

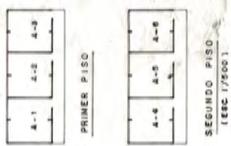
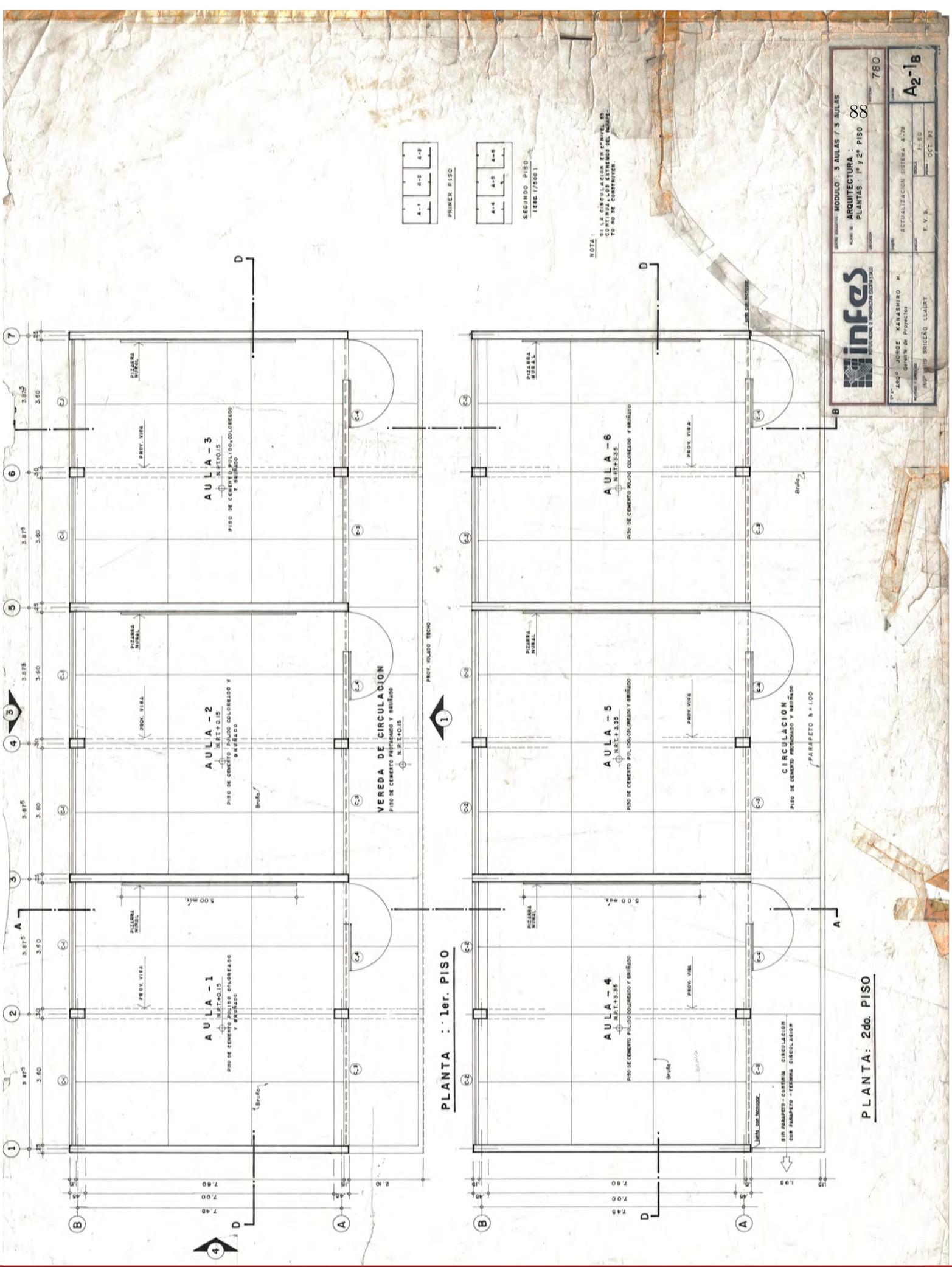


Anexos

Anexo I

Planos del edificio 780 - Pre, estudiado





NOTA: SI LA CIRCULACION EN ESTE NIVEL SE CENTRA A LOS EXTREMOS DEL MÓDULO NO SE CONSTRUYEN.

PRIMER PISO

SEGUNDO PISO
TEC 1/2001

MODULO: 3 AULAS Y 3 AULAS

ARQUITECTURA: ∞

PLANTAS: 1º Y 2º PISO ∞

780

infes
INSTITUCION DE INVESTIGACIONES Y PROYECTOS

Ing. JORGE KAWASHIRO M.
Gerente de Proyectos

Ing. JUAN BRICENO LLAUTRY
F. V. B.

ACTUALIZACION COSTERA 4-79
BOCA: 7-80
OCT. 93

A2-1b

RELACION DE PLANOS

| Nº | DESCRIPCION |
|------|------------------------------|
| 9-1 | PLANTAS DE CIMENTACION |
| 9-2 | ENCORRADOS |
| 9T-1 | DETALLES DE CIMENTACION I |
| 9T-2 | DETALLES DE CIMENTACION II |
| 9T-3 | DETALLES DE ENCORRADOS+VIGAS |

NOTA: VER DETALLES DE CIMENTACION EN PLANOS 9T-1 Y 9T-2

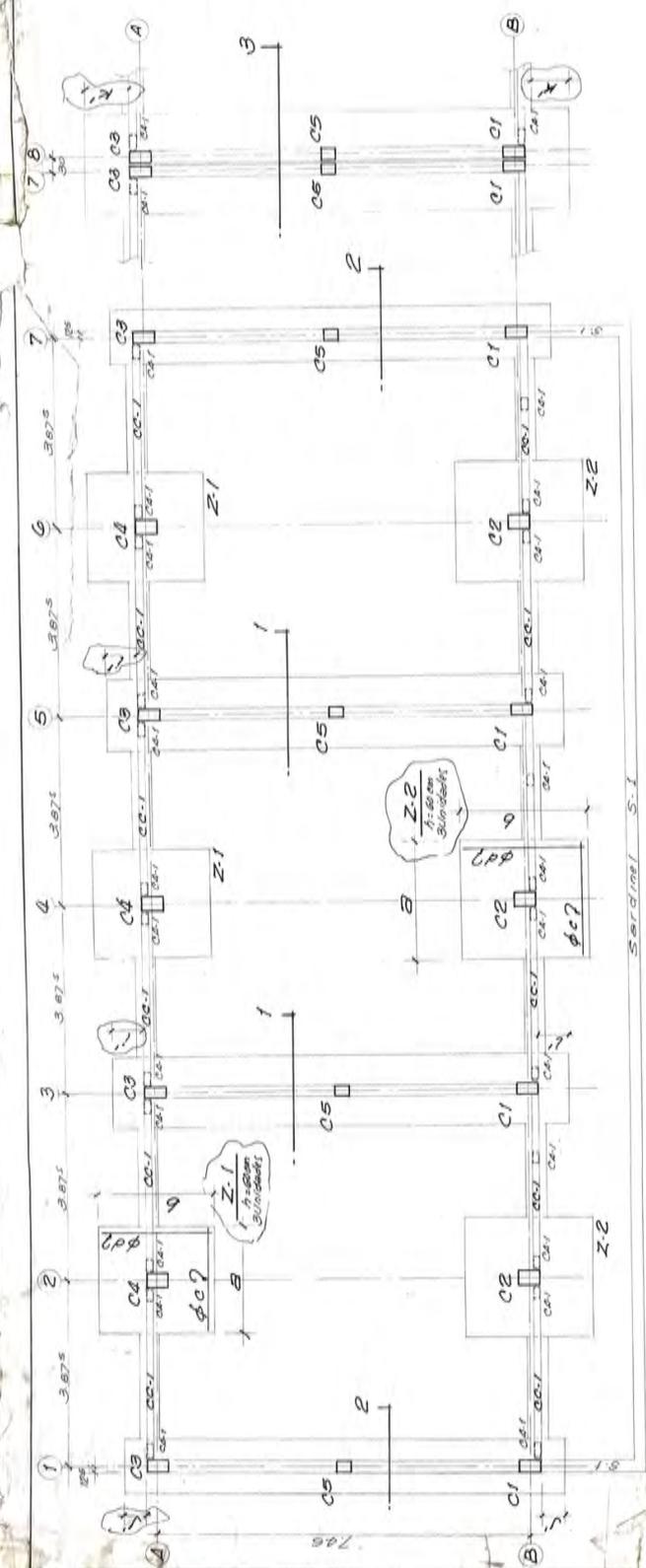
infes
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES ESTRUCTURALES

MODULO: 3 AJILAS / 2 PISOS
TAREA: ESTRUCTURAS: CIMENTACIONES

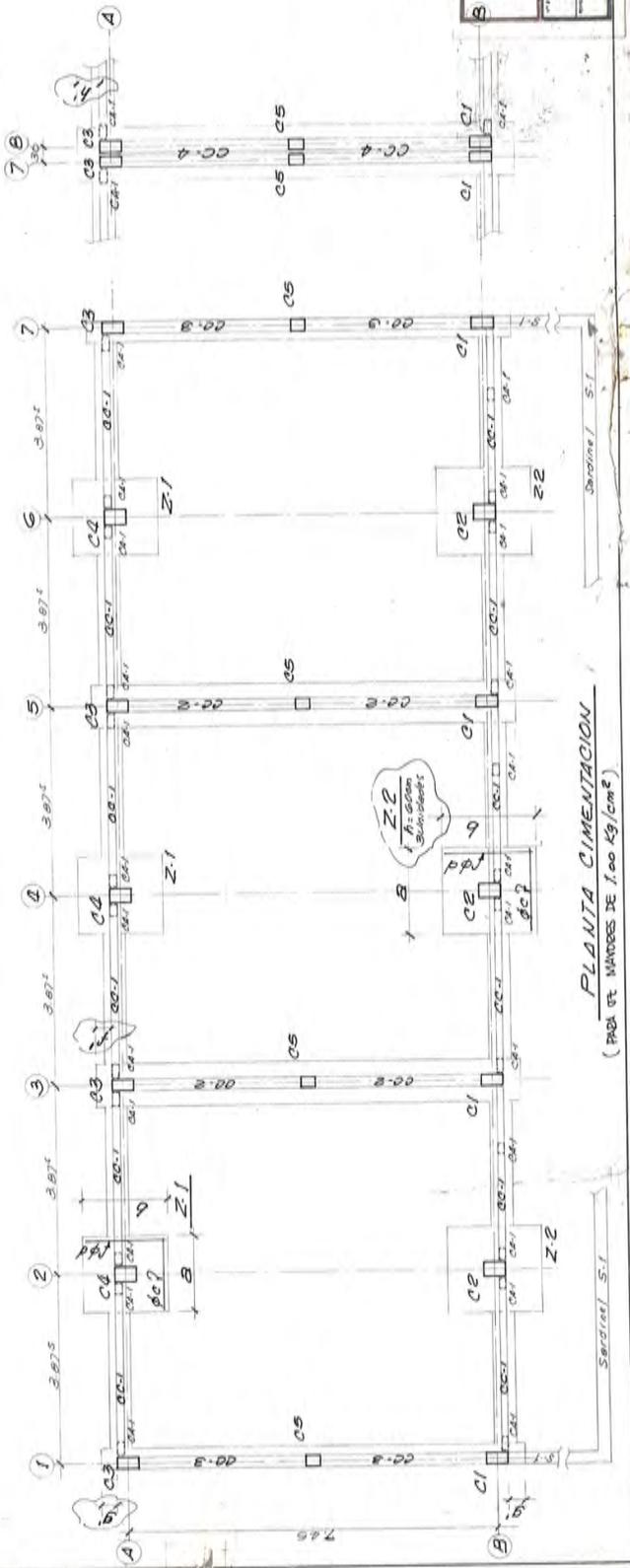
PROYECTO: SILLEROS-CASERIO-ARANGO INC
CALLE: SILLEROS
CARRERA: SILLEROS

FECHA: 1980
E-1-b

3



PLANTA CIMENTACION
(PARA ET DESDE 05 Vigas² HASTA 10 Kg/cm²)

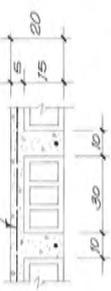


PLANTA CIMENTACION
(PARA ET MAYORES DE 1.00 Kg/cm²)

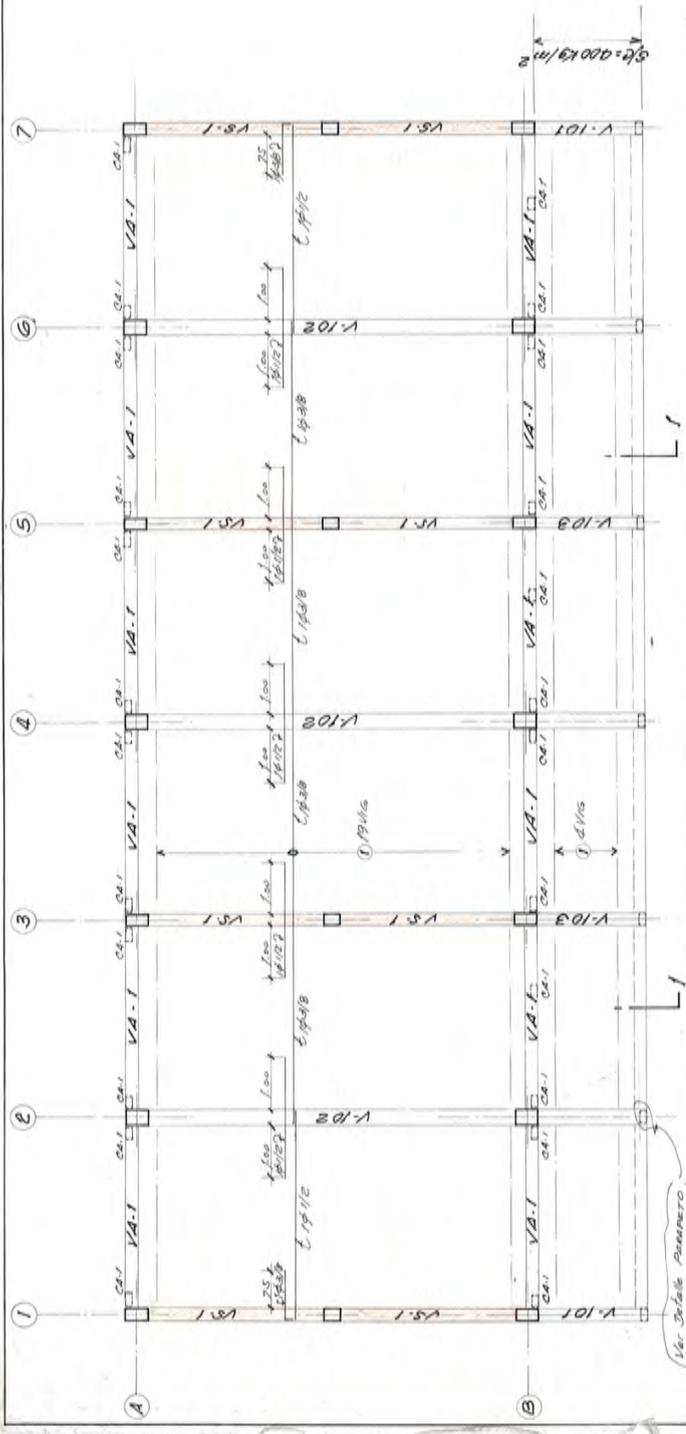
NOTA: VER VIGAS Y DETALLES EN PLANO C-T-3

| | | |
|---|--|-----------------------------------|
|  | | T80 E2 B SET '93 |
| MODULO: 2 MILAS / 2 PISOS ESTRUCTURAS: ALIGERADOS | | CALLES-CASABLANCA-ARANDANG USO |
| ING. ARANGO | | SET '93 |

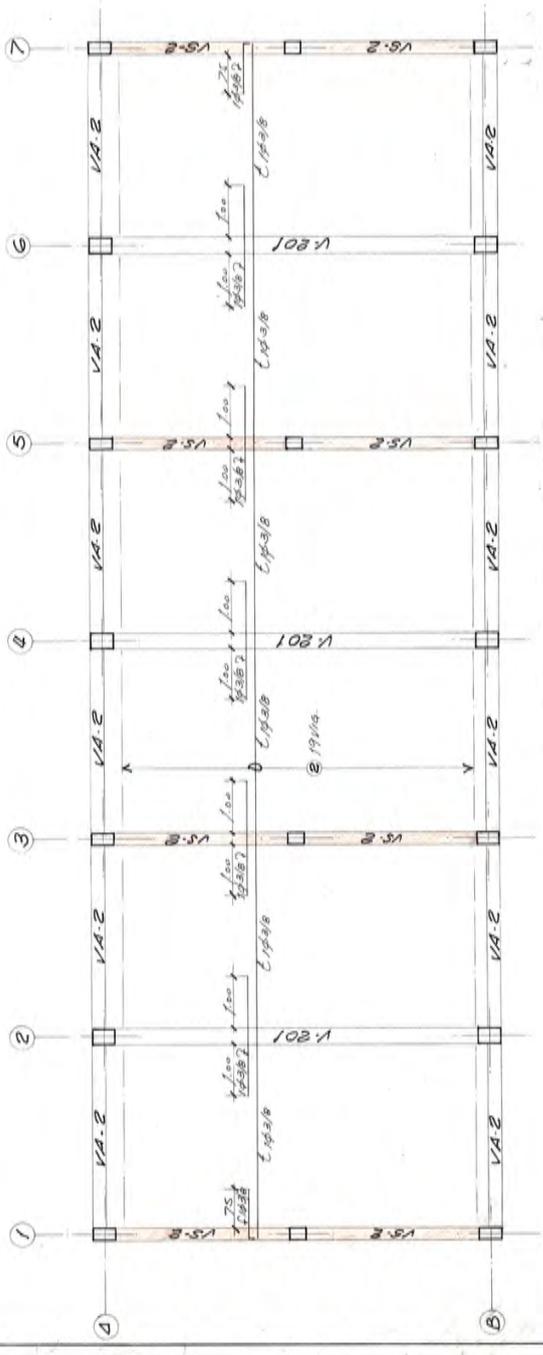
φ1/4 @ 25: Usar barras rectas
Anclan Vert 15cm en Extremos



CORTE TIPICO ALIGERADO



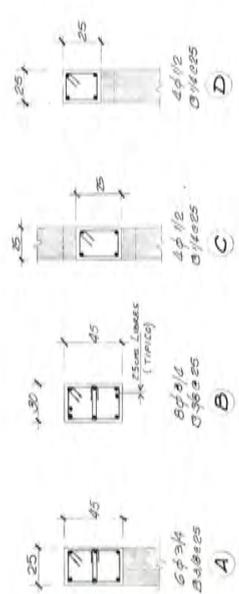
ENCOFRADO TECHO 1° PISO
ALIGERADO h = 20cm 5/0.300 kg/m² (excepto Ancha)



ENCOFRADO TECHO 2° PISO
ALIGERADO h = 20cm 5/0.100 kg/m²

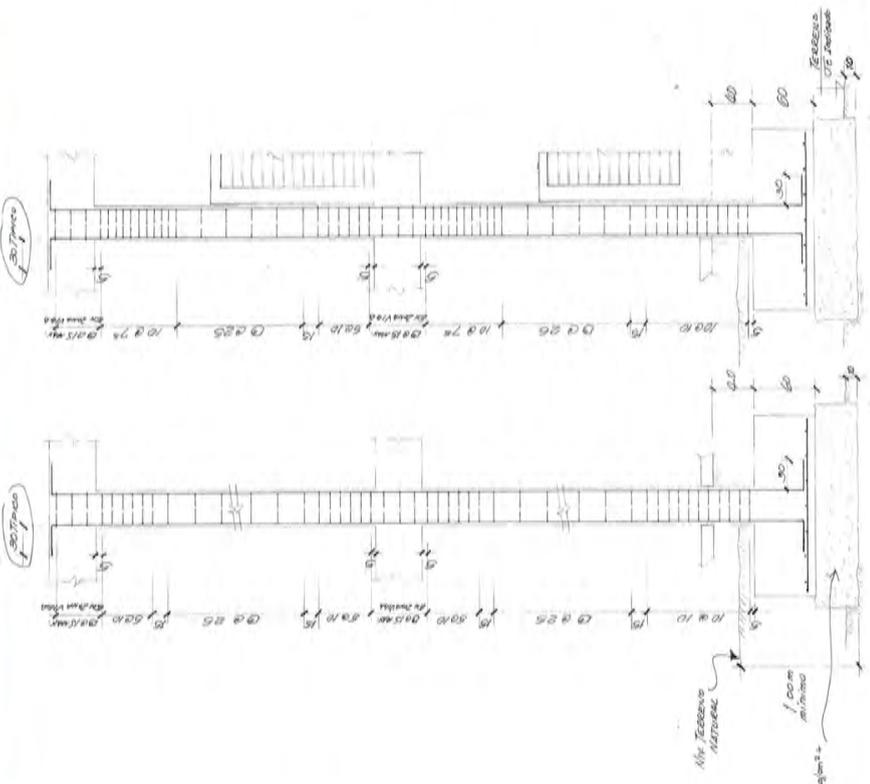
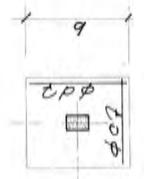
CUADRO DE COLUMNAS

| Alt. | C1 | C2 | C3 | C4 | C5 | C6 |
|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 2° | | | | | | |
| 1° | A | B | A | B | C | D |
| 6 f 3/4 | 4 f 1/2 | 4 f 1/2 |
| 3.38 x 25 |

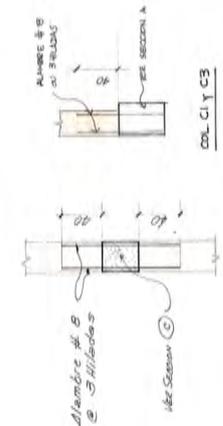


CUADRO DE ZAPATAS

| Resistencia del Terreno | Z-1 | | Z-2 | |
|-------------------------|------|------|------|------|
| | a | b | a | b |
| 120 | 1.85 | 1.75 | 1.75 | 1.75 |
| 155 | 1.70 | 1.70 | 1.75 | 1.75 |
| 125 | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.40 |
| 110 | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.25 |



ELEVACION TÍPICA EN ZONA VENTANA ALTA
CORTE TÍPICO ZAPATAS Y DISTRIBUCION ESTRIBOS



COL. C1 Y C3
COL. C5 EN CASO MIXTO CADA VISTA

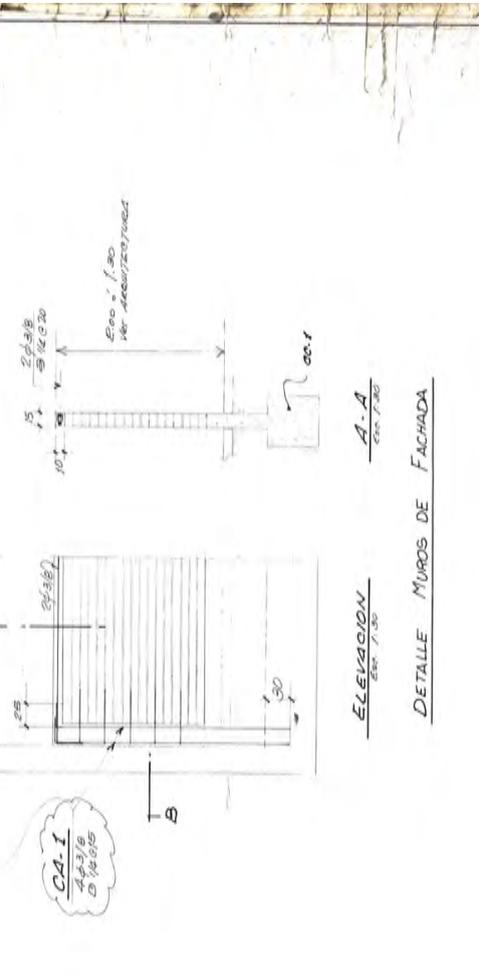
ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 TERRENO $U_f = 14\%$ ESTUDIO DE SUELOS
 SOBRECARGAS 5 t/c^2 INDICADAS EN EXCARBADOS
 RECURRIMIENTOS LIBRES:
 Zapatas 76 cm
 Columnas 3.00 m
 Vigas 3.00 m
 Caballetes de Anclaje 2.0 m
 Losas y Aligerados 2.5 m
 ALBAILERIA $f_m = 40 \text{ Kg/cm}^2$
 TODAS LAS UNIDADES DE ALBAILERIA SERAN
 MEDIDAS A MARQUINA, PODRAN TENER ALVEolos
 QUE NO EXCEDAN EL 25% DE SU VOLUMEN.
 MORTERO: cemento. 1:3 Normalizado. Arena 1:1.5

| ϕ | EMPALMES | | ESTRIBOS |
|--------|------------------|-------------|---------------|
| | EN LOSAS Y VIGAS | EN COLUMNAS | |
| 3/8 | 30 | 30 | EN COLUMNAS L |
| 1/2 | 40 | 40 | EN COLUMNAS L |
| 5/8 | 50 | 50 | EN COLUMNAS L |
| 3/4 | 60 | 60 | EN COLUMNAS L |



infes
 INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 PLANO TÍPICO
 ESTRUCTURAS - COLUMNAS, ZAPATAS
 780
 BALLEDES-CASERIO-BANCO
 U-17/25
 SET-75
 E-E11
 ING. ARANGO



infes
INGENIERIA Y ARQUITECTURA

PLANO TÍPICO
ESTRUCTURAS • CIMENTOS, VIGAS, DET. CIMENT.

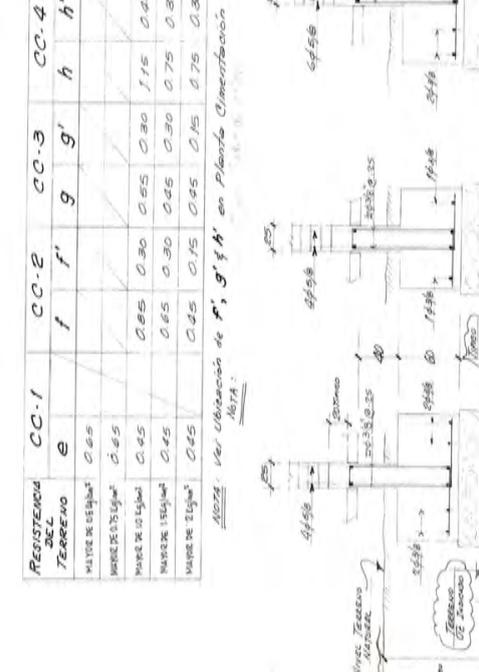
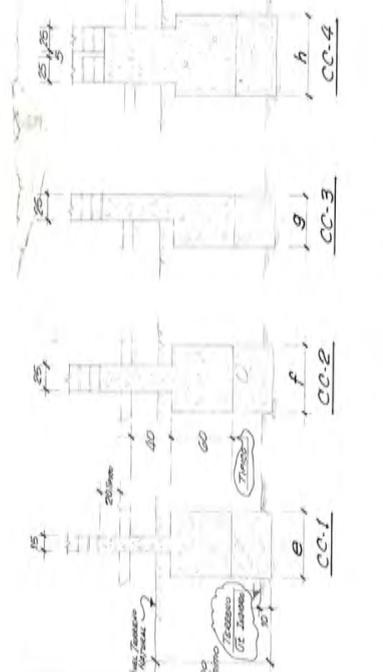
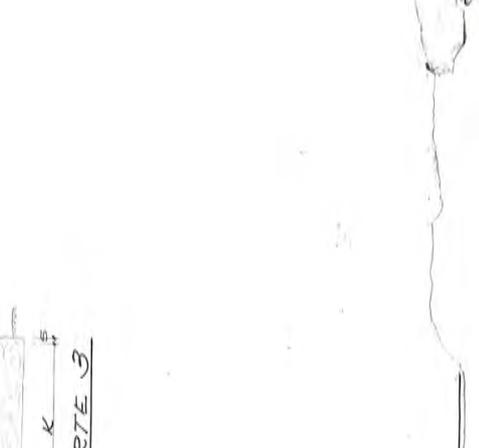
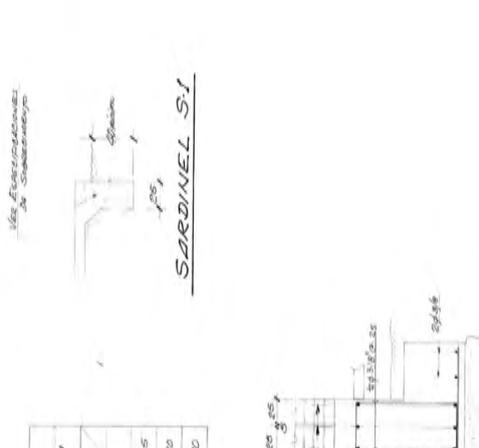
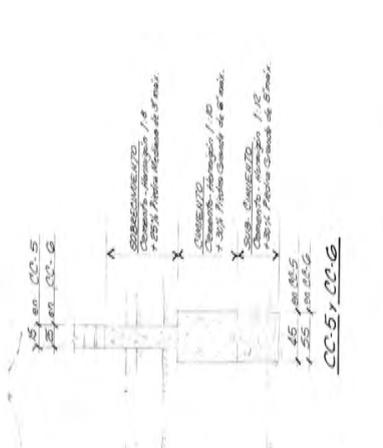
GALLERÍA - CASERIO - ARANGO

ING. ARANGO

178 - U-90
SET - 93

E-E2

12

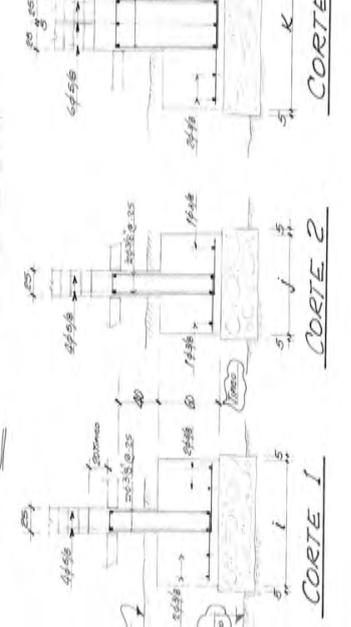


SARDINEL S/I

Ver Estructuras de Sardinela

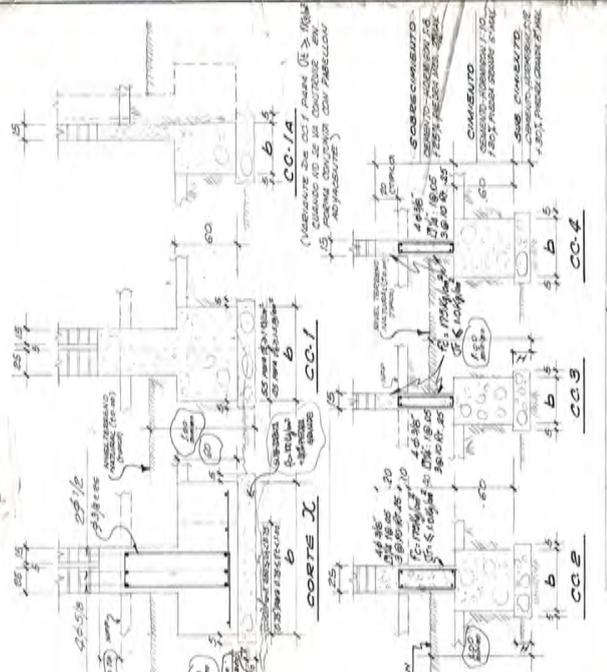
| RESISTENCIA DEL TERRENO | CC-1 | CC-2 | CC-3 | CC-4 | CC-5 | CC-6 |
|-------------------------|------|------|------|------|------|------|
| MAJORA RESISTENCIA | 0.65 | 0.30 | 0.25 | 0.30 | 0.15 | 0.05 |
| MAJORA RESISTENCIA | 0.65 | 0.30 | 0.25 | 0.30 | 0.15 | 0.05 |
| MAJORA RESISTENCIA | 0.65 | 0.30 | 0.25 | 0.30 | 0.15 | 0.05 |
| MAJORA RESISTENCIA | 0.65 | 0.30 | 0.25 | 0.30 | 0.15 | 0.05 |

NOTA: Ver Ubicación de f', g', h' en Plano de Orientación



| RESISTENCIA DEL TERRENO | CORTE 1 | CORTE 2 | CORTE 3 |
|-------------------------|---------|---------|-----------|
| MAJORA RESISTENCIA | 1.45 | 1.10 | 0.45-2.05 |
| MAJORA RESISTENCIA | 1.05 | 0.40 | 0.75-1.45 |

NOTA: Ver Ubicación de l', j', k' en Plano de Orientación

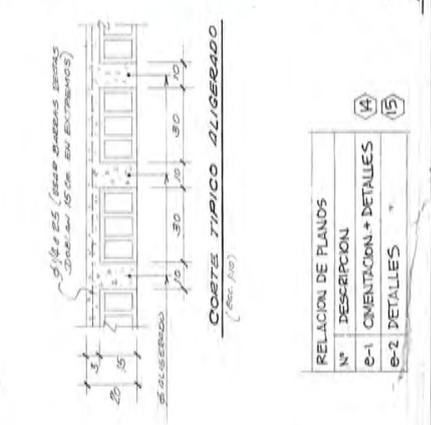
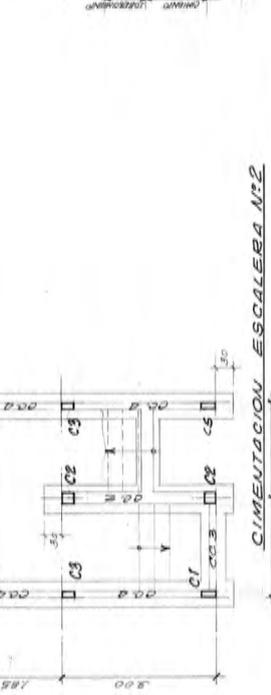
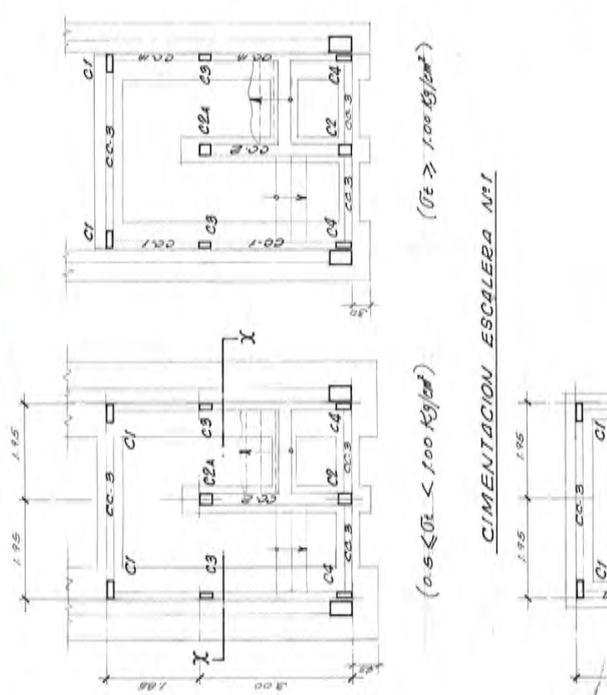
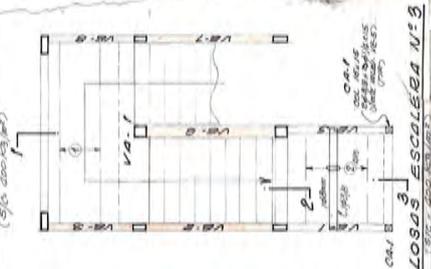
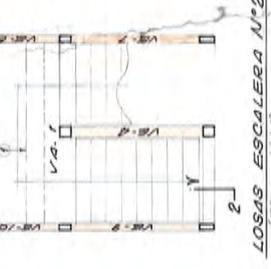
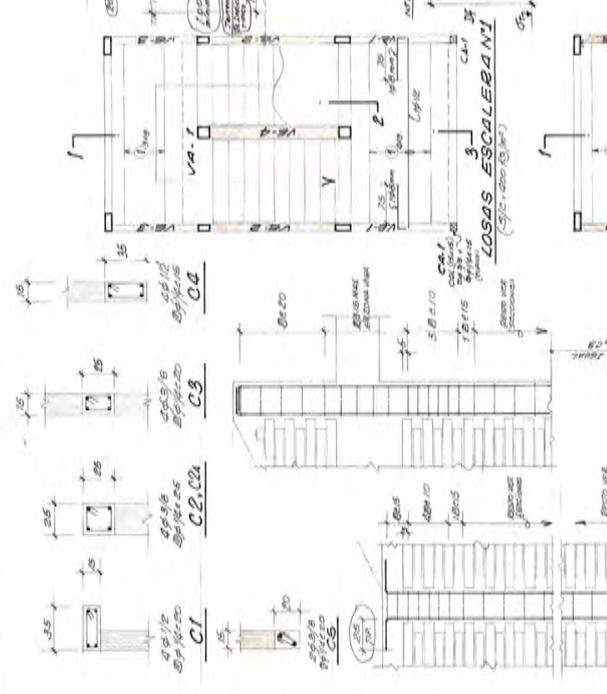


| RESERVA (kg/m ²) | ANCHO | B' (cm) | CC-1 | CC-2 | CC-3 | CC-4 |
|------------------------------|-------|---------|------|------|------|------|
| CONCRETO | 1.80 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 |
| ACERO | 1.80 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 |
| RECURRIMIENTOS LIBRES | 9.5 | 45 | 45 | 40 | 45 | 40 |
| | 8.0 | 40 | 45 | 40 | 40 | 40 |

ESPECIFICACIONES
 CONCRETO : f'c = 175 kg/cm²
 ACERO : fy = 2200 kg/cm²
 RECURRIMIENTOS LIBRES :
 COLUMNAS Y LOSAS : 25 cm
 ALBAÑILERIA : 40 kg/cm²
 MORTERO : COMBUSTO: ALUCANTALIZADA-ARBIT (1:1.5)

14

infes
 INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 INGENIERO: ARMANDO
 GALERIAS-CABERME-ANCHO: 1.70, 1.85, 1.90
 GALERIAS-CABERME-ALTO: 2.10, 2.20, 2.30
 MODULO DE ESCALERAS
 ESTRUCTURAS: ORIENTACION + DETALLE
 PRO



RELACION DE PLANDOS
 N° DESCRIPCION
 E-1 ORIENTACION + DETALLES
 E-2 DETALLES
 14
 15

Anexo II

Diseño del módulo 780 - Pre



A2.1 Diseño del anillo de cimentación

El análisis estructural se realizó suponiendo comportamiento lineal elástico de la viga bajo la acción de las cargas en servicio. Las solicitaciones de carga fueron solamente por carga muerta como se muestra en la Tabla A2.1.1 y fueron amplificadas por el factor de 1.4 de acuerdo con la Norma de concreto armado (NTE E.060, 2009).

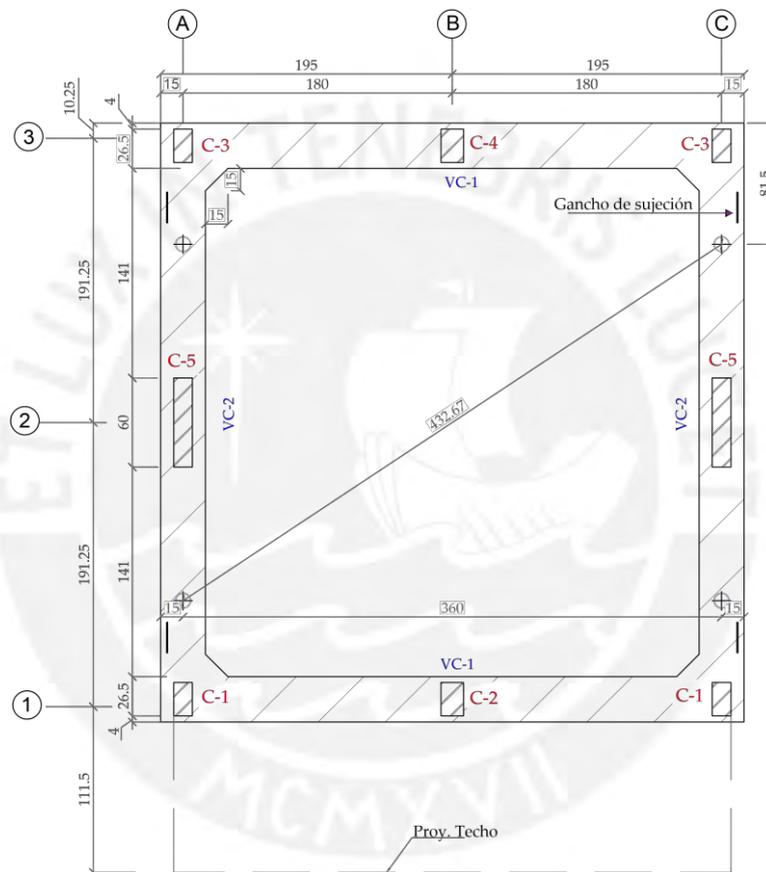


Figura A2.1.1: Anillo de cimentación

Tabla A2.1.1: Cargas del anillo de cimentación

| Elemento | Carga |
|--------------------------------|-------------|
| C1 (entre Eje 1 y Eje A) | 839.30kg |
| C1 (entre Eje 1 y Eje C) | 789.51kg |
| C2 | 2255.3kg |
| C3 | 623.45kg |
| C4 | 1692.17kg |
| C5 | 1092.42kg |
| Peso propio de Viga VC – 1 | 219.60kg/m |
| Peso propio de Viga VC – 2 | 216.00 kg/m |
| Peso propio de muros del eje 1 | 130.50 kg/m |
| Peso propio de muros del eje 3 | 90.00 kg/m |

La estructura se idealizó como una viga simplemente apoyada ya que durante el traslado del módulo para su ensayo, la estructura se alza de su base. Esta base es el anillo de cimentación y tiene 4 ganchos de acero, una en cada esquina, a una cierta distancia de sus extremos. La modelación de los elementos del anillo se realizó con elementos lineales.

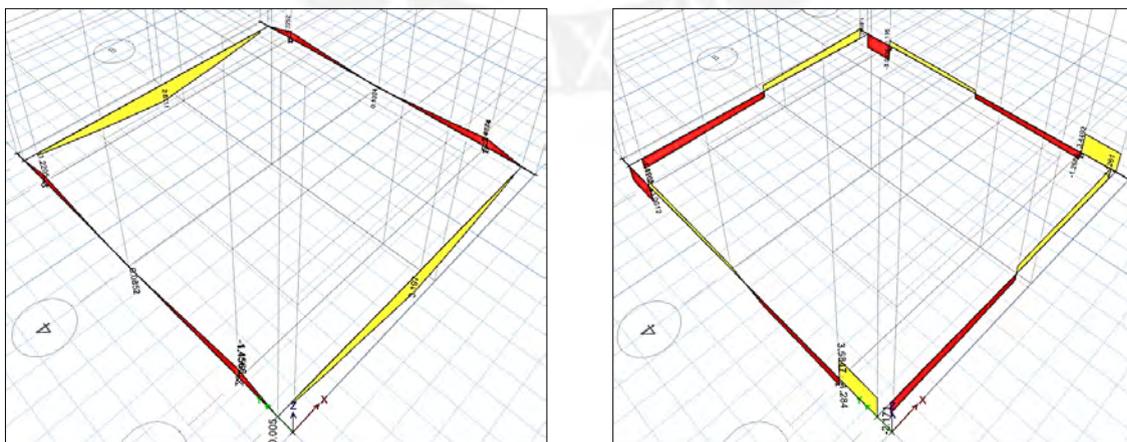


Figura A2.1.2: Esquema del diagrama de Momentos flectores (izquierda) y diagrama de fuerzas cortantes (derecha).

El diseño se hizo por esfuerzos admisibles usando la norma E.060. Y los resultados del diseño son mostrados en la Tabla A2.1.2. El momento de la sección VC – 2, bajo cargas de servicio es el 56% del momento de agrietamiento, mientras que el momento de la sección VC – 1, bajo cargas de servicio excede en un 17% al momento de agrietamiento.

Tabla A2.1.2: Capacidad de vigas en flexión y corte

| Parámetro | VC1 | VC2 | Unidades |
|--|------------------------|------------------------|---------------------|
| Mservicio | 2284 | 1040 | Kgf.m |
| f'c | 350 | 350 | Kgf/cm ² |
| Ec | 281x10 ³ | 281x10 ³ | Kgf/cm ² |
| fy | 4200 | 4200 | Kgf/cm ² |
| Es | 2x10 ⁶ | 2x10 ⁶ | Kgf/cm ² |
| b | 30.5 | 30.0 | cm |
| h | 30.0 | 30.0 | cm |
| d | 24.0 | 24.0 | cm |
| As ⁺ colocado | 8 (4 Φ 5/8") | 8 (4 Φ 5/8") | cm ² |
| As ⁻ colocado | 8 (4 Φ 5/8") | 8 (4 Φ 5/8") | cm ² |
| <i>Sección transformada no agrietada</i> | | | |
| Mcr | 1888 | 1860 | Kgf.m |
| fc | 37 (0.11f'c) | 37 (0.11f'c) | Kgf/cm ² |
| fs | 158 (0.04fy) | 158 (0.04fy) | Kgf/cm ² |
| ec | 0.13x10 ⁻³ | 0.13x10 ⁻³ | - |
| es | 0.08 x10 ⁻³ | 0.08 x10 ⁻³ | - |
| <i>Sección transformada agrietada</i> | | | |
| Mservicio | 2284 | 1040 < Mcr | Kgf.m |
| fc | 86 (0.25f'c) | - | Kgf/cm ² |
| fs | 1345(0.32fy) | - | Kgf/cm ² |
| ec | 0.31x10 ⁻³ | - | - |
| es | 0.67x10 ⁻³ | - | - |
| <i>Capacidad máxima de la sección por esfuerzos admisibles</i> | | | |
| fc | 162 (0.46f'c) | 163 (0.47f'c) | Kgf/cm ² |

| | | | |
|-------------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------------|
| fs | 2520(0.6fy) | 2520(0.6fy) | Kgf/cm ² |
| Mad | 4277 | 4273 | Kgf.m |
| ec | 0.58x10 ⁻³ | 0.58x10 ⁻³ | - |
| es | 1.26x10 ⁻³ | 1.26x10 ⁻³ | - |
| <i>Diseño por corte</i> | | | |
| Vu | 2171.0 | 1284.0 | Kgf |
| ϕV_c | 6169.4 | 6068.2 | Kgf |
| 0.5 ϕV_c | 3084.7 | 3034.1 | Kgf |
| | si | si | No requiere |
| $V_u \leq 0.5 \phi V_c$ | | | ningún refuerzo por corte |

La distribución de estribos fue de 3/8" a cada 25cm. Cuando $V_u \leq 0.5 \phi V_c$, la viga no necesita ningún refuerzo por corte, sólo los estribos por montaje. Sin embargo, se colocó estribos para evitar el pandeo de las barras longitudinales en compresión por cargas de gravedad sin efectos sísmicos, resultando la separación máxima ($s_{max} = 16db$) 25cm.

A2.2 Diseño de las vigas de techo

El diseño de las vigas consistió en escalar la capacidad máxima de las secciones del edificio 780 – Pre, estudiado. El factor de escala para obtener la resistencia en flexión de una sección en el rango elástico a escala reducida es S_L^3 .

La resistencia a flexión de las vigas del edificio 780 – Pre, estudiado es 8 veces la resistencia a flexión de las vigas del módulo 780 – Pre, como se muestran en la Tabla A2.2.1 y en la Tabla A2.2.2 . Cabe resaltar que la escala $S_L = 2$.

Tabla A2.2.1: Resistencia de diseño de las secciones

VA -1 (edificio estudiado) y V - 1 (módulo)

| | Edificio 780 – Pre | Módulo 780 –Pre |
|--------------------------------------|--------------------|-----------------|
| $\phi M_n (-) \max = \phi M_n (-)_1$ | 10.40 Ton. m | 1.30 Ton. m |
| $\phi M_n (+) \max = \phi M_n (+)_1$ | 8.00 Ton. m | 1.0 Ton. m |

Tabla A2.2.2: Resistencia de diseño de las secciones

V102 (edificio estudiado) y V - 2 (módulo)

| Piso | Momento | Edificio 780 – Pre | Módulo 780 –Pre |
|--------|---------------------|--------------------|-----------------|
| Piso 1 | $\phi M_n (-) \max$ | 25.11 Ton. m | 3.14 Ton. m |
| | $\phi M_n (+) \max$ | 21.75 Ton. m | 2.72 Ton. m |
| Piso 2 | $\phi M_n (-) \max$ | 18.22 Ton. m | 2.28 Ton. m |
| | $\phi M_n (+) \max$ | 15.72 Ton. m | 1.97 Ton. m |

A2.2.1 Diseño de la sección V - 1

Con las áreas de acero colocadas en las secciones de las vigas V – 1 del módulo 780 – Pre, se logró aproximar la resistencia de diseño de la sección a escala reducida, siendo mostrados en la Tabla A2.2.3. También se calcularon los momentos actuantes, M_u , que resultaron ser muy pequeños debido a solo las sollicitaciones de carga muerta.

Tabla A2.2.3: Capacidad de flexión de V – 1 X-X

| Parámetro | Piso 1 | Piso 2 | Unidades |
|-----------|--------|--------|---------------------|
| f_c | 175 | 175 | Kgf/cm ² |
| f_y | 4200 | 4200 | Kgf/cm ² |
| b | 12.5 | 12.5 | cm |
| h | 22.5 | 22.5 | cm |
| d | 19.5 | 19.5 | cm |

| Parámetro | Piso 1 | Piso 2 | Unidades |
|--|--------------------|--------------------|-----------------|
| As min | 0.54 | 0.54 | cm ² |
| As máx | 3.24 | 3.24 | cm ² |
| As (-) colocado | 2 (4 Φ 8mm) | 2 (4 Φ 8mm) | cm ² |
| As (+) colocado | 1.5 (3 Φ 8mm) | 1.5 (3 Φ 8mm) | cm ² |
| Cuantía (As -) | 0.82 | 0.82 | % |
| Cuantía (As +) | 0.62 | 0.62 | % |
| Φ Mn ₂ (-) | 1309 | 1309 | Kgf.m |
| Φ Mn ₂ (+) | 1014 | 1014 | Kgf.m |
| Φ Mn (-) ₂ \approx Φ Mn ₁ (-) ₁ | ok | ok | |
| Φ Mn (+) ₂ \approx Φ Mn ₁ (+) ₁ | ok | ok | |
| Mu(-) | 430.3 | 217.0 | Kgf.m |
| Mu(+) | 369.8 | 205.5 | Kgf.m |
| Φ Mn \geq Mu | ok | ok | |

También se hizo la revisión por fuerza cortante. El cortante a “d” de la cara derecha de la viga V – 1, entre los ejes A y B, en el primer nivel es:

$$V_u \approx 721\text{kg}$$

La capacidad del concreto, ΦV_c , de acuerdo con la Norma E.060 resulta:

$$\Phi V_c = \Phi 0.53 \sqrt{f_c} b W d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{175} \times 12.5 \times 19.5 \approx 1453\text{kg}$$

En consecuencia $\Phi V_c \geq V_u$. El cortante resistido por el concreto excede en un 50% a la resistencia requerida por corte en la sección.

Por lo que, el espaciamiento máximo viene dado por $d/2 \approx 10$ cm. Adicionalmente es necesario los requerimientos de estribos para el control del pandeo de las barras longitudinales comprimidas y se muestran a continuación:

$$S \leq 13 \text{ cm (16 db)}$$

$$S \leq 12.5 \text{ cm (b)}$$

$$S \leq 30.5 \text{ cm (48 de)}$$

$$S \leq 30 \text{ cm (recomendación)}$$

Por lo tanto la separación de los estribos es como máximo 10 cm en la zona que requiera A's. Posteriormente se procedió al diseño por capacidad, calculando el cortante V_U de la siguiente manera:

$$V_U = 1.25 V_{\text{ISOESTÁTICO}} + 1.25 (M_{ni} + M_{nd}) / L_n \approx 2192.6 \text{ kg}$$

El cortante por el acero es $V_S = V_U / \phi - V_C \approx 870.5 \text{ kg}$. Se calcula el espaciamiento como $s = A_v f_y d / V_S \approx 53 \text{ cm}$.

Por lo tanto, el espaciamiento máximo es de 10 cm, no obstante se colocó una distribución de estribos análogo al edificio 780 – Pre, siendo el que se muestra:

$$\phi 6 \text{ mm } 1 @ 3, 7 @ 5, r @ 10 \text{ cm c/e}$$

A2.2.2 Diseño de la sección V – 2

Para el caso de las Vigas V – 2 del módulo 780 – Pre se optó por lograr una capacidad de flexión menor, con un área de acero menor de lo que le corresponde por el factor de escala ya que no se encuentran en la misma dirección del ensayo de simulación. No obstante, se cumplió que $\phi M_n \geq M_u$. Los resultados se muestran en la Tabla A2.2.4 y en la Tabla A2.2.5.

Tabla A2.2.4: Capacidad de flexión de V – 2

| Parámetro | Piso 1 | Piso 2 | Unidades |
|-----------|--------|--------|---------------------|
| f_c | 175 | 175 | Kgf/cm ² |
| f_y | 4200 | 4200 | Kgf/cm ² |
| b | 15 | 15 | cm |
| h | 35 | 35 | cm |
| d | 32 | 32 | cm |
| As min | 1.06 | 1.06 | cm ² |

| Parámetro | Piso 1 | Piso 2 | Unidades |
|----------------------------|--------------------|--------------------|-----------------|
| As máx | 6.38 | 6.38 | cm ² |
| As (-) colocado | 1.5 (3 Φ 8mm) | 1.5 (3 Φ 8mm) | cm ² |
| As (+) colocado | 1.5 (3 Φ 8mm) | 1.5 (3 Φ 8mm) | cm ² |
| Cuantía (As ⁻) | 0.31 | 0.31 | % |
| Cuantía (As ⁺) | 0.31 | 0.31 | % |
| Φ Mn (-) | 1743 | 1743 | Kgf.m |
| Φ Mn(+) | 1743 | 1743 | Kgf.m |
| Mu(-) | 366 | 145 | Kgf.m |
| Mu(+) | 294.5 | 415 | Kgf.m |
| Φ Mn \geq Mu | ok | ok | |

Tabla A2.2.5: Capacidad de la sección V – 2 con respecto a la sección del edificio estudiado en porcentaje

| Piso | Porcentaje |
|--------|-------------------------|
| Piso 1 | 1.74/3.14 \approx 55% |
| | 1.74/2.72 \approx 65% |
| Piso 2 | 1.74/2.28 \approx 76% |
| | 1.74/1.97 \approx 88% |

También se hizo la revisión por fuerza cortante. El cortante a “d” de la cara derecha de la viga V – 1, entre los ejes A y B, en el primer nivel es:

$$V_u \approx 578\text{kg}$$

La capacidad del concreto, ΦV_c , de acuerdo a la Norma E.060 resulta:

$$\Phi V_c = \Phi 0.53 \sqrt{f_c} bW d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{175} \times 15 \times 32 \approx 2\,861\text{kg}$$

En consecuencia $\phi V_C > V_U$. El cortante resistido por el concreto excede en un 80% a la resistencia requerida por corte en la sección.

Por consiguiente, el espaciamiento máximo viene dado por $d/2 \approx 16$ cm. Adicionalmente es necesario los requerimientos de estribos para el control del pandeo de las barras longitudinales comprimidas y se muestran a continuación:

$$S \leq 13 \text{ cm (16 db)}$$

$$S \leq 15 \text{ cm (b)}$$

$$S \leq 30.5 \text{ cm (48 de)}$$

$$S \leq 30 \text{ cm (recomendación)}$$

No obstante se colocó una distribución de estribos tal como se muestra:

$$\phi 6\text{mm } 1 @ 3, 7 @ 5, r @ 15\text{cm c/e}$$

A2.3 Diseño de la losa aligerada

El diseño de la losa aligerada del módulo 780 – Pre, se desarrolló utilizando el método de los coeficientes de la Norma E060 vigente. La planta del aligerado se muestra en la Figura A2. 3.1 y el detalle del aligerado en la Figura A2.3.2.

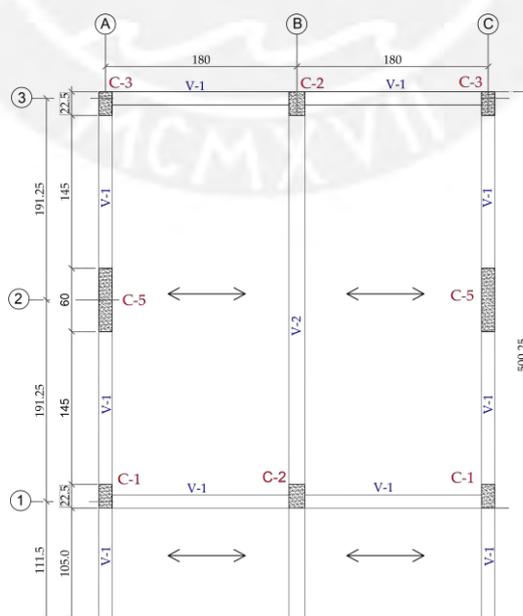


Figura A2. 3.1: Planta de aligerado del primer nivel.

Las unidades están en centímetros.

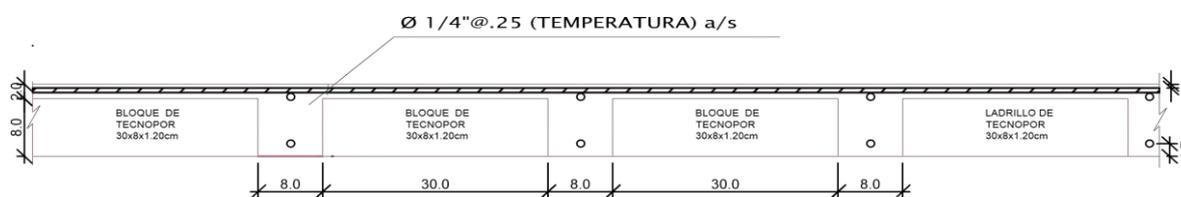


Figura A2.3.2: Detalle típico del aligerado.

Unidad: Centímetro.

La carga distribuida por vigueta resulta de solamente la carga muerta ya que no se colocó sobrecarga a la losa aligerada para el ensayo. El factor de amplificación de carga es 1.4 (NTE E.060, 2009). Por lo tanto, se tiene w servicio = 46kg/m y $w_u = 64$ kg/m.

A continuación se muestra un corte longitudinal de una vigueta y el diagrama de momentos flectores.

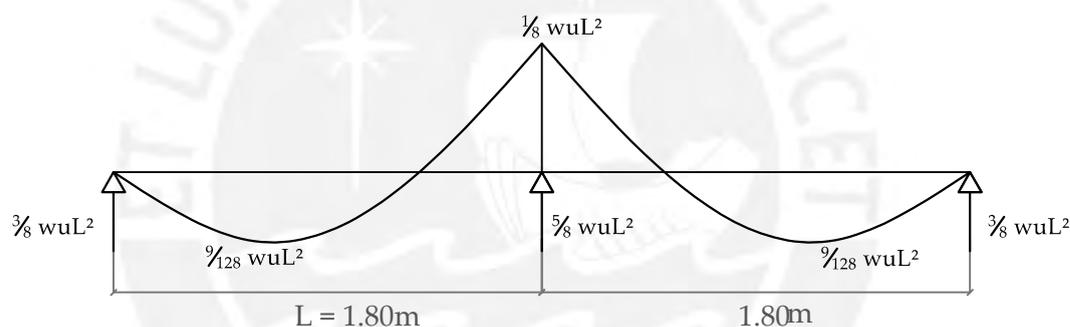


Figura A2. 3.3: Diagrama de momentos

La Tabla A2.3.1: Capacidad de una vigueta del aligerado Tabla A2.3.1 muestra el acero requerido superior e inferior en la sección, así como la resistencia a momento flector.

Tabla A2.3.1: Capacidad de una vigueta del aligerado

| Parámetro | Piso 1 | Unidades |
|-----------|-----------|---------------------|
| f_c | 175 | Kgf/cm ² |
| E_c | 200 000 | Kgf/cm ² |
| f_y | 4200 | Kgf/cm ² |
| E_s | 2 000 000 | Kgf/cm ² |
| h | 10 | cm |
| t | 2 | cm |
| d | 8.3 | cm |

| Parámetro | Piso 1 | Unidades |
|-------------------------|----------------------|-----------------|
| Acero Balanceado | | |
| Momento Negativo, M^- | | |
| b | 8 | cm |
| As_b | 1.18 | cm ² |
| As^- máx | 0.9 | cm ² |
| Momento Positivo, M^+ | | |
| b | 38 | cm |
| As_b | 3.3 | cm ² |
| As^+ máx | 2.5 | cm ² |
| Acero Mínimo | | |
| Momento Negativo, M^- | | |
| M_{cr} | 99.6 | Kg.m |
| $\phi M_n (-)$ | 119.5 | Kg.m |
| As^- min | 0.40 | cm ² |
| Momento Positivo, M^+ | | |
| b | 8 | cm |
| As^+ min | 0.16 | cm ² |
| Diseño de las secciones | | |
| Momento Negativo, M^- | | |
| $M_u (-)$ eje | 25.90 | Kg.m |
| $M_u (-)$ cara | 20.51 | Kg.m |
| b_w | 8 | cm |
| $As (-)$ | 0.07 | cm ² |
| Momento Positivo, M^+ | | |
| $M_u (+)$ máx | 14.58 | Kg.m |
| b | 38 | cm |
| $As (+)$ | 0.05 | cm ² |
| Acero colocado | | |
| $As^- \geq As^-$ min | 0.71 (1 ϕ 3/8") | cm ² |
| $As^+ \geq As^+$ min | 0.71 (1 ϕ 3/8") | cm ² |
| Resistencia a flexión | | |

| Parámetro | Piso 1 | Unidades |
|---------------|--------|----------|
| ϕ Mn (-) | 189.1 | Kg.m |
| ϕ Mn (+) | 215.7 | Kg.m |

También se hizo la revisión por fuerza cortante. El cortante a “d” de la cara derecha es:

$$V_u = 5 \times 64 \times 1.8^2 / 8 - 64 \times (0.15 / 2 + 0.083) \approx 61.85 \text{ kg}$$

La capacidad del concreto, ϕV_c , considerando 10% de incremento de acuerdo a la Norma E.060 resulta:

$$\phi V_c = 1.1 \phi 0.53 \sqrt{f_c} b W d = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{175} \times 8 \times 8.3 \approx 435.3 \text{ kg}$$

En consecuencia $\phi V_c \geq V_u$. El cortante resistido por el concreto excede en un 86% a la resistencia requerida por corte en la sección.

A2.4 Diseño de las columnas

El diseño de las columnas consistió en disponer aproximadamente las mismas cuantías de acero existentes en las secciones del edificio estudiado a las secciones del módulo 780 – Pre, de tal manera que se genere en el rango elástico los mismos esfuerzos cortantes.

Con el acero colocado se construyó los diagramas de interacción (Momento – Carga axial) y se ubicaron los pares de valores P_U y M_U provenientes de las combinaciones. Cabe resaltar que el módulo 780 – Pre, para su ensayo de simulación se ensayó en una dirección y no se colocó sobrecarga lo que se analizó en la dirección de su movimiento y se redujo el número de combinaciones.

A continuación se muestra los resultados de P_U y M_U para las cinco (5) tipos de columnas del módulo.

A2.4.1 Diseño de la sección C1 y C3

Tabla A2.4.1: Pares de valores P_U y M_U de la columnas C1 y C3

| Combinación | C1 (Eje 1) | | C3 (Eje 3) | |
|--------------------------|----------------|---------------|-------------|------------------|
| | P_U (Ton) | M_U (Ton.m) | P_U (Ton) | M_U (Ton.m) |
| M : 1.4CM | 1.17 | 0.015 | 0.84 | 0.010 |
| $MS_X : 1.25 CM \pm S_X$ | 1.73 | 0.303 | 1.44 | 0.289 |
| $MS_X : 0.9 CM \pm S_X$ | 1.44 | 0.299 | 1.23 | 0.287 |

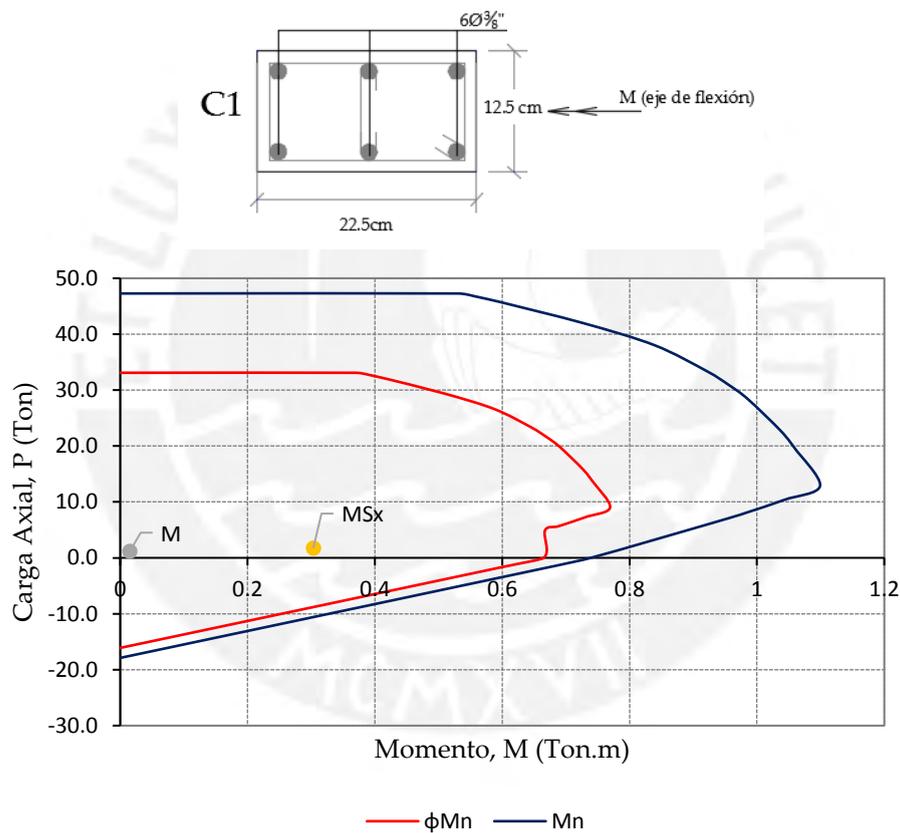
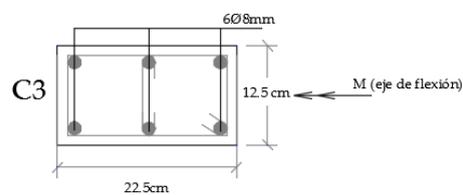


Figura A2.4.1: Diagrama de interacción de la columna C1



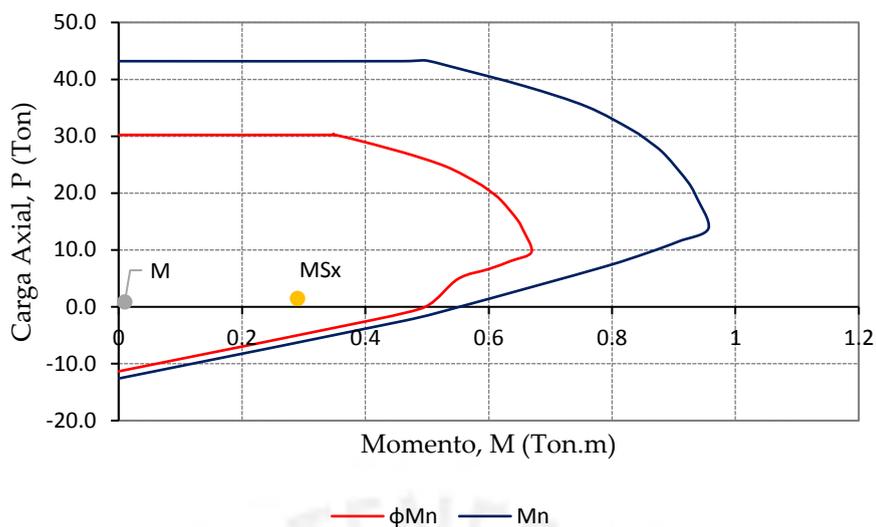


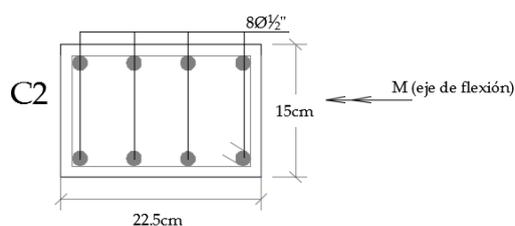
Figura A2.4.2: Diagrama de interacción de la columna C3

A2.4.2 Diseño de la sección C2 y C4

El diseño de ambas columnas es la misma, así que bastará desarrollar cualquiera de una de ellas.

Tabla A2.4.2: Pares de valores P_U y M_U de la columnas C2 y C4

| Combinación | C2 (Eje 1) | | C4 (Eje 3) | |
|---------------------------------|-------------|---------------|-------------|---------------|
| | P_U (Ton) | M_U (Ton.m) | P_U (Ton) | M_U (Ton.m) |
| M : 1.4CM | 3.16 | 0.001 | 2.45 | 0.001 |
| MS_X : 1.25 CM \pm S_X | 2.82 | 0.530 | 2.19 | 0.510 |
| MS_X : 0.9 CM \pm S_X | 2.03 | 0.529 | 1.58 | 0.509 |



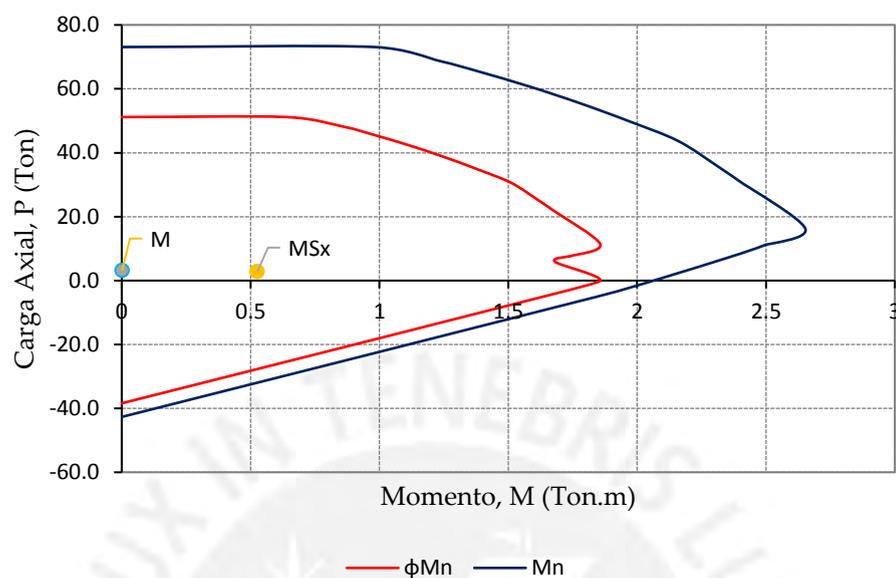
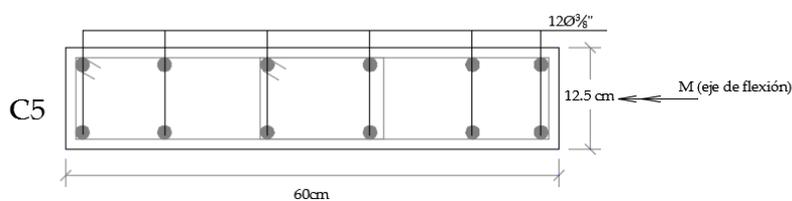


Figura A2.4.3: Diagrama de interacción de la columna C2

A2.4.3 Diseño de la sección C5

Tabla A2.4.3: Pares de valores P_U y M_U de la columnas C5

| Combinación | C5 (Eje 2) | |
|----------------------------|----------------|---------------|
| | P_U (Ton) | M_U (Ton.m) |
| M : 1.4CM | 1.59 | 0.010 |
| MS_X : 1.25 CM $\pm S_X$ | 1.54 | 0.562 |
| MS_X : 0.9 CM $\pm S_X$ | 1.14 | 0.559 |



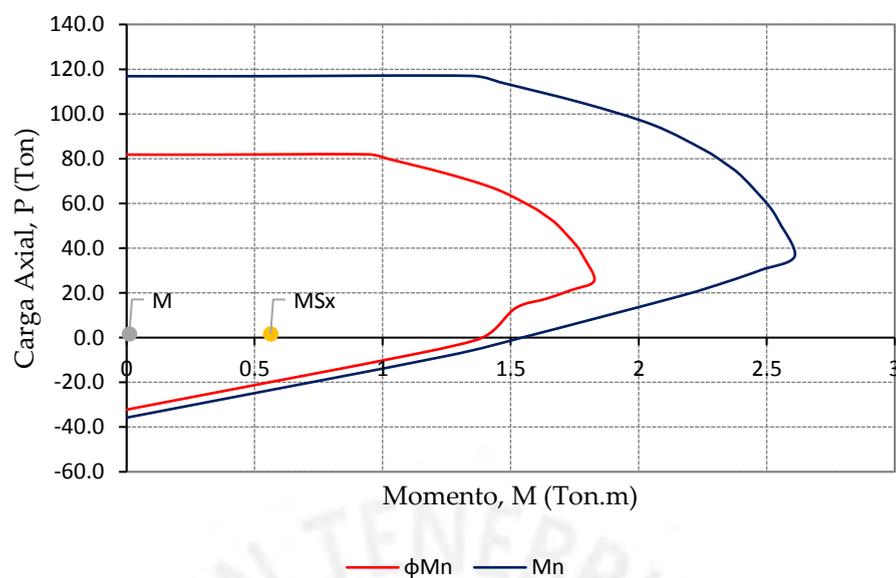


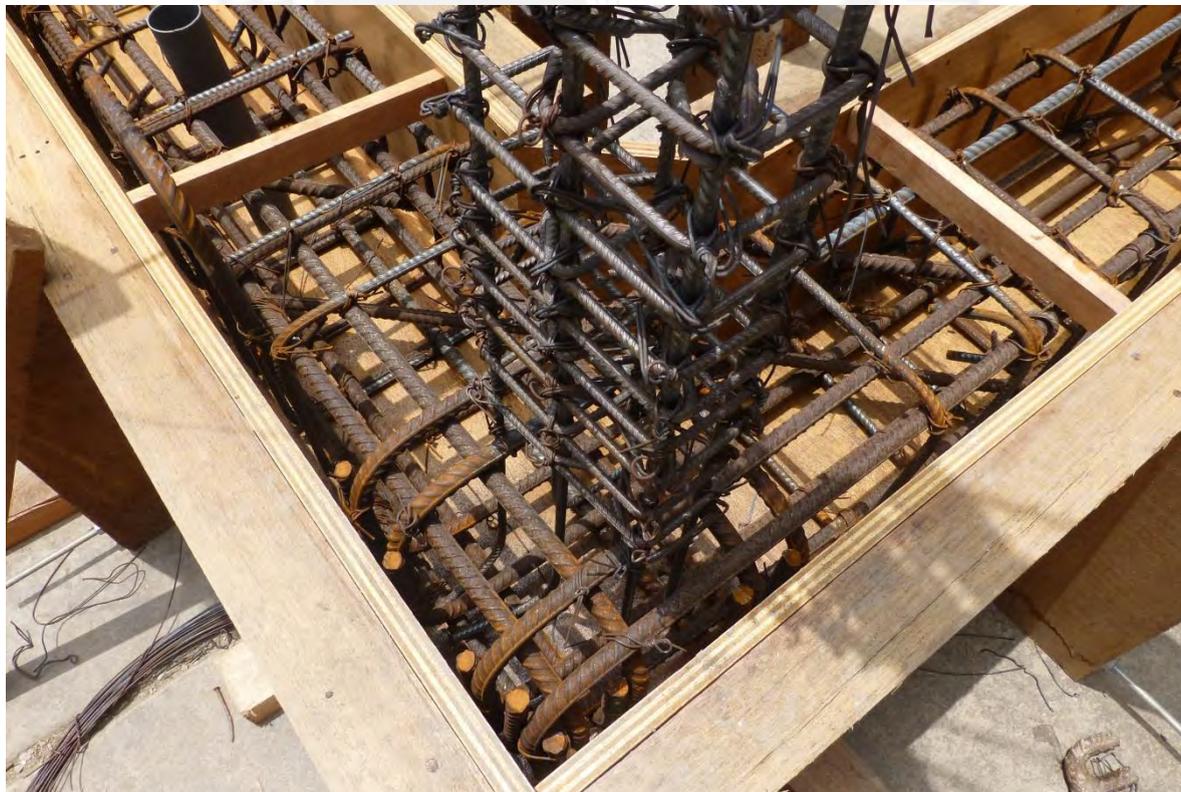
Figura A2.4.4: Diagrama de interacción de la columna C5

Se observa que los diagramas de falla de las columnas resultan suficientes para las combinaciones de carga asociadas a una aceleración máxima equivalente al doble de la aceleración máxima actuante en el edificio escolar tipo 780 –Pre, estudiado.

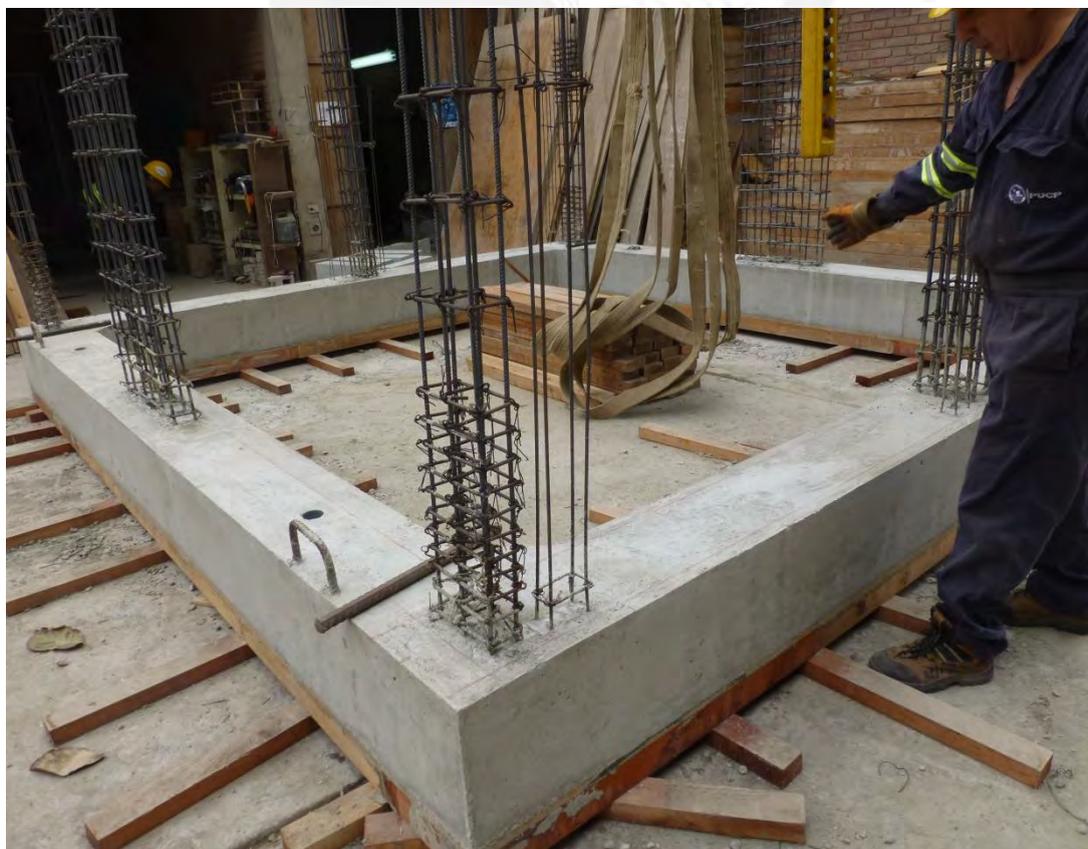
Anexo III

Registro fotográfico de la construcción del módulo 780 - Pre





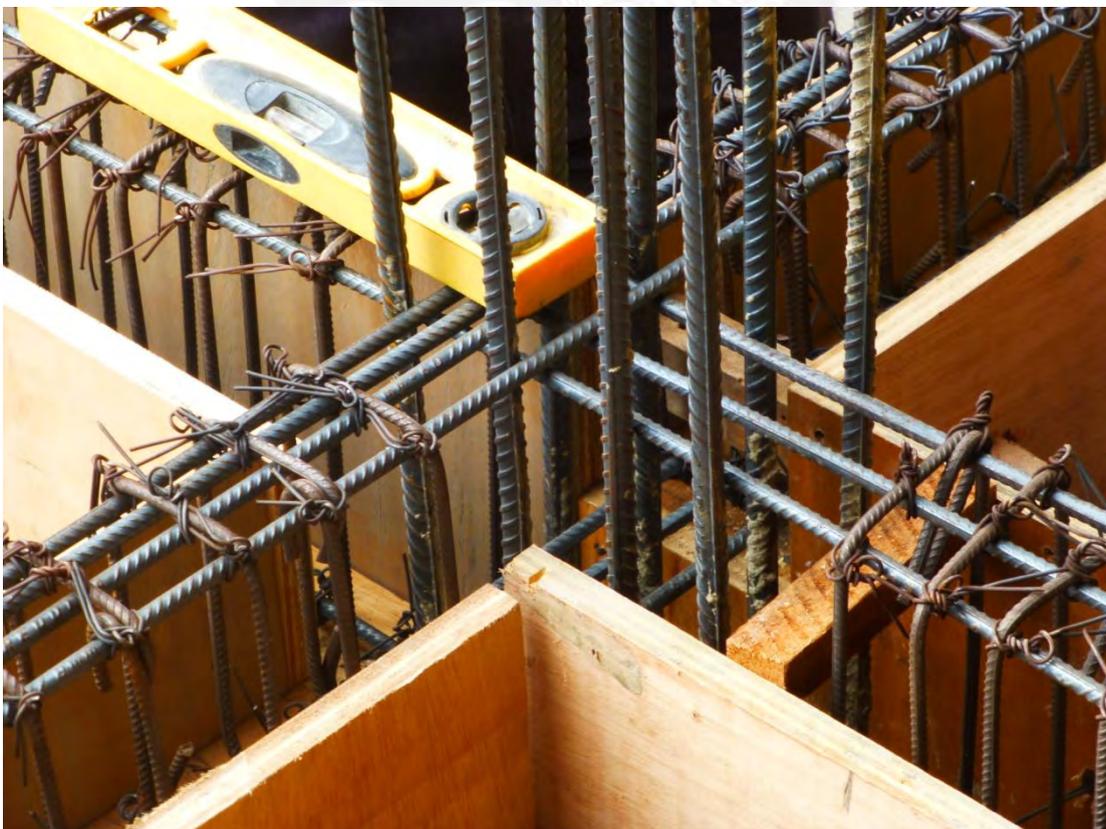
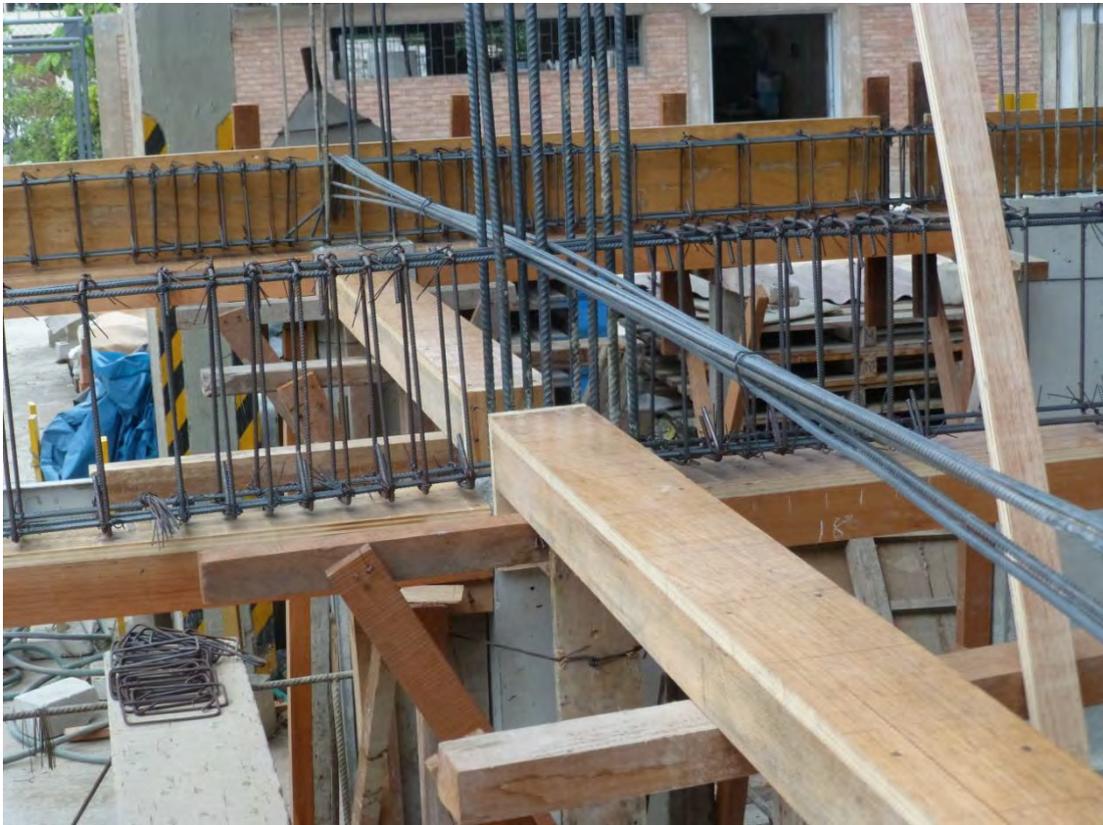
Fotos 1 y 2. Proceso constructivo del Anillo de Cimentación (similar para ambos Módulos)



Fotos 3 y 4. Anillo de Cimentación: Colocación del concreto y desencofrado posterior



Fotos 5 y 6. “Pesado” de la cimentación (concreto fresco y con el refuerzo de las columnas puesto).
Encofrado de las columnas del primer piso



Fotos 7 y 8. Encofrado de las Vigas del primer techo



Fotos 9 y 10. Encofrado de Vigas y hormigonado del segundo techo



Fotos 11 y 12. Detalles de la construcción de los “parapetos” de albañilería

Anexo IV

Diseño del módulo 780 - Pre, reforzado



A4.1 Diseño de los arriostres

Del análisis elástico de la estructura se encontró que los arriostres están sometidos a cargas axiales como se muestran en la Tabla A4.1.1.

Tabla A4.1.1: Fuerza axial de los arriostres, Pu

| | Eje 1 | Eje 3 |
|------------------|-------|-------|
| Compresión (kgf) | 6400 | 5920 |
| Tensión (kgf) | 6260 | 5793 |

Con los valores de las cargas axiales se desarrolló un diseño de acuerdo con la nueva propuesta de la norma peruana para estructuras de acero (NTE E.090, 2016).

Se propuso una sección transversal HSS 2x1x1/8" de acero A36 como se muestra en la Figura A4.1.1 con las siguientes propiedades:

- Base (b) = 25mm
- Altura (h) = 50mm
- Espesor (t) = 3.175mm
- Área (Ag) = 443.5mm²
- Momento de inercia respecto al eje X (I_x) = 43 763.9mm⁴
- Momento de inercia respecto al eje Y (I_y) = 138 066.3mm⁴
- Radio de giro respecto al eje X (r_x) = 9.93mm
- Radio de giro respecto al eje Y (r_y) = 17.64mm
- Esfuerzo de fluencia (F_y) = 250MPa
- Módulo de elasticidad (E_s) = 200 000MPa

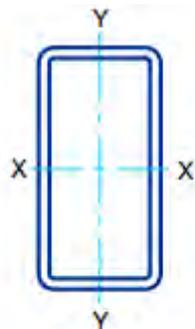


Figura A4. 1.1: Sección HSS 2x1x1/8"

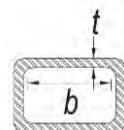
La longitud de cada riostra son idénticas e iguales a $L = 1\ 857.5\text{mm}$.

A4.1.1 Verificación de ancho/ espesor

Para solicitaciones de compresión la sección puede clasificarse como no esbelta si se cumple la ecuación (1).

$$b/t < 1.40 \sqrt{E/F_y} \quad (1)$$

Siendo $b = 50\text{mm} - 3 \cdot 3.175\text{mm} = 40.475\text{mm}$ y $t = 3.175\text{mm}$



Se calcula las relaciones ancho/espesor:

$$b/t = 40.475/3.175 = 12.75$$

$$1.40 \sqrt{E/F_y} = 1.40 * \sqrt{200000/250} = 39.60$$

Se puede concluir que la sección se clasifica como no esbelta porque se cumple la ecuación 1.

A4.1.2 Cálculo de la relación de esbeltez

Los arriostres deben cumplir con la relación de esbeltez de la ecuación (2).

$$kL/r < 200 \quad (2)$$

Donde la longitud efectiva es KL :

$$k_{Lx}/rx = 1.0 * (1857.5/2)/9.93 = 93.5$$

$$k_{Ly}/ry = 1.0 * (1857.5)/17.64 = 105.3$$

Se concluye que la relación de esbeltez cumple con el requisito de elementos con solicitaciones a compresión.

A4.1.3 Resistencia a tracción

La resistencia de diseño en tracción de los arriostres es de acuerdo a la ecuación (3).

$$P_R = \phi F_y A_g \quad (3)$$

$$\phi = 0.90$$

Hallamos el valor de P_R :

$$P_R = 0.9 * 250 * 443.5 \approx 99.8 \text{ kN} \approx 10\,175.5 \text{ kgf}$$

Se verifica luego que la resistencia de diseño en tracción de los arriostres es mayor de la resistencia requerida proveniente del análisis de carga.

$$P_u = 6\,260 \text{ kgf} \leq P_R = 10\,175.5 \text{ kgf}$$

A4.1.4 Resistencia a compresión

La resistencia de diseño en compresión está basada en el estado límite de pandeo por flexión y hallado mediante la ecuación (4).

$$P_R = \phi F_{cr} A_g \quad (4)$$

El esfuerzo crítico, F_{cr} , se determina con la ecuación (5). Previamente se calcula el valor de:

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Resultando:

$$4.71 \sqrt{E/F_y} = 4.71 * \sqrt{200\,000/250} = 133.2$$

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (ó $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (5)$$

Siendo F_e el esfuerzo de pandeo elástico y calculado como indica la ecuación (6).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (6)$$

Por lo tanto, se procede a calcular F_{cr} :

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200\,000}{93,5^2} = 225,8 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 0,658 \frac{250}{225,8} * 250 = 157,3 \text{ MPa}$$

Y por último se calcula la resistencia a compresión:

$$P_R = \phi F_{cr} A_g = 0,9 * 157,3 * 443,5 = 62,8 \text{ kN} \approx 6\,402 \text{ kgf}$$

Se verifica luego que la resistencia a compresión de los arriostres es ligeramente mayor de la resistencia requerida proveniente del análisis de carga.

$$P_u = 6\,400 \text{ kgf} \approx P_R = 6\,402 \text{ kg}$$

Finalmente, la sección es adecuada para todos los arriostres.

A4.2 Diseño de las conexiones de los arriostres

El diseño de las conexiones se realizó para que las cargas axiales de las riostras se transfieran íntegramente a los cordones de soldadura, que conectan las arriostras con las placas de los nudos y éstas con las columnas y las vigas de acero (en los extremos de la riostra) y en la intersección de las diagonales (zona central de la riostra).

A4.2.1 Resistencia de componentes en tracción

La resistencia de diseño, ϕR_n , de los elementos de conexiones bajo solicitaciones a tracción será el menor valor obtenido de los estados límites de fluencia y rotura en tracción.

(a) Resistencia en fluencia en tracción ($\phi = 0.9$):

$$R_n = F_y A_g = 250 * 443.5 \approx 110.9kN$$

(b) Rotura en tracción ($\phi = 0.75$):

$$R_n = F_u A_e \quad (7)$$

Donde:

$$A_e = U A_n \quad (8)$$

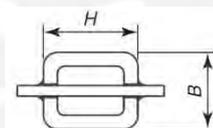
El valor de U es calculado como:

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} \quad (9)$$

De la ecuación (9) se deben calcular dos incógnitas, los valores de \bar{x} y l .

- El valor de \bar{x} se calcula con la ecuación (10).

$$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)} \quad (10)$$



$$\bar{x} = \frac{1^2 + 2*1*2}{4(1+2)} = 0.42" \approx 10.58mm$$

- El valor de l definido como la longitud de la soldadura se calcula de acuerdo al tipo de unión. Se propuso soldaduras tipo filete y se determina l de la siguiente manera:

$$\phi R_n \geq R_u \quad (11)$$

La resistencia nominal, R_n , de la soldadura de filete se basa en la suposición de que la falla de la soldadura es por corte en su sección crítica (área efectiva).

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (12)$$

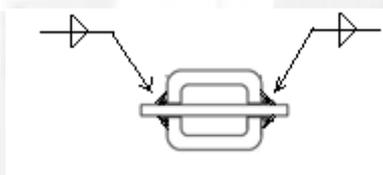
Donde:

$$F_{nw} = 0.60 F_{EXX} \quad (13)$$

F_{EXX} = Resistencia de clasificación del metal del electrodo.

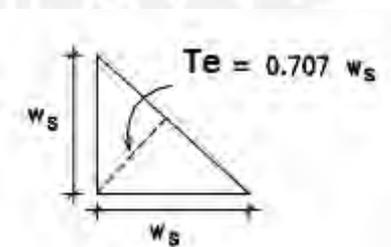
A_{wei} = Área efectiva de garganta de soldadura del elemento i -ésimo de soldadura.

Se seleccionó electrodos de arco protegido E70xx para todas las soldaduras de filete. Por tanto, $F_{70xx} = 70\text{ksi} = 482\text{MPa}$. Y se emplearon en las 4 zonas señaladas:



El área efectiva de la garganta de la soldadura es determinada como el producto de la dimensión de la garganta, T_e , por la longitud de la soldadura, l .

$$A_{wei} = T_e * l = 0.707 w_s * l \quad (14)$$



El tamaño mínimo de la soldadura, w_s , se determinó de acuerdo con la Tabla 10.2.4 de la Norma E.090, en el cual para un espesor del elemento unido de $1/8"$ (HSS $2 \times 1 \times 1/8"$) o 3.175mm le corresponde un $w_s \text{ min} = 3\text{mm}$.

Por tanto, la longitud de cada cordón de soldadura es:

$$0.75 * (0.60 * 482) * (0.707 * w_s * 4l) \geq 0.9 * 110.9 * 1000$$

$$w_s l \geq 162.70 \text{mm}^2$$

Si $w_s = 3\text{mm}$ (valor nominal) entonces $l = 51\text{mm}$. Se optó para todas las soldaduras por un $w_s = 3\text{mm}$ (1/8") y $l = 125\text{mm}$.

Después se hizo una verificación por corte en el área de contacto entre el cordón y el material base (placa).

$$\phi R_n(\text{soldadura}) \leq \phi R_n(\text{base}) \quad (15)$$

$$T_e (0.60 F_{Exx}) \leq t (0.60 F_u)$$

$$T_e F_{Exx} \leq t F_u$$

$$t \geq T_e F_{Exx} / F_u$$

Hallamos el espesor del material base (e):

$$t \geq 0.707 * 3 * \frac{482}{400} \approx 2.5\text{mm} < 3\text{mm}$$

$$e \geq 2 * t = 2 * 2.5 \approx 5.0\text{mm}$$

Se escogió una plancha de acero A36 de espesor 3/16" $\approx 5\text{mm}$ (valor nominal). La abertura necesaria para el material base es $5\text{mm} + 2\text{mm} = 7\text{mm}$.

Luego se calculó el factor U de la ecuación (9):

$$U = 1 - \frac{10.58}{125} \approx 0.92$$

Y los siguientes parámetros:

$$A_n = 443.5 - 2 * 7 * 5 \approx 373.5\text{mm}^2$$

$$A_e = 0.9 * 373.5 \approx 336.15\text{mm}^2$$

Finalmente, la resistencia nominal por rotura en tracción:

$$R_n = F_u A_e = 400 * 336.15 \approx 134.5\text{kN}$$

Para determinar la resistencia de diseño, ϕR_n en tracción fue gobernado por la resistencia en fluencia en tracción, o por el menor valor de:

$$\phi R_n = \phi F_y A_g \approx 99.8 \text{ kN} \approx 10\,175.5 \text{ kgf}$$

$$\phi R_n = \phi F_u A_e \approx 99.8 \text{ kN} \approx 12\,340 \text{ kgf}$$

Por tanto, $\phi R_n = 10\,175.5 \text{ kgf} \geq P_u$ (tensión).

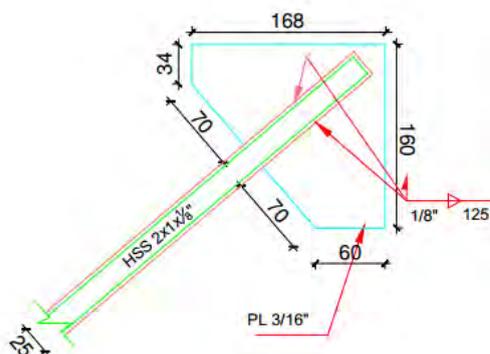


Figura A3.2.1: Detalle de la conexión de un arriostre.
Las unidades están en milímetros

A4.3 Diseño de la viga de acero

El diseño de las vigas de acero fue realizado de acuerdo con las especificaciones de la Norma E.090 y AISC 360 – 10 usando el método LRFD. Las vigas estuvieron sometidas a flexión uniaxial respecto a su eje mayor.

Del análisis elástico de la estructura se encontró que la viga de acero superior está sometida a flexión y las cargas fueron amplificadas por factores de carga muerta y sismo y los valores son mostrados en la Tabla A4.3.1.

Tabla A4.3.1: Cargas factorizadas de las vigas

| | Eje 1 | Eje 3 | Unidad |
|-----------|-------|-------|--------|
| M_u (-) | 1.68 | 1.56 | kN.m |
| M_u (+) | 1.65 | 1.51 | kN.m |
| V_u (-) | 2.44 | 2.27 | kN |
| V_u (+) | 2.43 | 2.26 | kN |

Se propuso un perfil W4x13 de acero A36 como se muestra en la Figura A4.3.1: Perfil W4x13 con las propiedades mostradas en la Tabla A4.3.2.

Tabla A4.3.2: Propiedades del perfil W4x13

| Propiedad | A_s | t_w | b_f | t_f | r_x | r_y | I_x | I_y | S_x | S_y | Z_x | Z_y |
|-----------|-----------------|-------|--------|-------|-------|-------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Unidad | mm ² | mm | mm | mm | mm | mm | mm ⁴ | mm ⁴ | mm ³ | mm ³ | mm ³ | mm ³ |
| Valor | 2470.96 | 7.11 | 103.12 | 8.76 | 43.69 | 25.40 | 4703415.11 | 1606653.30 | 89473.37 | 31135.42 | 102910.76 | 47850.23 |

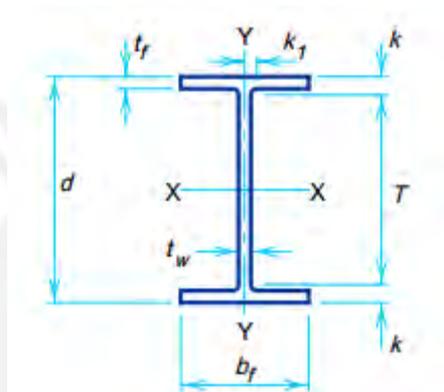


Figura A4.3.1: Perfil W4x13

La longitud de cada viga son idénticas e iguales a $L = 1450\text{mm}$. El diseño corresponde a la viga superior del eje 1.

Adicionalmente a las propiedades de la sección, las características del acero A36 son:

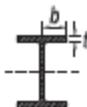
- Esfuerzo de fluencia (F_y) = 250MPa
- Módulo de elasticidad (E_s) = 200 000MPa

A4.3.1. Verificación de la relación ancho/espesor

Para solicitaciones de flexión la sección puede clasificarse como compacta si cumple la ecuación (16) y (17).

- **Alas**

$$b/t < \lambda_p = 0.38 \sqrt{E/F_y} \quad (16)$$



Se calcula las relaciones ancho/espesor:

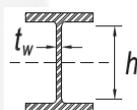
$$b/t \approx 5.88$$

$$0.38 \sqrt{E/F_y} = 0.38 * \sqrt{200000/250} \approx 10.75$$

Se puede concluir que las alas de la sección se clasifican como compacta porque se cumple la ecuación 16.

■ **Alma**

$$h/t_w < \lambda_p = 3.76 \sqrt{E/F_y} \quad (17)$$



Se calcula las relaciones ancho/espesor:

$$h/t_w \approx 12.39$$

$$3.76 \sqrt{E/F_y} = 3.76 * \sqrt{200000/250} \approx 106.35$$

Se puede concluir que el alma de la sección se clasifica como compacta porque se cumple la ecuación 17. Y por tanto la sección se clasifica como compacta.

A4.3.2. Cálculo de las longitudes límites L_p y L_r

Las longitudes límites L_p y L_r se determinan a continuación:

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (18)$$

$$L_r = 1,95r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76\left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}} \quad (19)$$

- Para la longitud L_p :

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \approx 1264mm$$

- Para la longitud L_r :

$$h_o = h - t_f \approx 96.90 mm$$

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4} \approx 3.77 \times 10^9 mm^6$$

La constante de alabeo calculada es muy aproximada a la que proporciona el manual AISC.

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \approx 870 mm^2$$

$$r_{st} \approx 29.50 mm$$

Finalmente se tiene que:

$$L_r \approx 8010 mm$$

A4.3.3. Cálculo de las longitudes no arriostradas L_b

Se optó por colocar conexiones emperradas para la unión de la viga de acero con la viga de concreto. Se dispuso colocar 5 pernos equidistantes a lo largo de la viga obteniendo una longitud repetida de 3390mm.

$$L_b \approx 3390 mm$$

A4.3.4. Cálculo de M_p para el momento plástico

El momento plástico de la viga está dado por:

$$M_p = F_y Z_x \quad (20)$$

$$M_p \approx 35.73 \text{ kN} - m$$

A4.3.5. Cálculo del factor de modificación por pandeo lateral – torsional, C_b

El cálculo del coeficiente de flexión obedece a la siguiente expresión:

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (21)$$

$$C_b \approx 1.10$$

A4.3.6. Cálculo de la resistencia en flexión, ΦM_n

Se ha visto que la sección es compacta, y a continuación se selecciona la expresión que nos permita calcular M_n .

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (22)$$

Se verifica que $L_p < L_b \leq L_r$

$$1264 < 3390 < 8010$$

Para este valor se tiene que el momento nominal y el momento resistente fueron:

$$M_n \approx 24.81 \text{ kN} - m \leq M_p = 25.73 \text{ kN} - m$$

$$\varphi M_n = 22.33 \text{ kN} - m$$

Para la sección elegida se tiene que la relación entre el momento último y el momento resistente de la columna fue:

$$\frac{Mu}{\phi Mn} = \frac{1.68}{22.33} \approx 0.10 < 1$$

A4.3.7. Revisión del cortante máximo

La resistencia en corte del alma de la viga no rigidizada se realiza de acuerdo con los estados límites de fluencia en corte y pandeo en corte, es:

$$\phi V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (23)$$

La relación ancho/espesor del alma del perfil W4x13 es:

$$\frac{h}{t_w} = 12.39$$

Para almas de simetría doble, el coeficiente de corte del alma, C_v , se determina de la siguiente manera:

Cuando $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$: el valor de $C_v = 1.0$

El coeficiente de pandeo por corte del alma, K_v , es igual a 5 para almas no rigidizadas transversalmente y $h/t_w < 260$. Por tanto:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (24)$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 69.57$$

Cumple la relación ancho/espesor del alma.

Por último, la resistencia en cortante es:

$$\phi V_n = 0.9 * 0.6 * 250 * (105.66 * 7.11) * 1/10^3 \approx 125 kN$$

Para la sección elegida se tiene que la relación entre el cortante último y el cortante resistente de la viga fue:

$$\frac{Vu}{\phi V_n} = \frac{2.44}{125} = 0.02 < 1$$

A4.4 Diseño de la columna de acero

Del análisis elástico de la estructura se encontró que las columnas de acero están sometidas a flexión uniaxial y las cargas fueron amplificadas por factores de carga muerta y sismo y los valores son mostrados en la Tabla A4.4.1: Cargas máximas factorizadas de las vigas.

Tabla A4.4.1: Cargas máximas factorizadas de las vigas

| | Eje 1 | Eje 3 | Unidad |
|-----------|-------|-------|--------|
| $M_u (-)$ | 1.67 | 1.54 | kN.m |
| $M_u (+)$ | 1.62 | 1.50 | kN.m |
| $V_u (-)$ | 1.26 | 1.16 | kN |
| $V_u (+)$ | 1.29 | 1.19 | kN |

Se propuso un perfil W4x13 de acero A36 como se muestra en la Figura A4.3.1: Perfil W4x13 con las propiedades mostradas en la Tabla A4.3.2.

La longitud de cada columna son idénticas e iguales a $L = 1450\text{mm}$. El diseño corresponde a cualquiera de las columnas del eje 1.

Determinamos anteriormente que el perfil W4x13 es de sección compacta. Además, las longitudes límites fueron $L_p = 1264\text{mm}$ y $L_r = 8010\text{mm}$.

A4.4.1 Cálculo de las longitudes no arriostradas L_b

Se optó por colocar conexiones empernadas para la unión de las columnas de acero con las columnas de concreto. Se dispuso colocar 5 pernos equidistantes a lo largo de las columnas obteniendo una longitud repetida de 3390mm.

$$L_b \approx 3390\text{mm}$$

A4.4.2 Cálculo del factor de modificación por pandeo lateral – torsional, C_b

Se determinó mediante la ecuación (21) y resulta:

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \approx 1.11$$

A4.4.3 Cálculo de la resistencia en flexión, ΦM_n

Se tiene que la longitud no arriostrada se encuentra en el rango de: $L_p < L_b \leq L_r$

$$1264 < 3390 < 8010$$

Para este valor se tiene que el momento nominal y el momento resistente fueron:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n \approx 25.16 \text{ kN} - m \leq M_p = 25.73 \text{ kN} - m$$

$$\phi M_n = 22.65 \text{ kN} - m$$

Para la sección elegida se tiene que la relación entre el momento último y el momento resistente de la columna fue:

$$\frac{Mu}{\phi M_n} = \frac{1.67}{22.65} \approx 0.10 < 1$$

A4.4.4 Revisión del cortante máximo

La resistencia en corte del alma de la columna no rigidizada se realiza de acuerdo con los estados límites de fluencia en corte y pandeo en corte, es determinada por la ecuación (23):

$$\phi V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

Resultando la resistencia en cortante:

$$\phi V_n = 0.9 * 0.6 * 250 * (105.66 * 7.11) * 1/10^3 \approx 125 \text{ kN}$$

Calculada anteriormente para la viga. Para la sección elegida se tiene que la relación entre el cortante último y el cortante resistente de la columna fue:

$$\frac{Vu}{\phi V_n} = \frac{1.29}{125} = 0.01 < 1$$

A4.5 Revisión de la conexión entre el marco de concreto y de acero

Se realizó la verificación de la condición de un nudo confinado y la resistencia al cortante del nudo de acuerdo con la Norma E.060.

A4.5.1 Revisión del nudo por confinamiento

La Norma considera que un elemento (viga) proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara lateral del nudo están cubierta por el elemento que llega al nudo.

Se hizo el análisis en la dirección de la viga V – 1 para la columna C -1 y se calculó la siguiente relación:

$$\frac{b}{h} = \frac{b_v}{h_v} \leq 0.75 \quad (25)$$

Se determinan los términos de b_v y h_v de la manera como se muestra en la Figura A4.5.1.

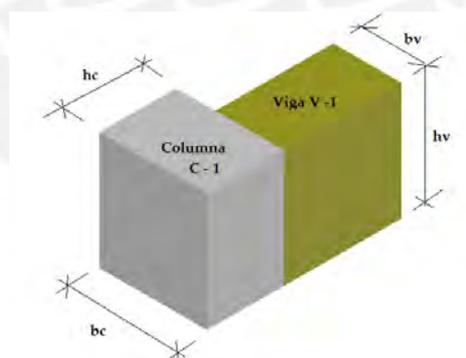


Figura A4.5.1: Unión de C – 1 y V – 1

Resultando:

$$\frac{b}{h} = \frac{b_v}{h_v} = \frac{12.5}{22.5} = 0.56 \leq 0.75$$

Por tanto, el nudo de la figura mostrada no está confinado.

A4.5.2 Revisión de la resistencia del nudo

La resistencia nominal del nudo, V_n , no debe ser mayor que la expresión mostrada:

$$V_R = 3.2\sqrt{f'c} A_j \quad (26)$$

Donde A_j es el área efectiva del nudo y se determina de la manera como se muestra en la Figura A4.5.2.

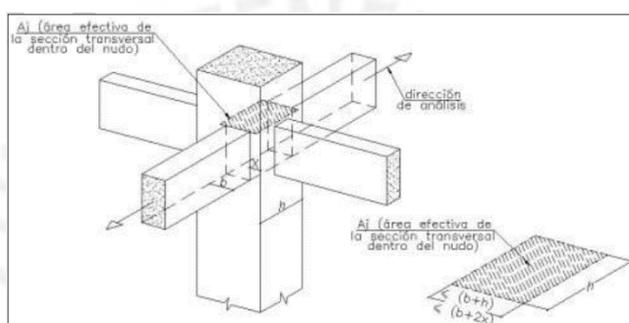


Figura A4.5.2: Área efectiva en el nudo

■ Cálculo del área efectiva del nudo

El área efectiva del nudo en la dirección de análisis, se determina calculando el producto de la profundidad del nudo (h_e) por su ancho efectivo (b_e). La Norma E.060 plantea para el ancho efectivo tomar el menor de los dos casos:

- El ancho de la viga más la profundidad del nudo.
- Dos veces la distancia del eje longitudinal de la viga al borde más cercano de la columna.

En el caso (a), b_e resultó:

$$b_e = 12.5 + 12.5 = 25\text{cm}$$

En el caso (b), b_e resultó:

$$b_e = 2 * 6.25 = 12.5 \text{ cm}$$

De los dos casos, el menor ancho efectivo es $b_e = 12.5 \text{ cm}$. Y el área efectiva igual a:

$$A_j = b_e * h_e = 12.5 * 12.5 = 156.25 \text{ cm}^2$$

■ Cálculo de V_R

Se calculó el valor límite de la resistencia nominal V_n del nudo:

$$V_R = 3.2\sqrt{175} * 156.25 \approx 6.61 \text{ Ton}$$

■ Cálculo del cortante en el nudo, V_U

Se calculó por equilibrio de las fuerzas horizontales que concurren al nudo, como se indica la Figura A3.5.3.

$$V_u (XX) = 1.25 * f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col} \quad (27)$$

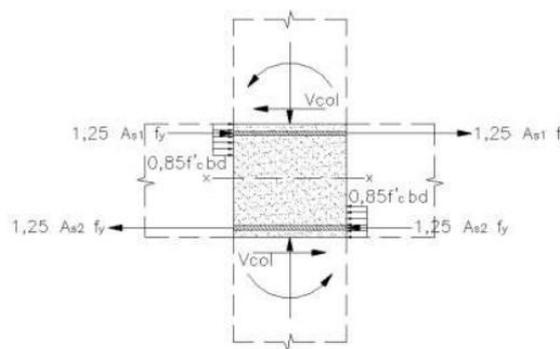


Figura A3.5.3: Fuerzas para el cálculo del cortante en el nudo

$$V_u (XX) = 1.25 * f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$$

Calculamos $V_u = 1.25 * 4200 * (2.0 + 1.50) - 2620 \approx 15\,755 \text{ kg}$

Se muestra que $V_u > V_R$ no cumple que el concreto resista el cortante.

Anexo V

Registro fotográfico de la construcción del módulo 780 - Pre, reforzado





Fotos 1, 2, 3 y 4. Proceso constructivo del Módulo reforzado. Encofrado de Vigas, Columnas y hormigonado de primer y segundo techos



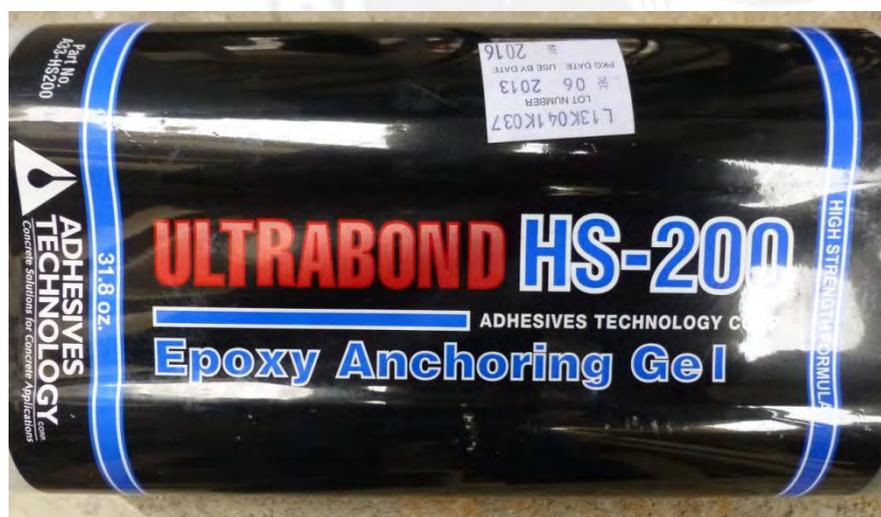
Fotos 5 y 6. Detalle de la secuencia de construcción de “Tabiques de albañilería”, con arriostres de borde



Fotos 7 y 8. Detalle de la secuencia de construcción de “Tabiques de albañilería”, con arriostres de borde de concreto armado, tanto en el primer piso, como en el segundo piso, con juntas de separación



Fotos 9, 10, 11 y 12. Elementos metálicos usados en la preparación de Marcos de Acero con Arriostres concéntricos, para implementar el “Sistema de Reforzamiento” del Módulo reforzado



Fotos 13, 14, 15, 16 y 17. Materiales para unir elementos metálicos de refuerzo y para fijarlos al pórtico: Electrodo de soldadura, Gel epóxico para sujeción de anclajes y Sistema de inyección (de aplicación)



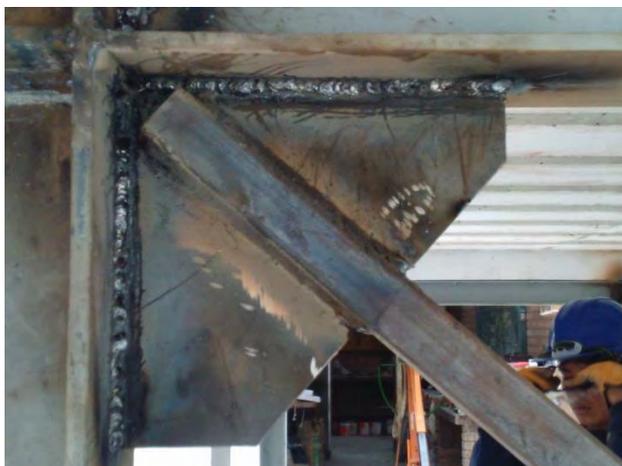
Fotos 18, 19, 20, 21 y 22. Ubicación los orificios realizados en la cara interior de las columnas y vigas, para sujetar el marco metálico de reforzamiento. Broca de perforación de 8mm.



Fotos 23. Al perforar las columnas, se presentaron dificultades, debido a la ubicación del refuerzo de la columna, razón por la que se tuvo que re-perforar. Sellado de orificios con material epóxico, para sujetar el marco metálico mediante pernos de anclaje.



Fotos 24 y 25. Proceso de sujeción y de soldado del marco metálico de reforzamiento del Módulo reforzado.



Fotos 26, 27, 28 y 29. Detalle de las uniones soldadas y de ubicación de los pernos de anclaje del marco metálico en columnas y vigas del Módulo reforzado



Fotos 30 y 31. Uniones soldadas, terminadas y protegidas con base anti-corrosiva, sujetas al Módulo reforzado, en la parte superior.



Fotos 32, 33 y 34. Uniones soldadas, terminadas y protegidas con base anti-corrosiva, sujetas al Módulo reforzado, en la base del pórtico. Además, detalle de la unión cartelada entre arriostres diagonales.



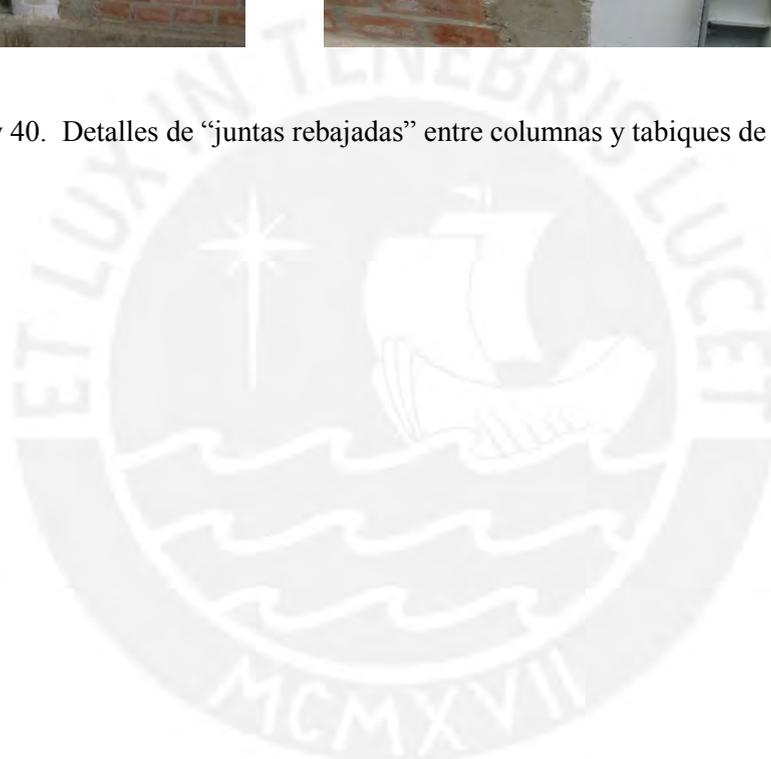
Fotos 35 y 36. Junta (huelgo) apreciable entre superficie exterior de las alas del perfil metálico y la superficie de concreto, debido a imperfecciones de “planitud” en caras interiores de vigas y columnas de concreto. Este hecho, requiere atención.



Fotos 37 y 38. Reforzamiento con marco metálico, adherido al Módulo reforzado, en condición final, previo al ensayo de simulación sísmica.



Fotos 39 y 40. Detalles de “juntas rebajadas” entre columnas y tabiques de albañilería.



Bibliografía

- Banco Mundial (2014). *Reporte 2: Bases y criterios de Priorización para el plan de reforzamiento estructural de edificaciones en locales escolares en Lima y Callao*. Lima, Perú.
- CISMID (2015). Producto 2: Desarrollo de tecnologías constructivas y prototipos de edificaciones seguras. Estudio 2: Comparación del comportamiento frente a cargas cíclicas de muros de albañilería informal sin reforzar y reforzada. Technical report, Lima, Perú.
- Crisafulli, F. (2012). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*.
- INEI (2013a). El Censo de Infraestructura Educativa (CIE). Technical report, Instituto Nacional de Estadísticas e Investigaciones de Perú (INEI), Lima, Perú.
- INEI (2013b). Glosario de términos. Censo de infraestructura Educativa. Technical report.
- Muñoz, A., Blondet, M., Rafael, A., Jurado, C., Navarro, L., Astorga, M., and Quintana, U. (2007). Reducción de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares peruanas en alto riesgo. Technical report.
- Muñoz, A. and Tinman, M. (2001). *El sismo de Arequipa del 2001 y la vulnerabilidad de las edificaciones peruanas*. Lima.
- NTE E.030 (2016). *Norma Técnica de Edificación NTE - E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima: Ministerio de Construcción, Vivienda y Saneamiento - SENCICO.
- NTE E.060 (2009). Norma Técnica de Edificación NTE - E.060 Concreto Armado. Technical report.
- NTE E.090 (2016). Norma Técnica de edificación NTE - E.090 Estructuras Metálicas. Technical report.
- Oviedo (2001). Métodos de reforzamiento en edificios de concreto armado. Technical report, OVIEDO INGENIERIA EIRL, Lima, Perú.
- Oviedo, S. (2006). Reforzamiento sísmico De colegios de concreto armado utilizando disipadores de energía. Technical report, Lima, Perú.

- Tantaleán, L. (2002). Reforzamiento en fibras de carbono. Technical report, Constructora RF SA, Lima, Perú.
- Terán, A. (2006). Proyecto de reparación de escuela tipo CAPFCE en zonas sísmicas C y D. Technical report, Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco.
- Tomažević, M. and Velechovsky, T. (1992). Some aspects of testing small-scale masonry building models on simple earthquake simulators. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21(11):945–963.

