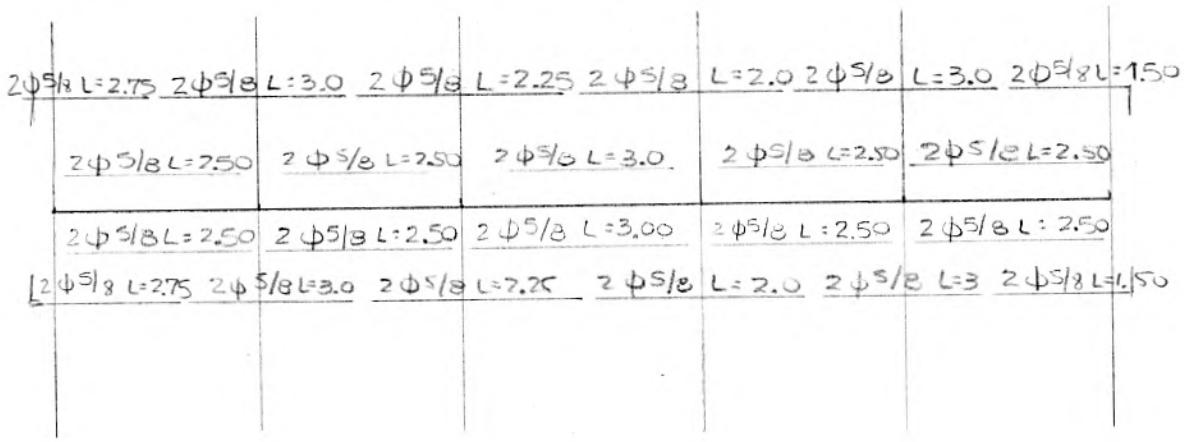
- Pórtico C = Pórtico D.

Para las vigas de los tres niveles, el refuerzo es como se muestra a continuación:

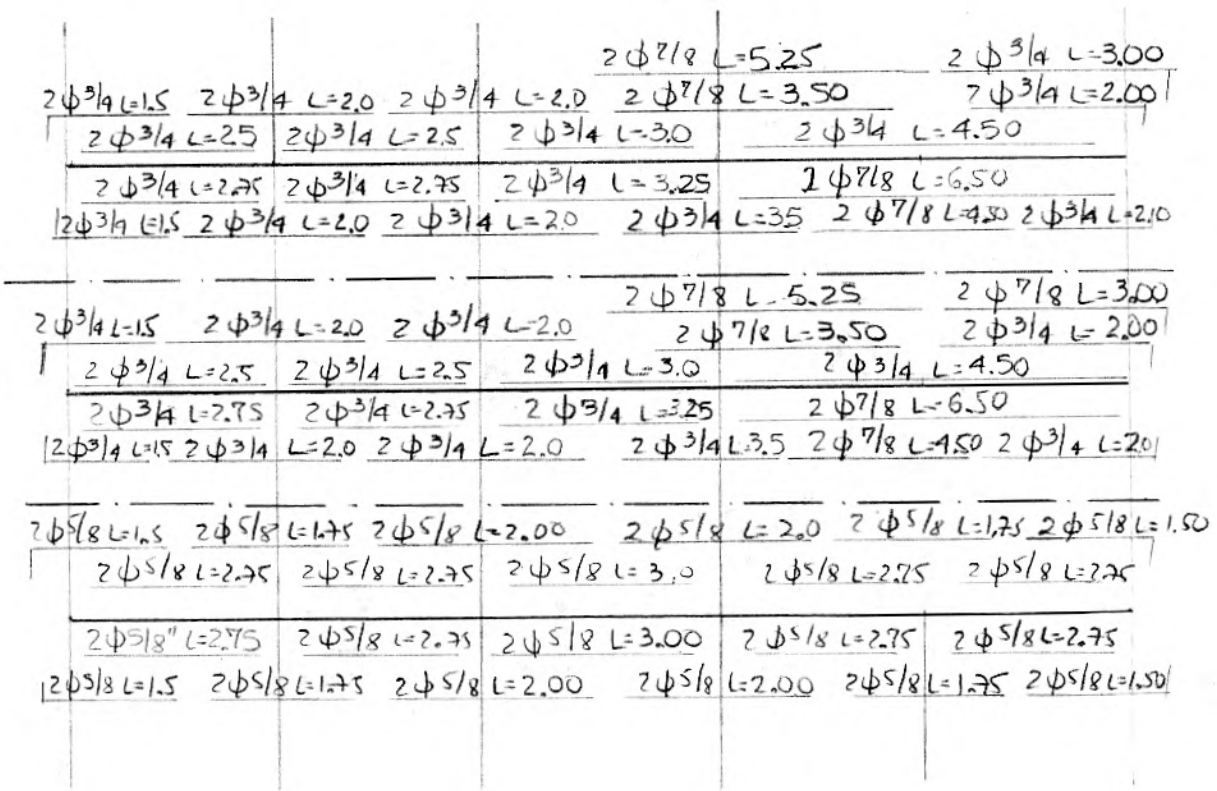


- **Pórtico E = Pórtico F.**

Para las vigas de los tres niveles, la distribución del refuerzo es la misma.



- **Pórtico G.**



4.10. DISEÑO A CORTANTE

El resultado del diseño a cortante en vigas se muestra en la Tabla 3. La zona de confinamiento es medida desde la cara del nudo de la viga hasta una longitud igual a dos veces la altura de cada una. Dicha zona de confinamiento es en ambos lados de la viga.

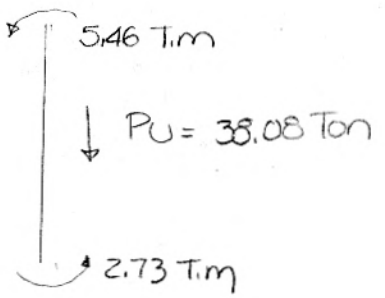
TABLA 3. Refuerzo a cortante.

PORTICO	NIVEL	LUZ	ZONA CONFINADA		ZONA NO CONFINADA	
			LUZ(cm)	Nº DE ESTRIBOS	LUZ(m)	Nº DE ESTRIBOS
1,2,3	3	1,2,3,5,6	70	11 estribos ϕ3/8" @ 7.0cm	5.20	68 estribos ϕ3/8 @ 7.50cm
	3	4	70	10 estribos ϕ3/8 @ 7.5 cm	2.55	15 estribos ϕ3/8 @ 15
	2,1	1,2,3,5,6	90	9 estribos ϕ3/8 @ 10.0 cm	5.00	23 estribos ϕ3/8 @ 20
	2,1	4	90	10 estribos ϕ3/8 @ 10.0 cm	2.15	9 estribos ϕ3/8 @ 20
4	3	1,2	En total 88 estribos de ϕ 3/8" @ 7.50 cm			
	2,1	1,2	90	10 estribos ϕ3/8 @ 10.0	4.80	22 estribos ϕ3/8 @ 20
5	3	1	70	12 estribos ϕ3/8 @ 6.0	5.20	68 estribos ϕ3/8 @ 7.5
		2	70	8 estribos ϕ3/8 @ 10.0	5.20	24 estribos ϕ3/8 @ 20
	2	1	90	18 estribos ϕ3/8 @ 5.0	4.80	62 estribos ϕ3/8 @ 7.5
		2	90	10 estribos ϕ3/8 @ 10.0	4.80	22 estribos ϕ3/8 @ 20
	1	1	90	18 estribos ϕ3/8 @ 5.0	4.80	62 estribos ϕ3/8 @ 7.5
		2	90	11 estribos ϕ3/8 @ 9.0	4.80	22 estribos ϕ3/8 @ 20
6	3	1,2	70	10 estribos ϕ3/8 @ 7.5	5.20	33 estribos ϕ3/8 @ 15
	2,1	1,2	90	10 estribos ϕ3/8 @ 10.0	4.80	22 estribos ϕ3/8 @ 20
A,B	3	1,2	70	10 estribos ϕ3/8 @ 7.5	1.30	7 estribos ϕ3/8 @ 15
C,D	2,1	1,2	80	11 estribos ϕ3/8 @ 7.5	1.10	6 estribos ϕ3/8 @ 15
E,F	3	1,2,4,5	70	10 estribos ϕ3/8 @ 7.5	1.30	7 estribos ϕ3/8 @ 15
	3	3	70	8 estribos ϕ3/8 @ 12.5	1.75	7 estribos ϕ3/8 @ 20
	2,1	1,2,4,5	80	11 estribos ϕ3/8 @ 7.5	1.10	6 estribos ϕ3/8 @ 15
	2,1	3	80	9 estribos ϕ3/8 @ 10.0	1.55	6 estribos ϕ3/8 @ 20
G	1,3	1, 2	90	10 estribos ϕ3/8 @ 10.0	0.90	3 estribos ϕ3/8 @ 20cm
		3	90	10 estribos ϕ3/8 @ 10.0	1.35	5 estribos ϕ3/8 @ 20
		4	90	10 estribos ϕ3/8 @ 10.0	4.0	18 estribos ϕ3/8 @ 20
	1	1,2,4,5	80	9 estribos ϕ3/8 @ 8.70	1.10	4 estribos ϕ3/8 @ 20
		3	80	9 estribos ϕ3/8 @ 8.70	1.55	6 estribos ϕ3/8 @ 20

4.11. DISEÑO DE COLUMNAS

4.11.1. Efectos de esbeltez. Se tomó el caso más desfavorable para éste análisis, y como se puede ver a continuación este efecto se puede despreciar.

Para la columna D del pórtico 1



$$\beta d = \frac{1.4CM}{1.4CM+1.7CV} = \frac{1.4 \times 445}{1.4 \times 445 + 1.7 \times 500}$$

$$\beta d = 0.42$$

$$EI = \frac{Ec \times Ig}{2.5(1+\beta d)} = \frac{13.000\sqrt{210} \times 40 \times 40^3/12}{2.5(1+0.42)} =$$

$$EI = 1.30 \times 10^{10}\ Kg.cm^2$$

$K = 1.0$ ya que el pórtico es arriostrado

$$Pc = \frac{\pi^2 \times EI}{(K \times lu)^2} = \frac{\pi^2 \times 1.30 \times 10^{10}\ Kg.cm^2}{(1.0 \times 225\ cm)^2}$$

$$Pc = 2203\ Ton$$

$$CM = 0.6 + 0.4\frac{M_1}{M_2} = 0.6 + 0.4 \times \frac{(-2.73)}{(5.46)} = 0.40$$

$$\delta_k = \frac{CM}{1 - Pu/\phi Pc}$$

con $\phi = 0.70 \rightarrow$ compresión axial con estribos.

$$\delta_k = \frac{0.40}{1 - 38.08/0.7 \times 2203} = 0.41 \rightarrow \delta_k = 1.00$$

4.11.2. Cálculo del área de acero. Haciendo uso del método gráfico de Weber con un valor de g = (40 - 5 - 5)/40 = 0.75 se obtuvieron los resultados que se muestran en la Tabla 4. El refuerzo mínimo para estas columnas es de:

As min = 0.01 * H^2 = 0.01 * 40^2 = 16 cm^2

4.11.3. Refuerzo a cortante. El refuerzo que se colocó a todas las columnas fue nominal, según las especificaciones de la sección C.20.4. del C.C.C.S.R. La zona de confinamiento para este caso es medida desde la cara del nudo hasta 1/6 de la luz libre de la columna con un espaciamiento de los estribos de 10 cm, para la zona de no confinamiento, el espaciamiento de los estribos es de 20 cm.

La longitud de la zona de confinamiento para las columnas es constante pues la longitud de todas es la misma, y equivale a 37.50 cm. La disposición de los estribos puede verse a continuación.

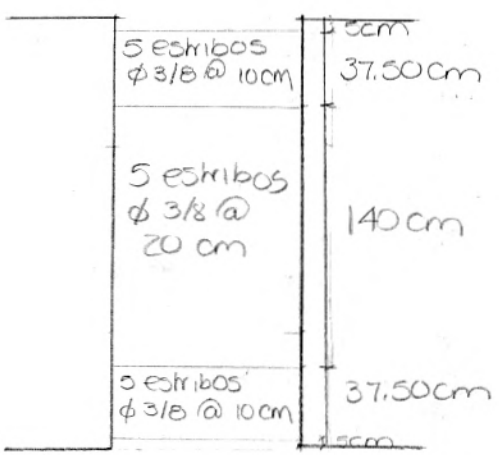


TABLA 4.

COL	PU (Ton)	MUX (T.m)	MUY (T.m)	ey (m)	ex (m)	Θ	K	Kelt	ρtm	ρtzm	ρtm	As (cm²)
1A	22.83	10.3	0.22	0.45	0.009	1.22	0.067	0.077	0.20	0.22	0.20	13.54→16
1B	48.61	087	0.22	0.018	0.0045	14.19	0.14	0.077	0	0	0	16.0
1C	48.07	0.51	0.21	0.011	0.0044	22.38	0.14	0.004	0	0	0	16.0
1D	38.08	5.46	0.21	0.14	0.0056	2.20	0.11	0.041	0	0	0	16.0
1E	37.97	5.40	0.21	0.14	0.0053	2.22	0.11	0.040	0	0	0	16.0
1F	49.22	0.40	0.21	0.08	0.0043	27.70	0.15	0.0034	0	0	0	16.0
1G	22.78	10.25	0.21	0.45	0.0092	1.17	0.067	0.076	0.18	0.24	0.182	12.3→16
2A	22.83	10.31	0	0.45	0	0	0.068	0.077	0.20	0.22	0.20	13.54→16
2B	48.61	0.87	0	0.018	0	0	0.140	0.0065	0	0	0	16.0
2C	48.07	0.51	0.16	0.011	0.0033	17.42	0.140	0.0040	0	0	0	16.0
2D	38.08	5.46	0.16	0.14	0.0042	1.68	0.110	0.041	0	0	0	16.0
2E	37.97	5.40	0.05	0.14	0.0013	0.53	0.110	0.040	0	0	0	16.0
2F	49.22	0.40	0.05	0.008	0.0010	7.12	0.150	0.003	0	0	0	16.0
2G	22.78	10.25	0.04	045	0.0018	0.22	0.068	0.076	0.18	0.24	0.18	12.2→16
3A	22.83	5.32	0.22	0.23	0.009	2.37	0.067	0.040	0.07	0.06	0.07	2.71→16
3B	48.61	4.48	0.22	0.092	0.005	2.81	0.140	0.033	0	0	0	16.0
3C	48.07	3.28	0.43	0.068	0.009	7.47	0.140	0.025	0	0	0	16.0
3D	38.08	8.36	0.43	0.22	0.011	2.94	0.110	0.062	0.09	0.10	0.10	6.77→16
3E	37.97	0.21	0.16	0.005	0.004	37.30	0.110	0.002	0	0	0	16.0
3F	49.22	3.48	0.16	0.071	0.0033	2.63	0.150	0.026	0	0	0	16.0
3G	22.78	10.11	0.30	0.44	0.013	1.70	0.068	0.075	0.18	0.24	0.182	12.3→16
4E	20.53	9.28	0.10	0.45	0.005	0.62	0.061	0.070	0.19	0.21	0.20	13.54→16
4F	45.53	0.69	0.10	0.015	0.0022	8.25	0.140	0.0052	0	0	0	16.0
4G	26.10	6.71	1.17	0.25	0.044	9.89	0.078	0.051	0.05	0.08	0.056	3.79→16
5E	20.65	13.83	0.08	0.67	0.004	0.33	0.061	0.103	0.34	0.45	0.35	23.70
5F	48.68	3.03	0.08	0.06	0.002	1.51	0.140	0.023	0	0	0	16.0
5G	26.88	14.38	7.09	0.53	0.260	26.24	0.08	0.119	0.31	0.45	0.38	25.72
6E	7.76	3.49	0.44	0.45	0.056	7.19	0.020	0.026	0.08	0.08	0.08	5.41→16
6E	17.08	0.44	0.26	0.026	0.015	30.58	0.051	0.004	0	0	0	16.0
6G	10.41	2.54	0.76	0.24	0.073	16.66	0.031	0.02	0.03	0	0.019	1.28→16

5. INTERVENTORIA DE LA CONSTRUCCION DE OBRAS DE PROTECCION DE LA QUEBRADA LA CORCOVADA

5.1. OBJETIVO.

El objeto de esta obra fue la construcción de un muro de gaviones en el lecho de la Quebrada La Corcovada, ubicada en la carrera 85 con calle 62, detrás de las viviendas marcadas con los números 85 - 220, 85 - 236, 85 - 222, del Municipio de Medellín.

5.2. DESCRIPCION DEL PROBLEMA.

El problema consistía en la erosión y socavación del talud que se encuentra al lado de la quebrada. Las casas que se ubican en la parte superior del talud arrojaban la basura hacia la quebrada; además los desagües de dichas casas tenían la pendiente hacia el talud y carecían de bajantes; estos dos factores ayudaron a erosionar y socavar el talud en la parte superior. Adicionalmente, con la basura y el material que caía del talud se fue taponando la quebrada haciéndola cambiar su cauce, de forma tal que se fue

socavando el talud en su parte inferior. Con esto, el riego para las casas allí ubicadas, era cada vez mayor, ya que sus cimientos se estaban quedando "en el aire".

5.3. SOLUCION

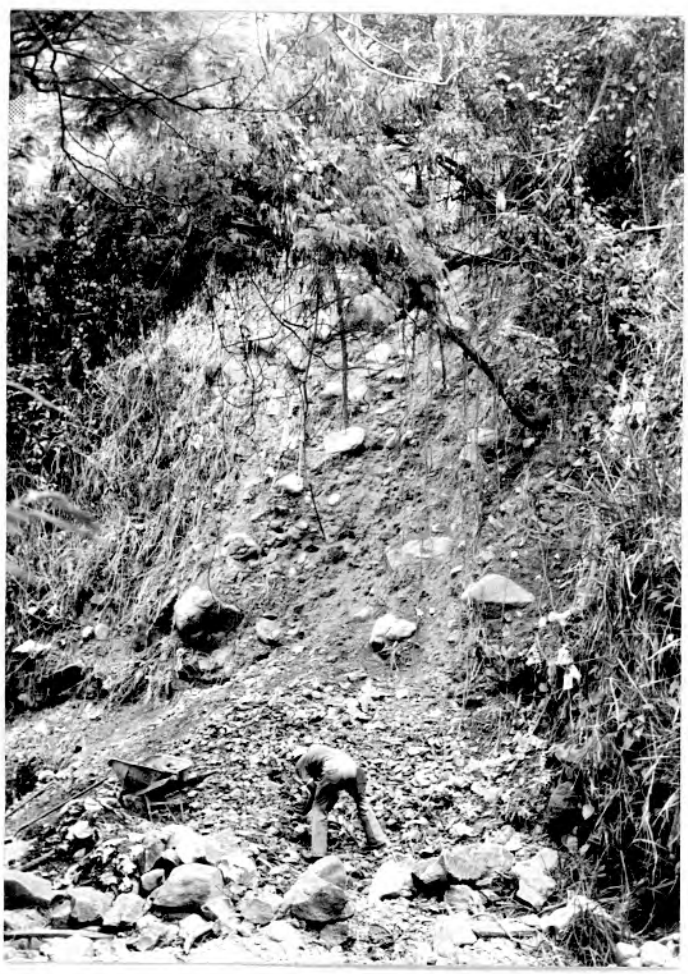
Se comenzó con una campaña educativa, mostrándole a la población de dicho sector el daño que estaban causando y como se debía mejorar; se les ayudó a la construcción de bajantes y a cambiar la pendiente de los desagües.

A algunos de los dueños de las casas que se encuentran en el talud, se les recomendó desalojar, pues ya parte de las fundaciones se encontraban prácticamente en el aire.

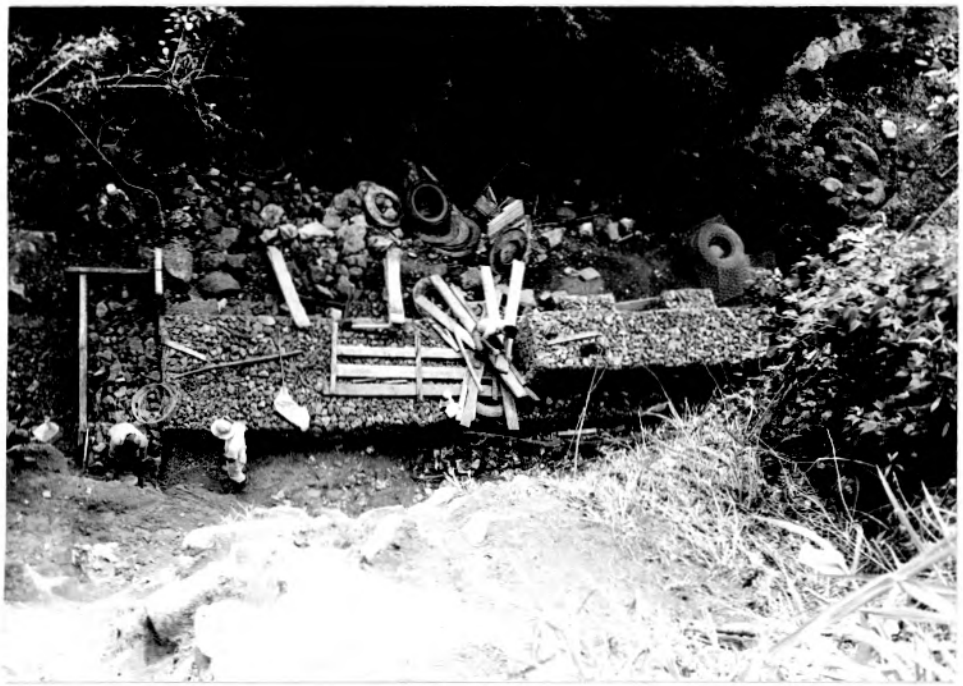
Analizando el problema, se llegó a la conclusión de que la mejor solución era la construcción de un muro de gaviones. Fue así como el dia 10 de abril de 1992 se reunieron John Jairo Zuleta, contratista, el Ingeniero Mario Gil Montoya, interventor técnico en representación de la Secretaría de Desarrollo Comunitario del Municipio de Medellín, el tecnólogo Obier Marín A., interventor fiscal, para dar inicio a las obras correspondientes a la orden de trabajo autorizada el nueve de marzo de 1992.

5.4. PROCESO CONSTRUCTIVO

Se comenzó con la recolección de basura, la cual fue utilizada al terminar la construcción de los gaviones, para la realización de un lleno entre estos y el talud.



Se desvió el rumbo de la quebrada para poder comenzar los trabajos. La piedra que se usó para la construcción de dichos gaviones fue sacada en parte del lecho de la quebrada, el resto si fue de cantera.



Las piedras de la quebrada eran de gran tamaño, por lo que había que partirlas; se partieron usando el siguiente procedimiento: se consiguieron llantas de camiones usadas a las cuales se les echaba gasolina y se prendían; con este calor que se desprendía, se calentaban las piedras y cuando estuvieran bien calientes se les echaba agua fria, haciendo que la piedra, dilatada por el calor, se contrajera rápidamente, causando su partición. Al comienzo había varios frentes de trabajo, unos que se dedicaban a recoger basura y a sacar piedra, y otros que trabajaban en la excavación de la llave de la fundación del muro.

Luego de terminar la excavación se hizo el vaciado de la llave con concreto ciclópeo, el cual tenía una relación 1 : 2 : 3 y 40 % de piedra; este vaciado se hizo por tendidos, primero de piedras, luego concreto, piedras y asi sucesivamente acabando con un tendido de concreto.

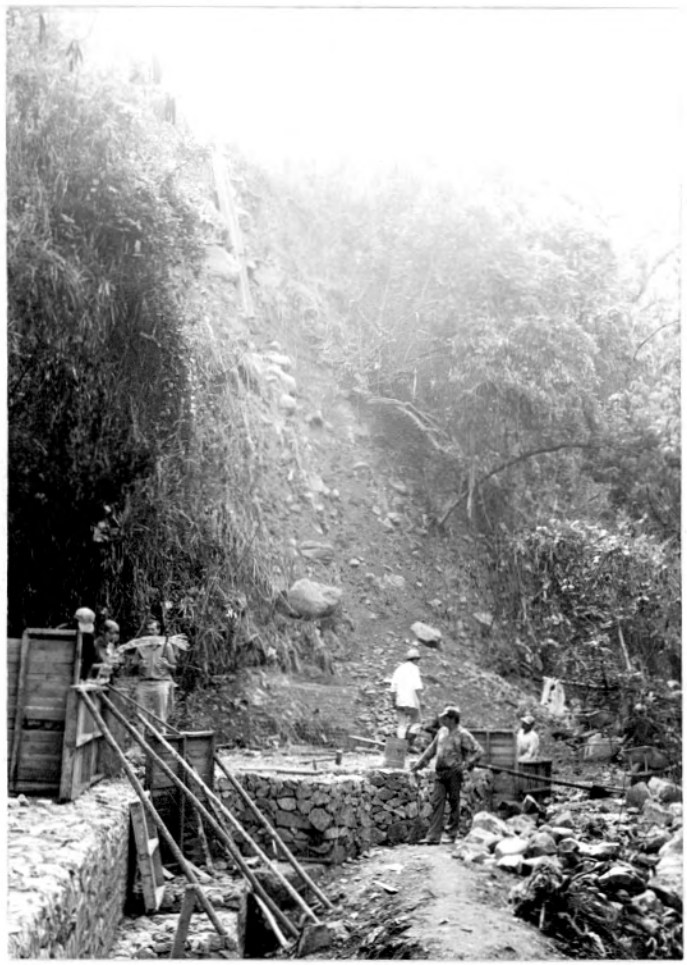
Al acabar con el vaciado, se comenzó con la construcción de la fundación del muro, también hecha en gaviones,y se continuó excavando la llave en el tramo siguiente del ya realizado.

Al acabar con la construcción de la fundación, se comenzó

con los gaviones propiamente dichos. Las dimensiones de estos eran de 1 * 1 * 2 metros. El muro consta de 3 niveles.

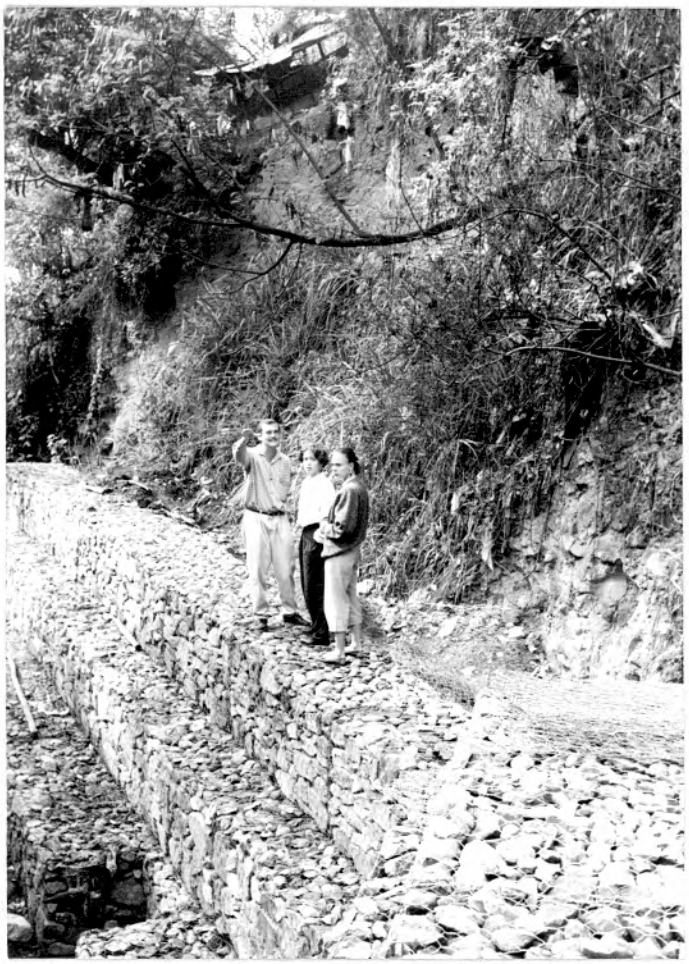
La construcción se hizo en tres tramos, se comenzó aguas abajo y se iba subiendo; el último tramo formaba un ángulo con los otros dos tramos, debido a la disposición curva de la quebrada.

La construcción en sí no presentó ningún problema, lo único fue el acceso a la obra; como la quebrada se encuentra muy abajo de la via de acceso al barrio, la piedra que traían de las canteras se tenía que tirar desde arriba, lo cual estaba incrementando la erosión y socavación del talud, por lo tanto se hizo una especie de canaleta, en canes, anclada al talud, para tirar las piedras por ahí, pero esta solución no sirvió ya que no había forma de anclarla bien al talud, debido a que el material de éste era muy suelto.



La única solución que quedaba era llevar el material de cantera por un camino que conducía a la quebrada, pero que es propiedad de la fabrica La Primavera, quienes inicialmente se habían negado a dar ese permiso por problemas que se habían presentado entre la comunidad y la empresa, permiso que finalmente concedieron luego de hablar con ellos los representantes del municipio y el constructor.

La obra se terminó el 18 de junio de 1992.



6. CONCLUSIONES

El trabajo social como requisito de grado, es una buena opción para elegir, pues de esta manera se conoce la realidad social que se vive en el país y especialmente en Medellín, y se colabora a mejorar en parte las condiciones de vida de las comunidades necesitadas, aportando así los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera, y a la vez adquieriendo experiencia.