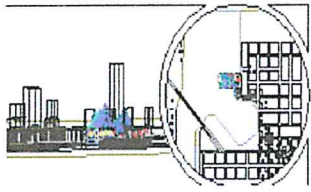


**TESIS:**

**VULNERABILIDAD SÍSMICA EN LAS EDIFICACIONES EDUCATIVAS  
PÚBLICAS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE AYAVIRI,  
PUNO - 2018**

**ANEXO “A”**

**ESTUDIO DE MECÁNICA  
DE SUELOS (EMS)**



*Alberto. Aza Gates*  
**INGENIERO CIVIL**  
C.I.P. 45972

# ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION

## PROYECTO:

**“ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TÉCNICO PARA LA ADECUACIÓN, MEJORAMIENTO Y SUSTITUCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA “NUESTRA SEÑORA DE ALTA GRACIA” – AYAVIRI – MELGAR - PUNO. SEDE PRINCIPAL.”**



**CONSORCIO SUELCO**  
*Ing. Jesús O. Ravello Sánchez*  
CIP: 52441  
JEFE DE EQUIPO

DIRECCIÓN : INSTITUCIÓN EDUCATIVA “NUESTRA SEÑORA DE ALTA GRACIA” – AYAVIRI – MELGAR - PUNO  
DISTRITO : AYAVIRI.  
PROVINCIA : MELGAR.  
DPTO : PUNO.

**CONSORCIO SUELCO**  
*Oswaldo F. Ravello Sánchez*  
REPRESENTANTE LEGAL

*[Signature]*  
**ING. LUIS TIPIAN MUÑANTE**  
REVISOR DE ESTUDIOS Y PROYECTOS - OINFE  
Reg. CIP/28355

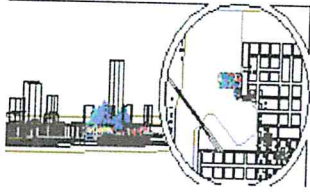
**DICIEMBRE 2,011**

*[Signature]*  
**LEONCIO ALBERTO AZA GATES**  
INGENIERO CIVIL  
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 45972

0647

# CONSULTOR EN OBRAS DE INGENIERIA CONSUCODE N° C 2151

001119



*Alberto. Aza Gates*  
**INGENIERO CIVIL**  
C.I.P. 45972

## 6.0 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

### 6.10 Profundidad de Cimentación

Tomando en cuenta la estratigrafía encontrada, las características del proyecto, y la máxima profundidad en la que se ha encontrado la grava bien graduada, se considera para efectos de cálculo una profundidad de cimentación mínima de un metro  $D_f=1.60m$ . A partir del nivel de piso terminado y siempre sobre el material arcillo limoso consistente, a la cual de ser necesario se deberá llegar con sobreexcavación, haciendo desplante con subcimiento.

### 6.20 Tipo de Cimentación

De acuerdo a las condiciones de suelo encontradas y lo observado en campo, se recomienda una cimentación con zapatas aisladas.

### 6.30 Cálculo de la Capacidad Portante

A la profundidad considerada, los cimientos se apoyarán sobre el suelo natural. Cuyas características de resistencia se han determinado a partir de las características del suelo, la densidad obtenida y ensayo de corte directo. Utilizándose para efectos de cálculo y de acuerdo a nuestra evaluación los siguientes resultados:

Suelo de fundación	Suelo
Angulo de fricción interna	$\Phi = 23.70^\circ$
Cohesión	$C = 0.014 \text{ Kg/cm}^2$ .
Densidad	$\gamma = 1.50 \text{ Tn/m}^3$ .

CONSORCIO SUELOS  
*Oswaldo Ravello Sánchez*  
C.I.P. 82441  
JEFE DE EQUIPO

CONSORCIO SUELOS

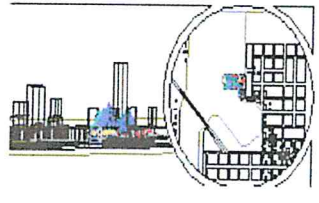
*Oswaldo Ravello Sánchez*  
REPRESENTANTE LEGAL

*Luis Tipian Muñante*  
ING. LUIS TIPIAN MUÑANTE  
REVISOR DE ESTUDIOS / PROYECTOS - OMBRE  
Reg. C/P. 28355

*Alberto Aza Gates*  
LEONCIO ALBERTO AZA GATES  
INGENIERO CIVIL  
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 45972

# CONSULTOR EN OBRAS DE INGENIERIA CONSUCODE N° C 2151

001118



*Alberto. Aza Gates*  
**INGENIERO CIVIL**  
C.I.P. 45972

Se considera para efectos de cálculo un valor de  $\gamma = 1.20\text{kg/cm}^3$ .  
Luego aplicando la relación propuesta por Karl Terzaghi la Capacidad Portante Admisible (criterio de falla general) será de:

$$Q_u = S_c \cdot C \cdot N_c + 0.50 \cdot S_\gamma \cdot B \cdot N_\gamma + S_q \cdot q \cdot N_q$$

Donde:

Profundidad de Cimentación	Df	= 1.60m
Factores Adimensionales	Nc	= 18.93
	Nq	= 9.31
	N $\gamma$	= 9.05
Factor de Seguridad	F.S.	= 3.00
	Qad	= q ult/FS

**Zapatatas aisladas (B=1.00m):**

$$Q_u = 39.36\text{ton/m}^2$$

$$Q_{ad} = 1.31\text{kg/cm}^2$$

### 6.40 Análisis de Asentamientos

CONSORCIO SUELCO  
*Jesús O. Ravello Sánchez*  
CIP: 62441  
1992 DE EQUIPO

Se ha adoptado el criterio de limitar el asentamiento total de la cimentación a 1" (2.54cm.). Así, el asentamiento elástico inicial según la Teoría de la elasticidad (Lambe y Withman, 1,969), está dado por:

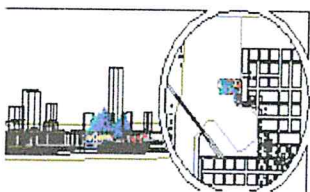
CONSORCIO SUELCO  
*Jesús O. Ravello Sánchez*  
OSWALDO RAVELLO SANCHEZ  
REPRESENTANTE LEGAL

$$s = \frac{\Delta q B(1-u^2)I_w}{E_s}$$

*[Signature]*  
ING. LUIS TIPIAN MUÑANTE  
REVISOR DE ESTUDIOS Y PROYECTOS - OINFE  
Reg. CIP 28355  
**LEONCIO ALBERTO AZA GATES**  
INGENIERO CIVIL  
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 45972

# CONSULTOR EN OBRAS DE INGENIERIA CONSUCODE N° C 2151

001115



*Alberto. Aza Gates*  
**INGENIERO CIVIL**  
C.I.P. 45972

## 8.00 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1.- Se ha verificado en la excavación, que el subsuelo del área en estudio está constituido de manera predominante por una intercalación de suelos.
- 2.- El proyecto a desarrollar en el terreno investigado será la ampliación de infraestructura educativa con edificaciones estructuradas bajo sistema convencional, cuyo uso estará destinado para la prestación de servicios educativos
- 3.- Se recomienda cimentar las estructuras a una profundidad mínima de 1.60 a partir del nivel de piso terminado, para un capacidad portante de 1.30 kg/cm<sup>2</sup>.
- 4.- Parámetros recomendados para el análisis sísmico.  
Factor de Tipo de Suelo,  $S = 1.4$   
Factor de Zonificación Sísmica,  $Z = 0.3$   
Periodo,  $T_p = 0.9$
- 5.- Los resultados de laboratorio indican que no habrá agresividad del suelo a la cimentación, por lo que se puede utilizar cemento portland tipo I.
- 6.- Para el diseño de muros de contención y calzadura, se utilizará un valor del coeficiente de empuje activo promedio de  $K_a = 0.43$ . Como módulo de reacción de la Subrasante se utilizará un  $K_s = 3 \text{ Kg/cm}^3$
- 7.- Asimismo, si al nivel de cimentación se encuentra un bolsón de suelos de relleno deberá profundizarse la cimentación hasta sobrepasarlo.

CONSORCIO  
SUELCO

*Jesús O. Ravello Sánchez*  
C.I.P. 62441  
JEFE DE EQUIPO

*Luis Tipian Muñante*  
ING. LUIS TIPIAN MUÑANTE  
REVISOR DE ESTUDIOS / PROYECTOS - OINEE

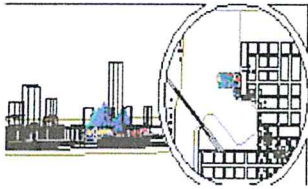
Reg. CIP. 28355

LEONCIO ALBERTO AZA GATES  
INGENIERO CIVIL

Reg. del Colegio de Ingenieros N° 45972

CONSORCIO  
SUELCO

REPRESENTANTE LEGAL



*Alberto. Aza Gates*  
**INGENIERO CIVIL**  
C.I.P. 45972

**RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN**

**Tipo de cimentación:** **Plateas de cimentación**

**Estrato de apoyo a la cimentación:** Suelo.

**Parámetros de diseño para la cimentación:**

**Profundidad de cimentación:** **Df=1.60m.**

**Presión admisible:** **Qadm=1.30 kg/cm<sup>2</sup>**

**Factor de seguridad:** 3

**Asentamiento máximo total:** **0.75".**

**Agresividad del suelo**

Baja, Usar cemento portland tipo I ó MS.

CONSORCIO  
SUELO  
*[Signature]*  
g. J. O. Ravello Sánchez  
CIP: 52441  
JEFE DE EQUIPO

*[Signature]*  
ING. LUIS TIPIAN MUÑANTE  
REVISOR DE ESTUDIOS Y PROYECTOS - OINFE  
Reg. C/R 28355

CONSORCIO  
SUELO  
*[Signature]*  
OSWALDO F. RAVELLO SANCHEZ  
REPRESENTANTE LEGAL

*[Signature]*  
LEONCIO ALBERTO AZA GATES  
INGENIERO CIVIL  
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 45972

**TESIS:**

**VULNERABILIDAD SÍSMICA EN LAS EDIFICACIONES EDUCATIVAS  
PÚBLICAS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE AYAVIRI,  
PUNO - 2018**

**ANEXO “B”**

**CONSTANCIA DE USO DE  
EQUIPOS DEL  
LABORATORIO DE  
CONSTRUCCIONES**



## CONSTANCIA DE USO DE EQUIPOS DEL LABORATORIO DE CONSTRUCCIONES

EL JEFE DEL LABORATORIO DE CONSTRUCCIONES - FICA.

HACE CONSTAR:

Que el testista, conducente a la obtención del título profesional de Ingeniería Civil Bach. **Wilfredo PACORI ARIZACA**, hizo uso de los equipos del laboratorio de construcciones - FICA, para realizar los ensayos requeridos para su proyecto de tesis titulado **“VULNERABILIDAD SÍSMICA EN LAS EDIFICACIONES EDUCATIVAS PUBLICAS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE AYAVIRI, PUNO - 2018”**.

Los ensayos realizados son los siguientes.

Nro.	ENSAYO	LUGAR
01	Ensayo con Esclerómetro	Ayaviri, Melgar



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
LABORATORIO DE CONSTRUCCIONES-FICA

MSc. Ing. Gino E. Laque Córdova  
JEFE DE LABORATORIO

Ing. GINO LAQUE CORDOVA

Jefe de Lab. De Construcciones de la EPIC



**TESIS:**

**VULNERABILIDAD SÍSMICA EN LAS EDIFICACIONES EDUCATIVAS  
PÚBLICAS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE AYAVIRI,  
PUNO - 2018**

**ANEXO “C”**

**ENSAYO DE  
ESCLEROMETRÍA**

## DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MARTILLO SCHMIDT, SERIE 1L0198

### NORMAS:

- EN 12504: Part 2
- ASTM C805
- DIN 1048
- BS 1881:202
- NF P18-417.



### APLICACIÓN:

Se utiliza para detectar la resistencia a la compresión del concreto en base a una curva de calibración dada dentro de la gama de 10-70 Mpa y tiene la energía estándar de sistema de 2.207J. El sistema de indicación de tamaño mediano resiliometer con tipo de puntero de lectura directa se fabricó bajo la supervisión del jefe de la unidad de formulación de las normas Nacionales de medición y el reglamento técnico de rebote, método de detección de resistencia a la compresión de concreto.

### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- Fuerza de medición varía: 10-60 Mpa.
- Energía de impacto normal: 2.207 J.
- Rango de medición: de 10 a 70 N/mm<sup>2</sup>.
- Golpe de martillo: 75mm
- La fuerza de fricción del deslizador puntero:  $0.5 \pm 8$  N
- Esférica radio varilla: 25 mm $\pm$ 1 mm
- Dimensiones: dia. 54  $\times$  278mm
- Peso aproximado: 2 kg



## ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA O NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO

**NOMBRE DEL PROYECTO:** I. E. S. Nuestra Señora de Alta Gracia

**LUGAR:** Ciudad de Ayaviri – Melgar - Puno

**AÑO DE CONSTRUCCIÓN:** 2005

**ENTIDAD EJECUTORA:** Gobierno Regional de Puno

**NÚMERO DE NIVELES:** 02 Niveles

**FECHA DEL ENSAYO:** 23/08/2018

**HORA DEL ENSAYO:** 8:00 am.



### CÁLCULO DEL TAMAÑO DE MUESTRA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Como se conoce el tamaño de la población de los elementos estructurales de la edificación, entonces el tamaño de la muestra se calcula con la fórmula:

$$n = \frac{Z^2 \times N \times p \times q}{e^2 \times (N - 1) + (Z^2 \times p \times q)} \dots\dots\dots \text{Ec.C.1}$$

Donde, Z: Niveles de confianza para 95% ( $Z = 1.96$ ).

p: Probabilidad de éxito que se asignó ( $p = 0.95$ ).

q: Probabilidad de fracaso ( $q = 1 - p = 0.05$ ).

N: Tamaño de la población "N" (Se conoce puesto que es finito).

e: Error de estimación máximo aceptado ( $e = 10\%$ ).

n: Tamaño de la muestra.

En columnas reemplazando a la ec. (C.1) para una población de ( $N = 28$ ) y ( $p \times q = 0.0475$ ):

$$n = \frac{(1.96)^2 (28)(0.0475)}{(0.10)^2 (28 - 1) + (1.96^2)(0.0475)} = 11$$

En vigas reemplazando a la ec. (C.1) para una población de ( $N = 37$ ) y ( $p \times q = 0.0475$ ):

$$n = \frac{(1.96)^2 (28)(0.0475)}{(0.10)^2 (28 - 1) + (1.96^2)(0.0475)} = 12$$

### PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO DEL ESCLERÓMETRO

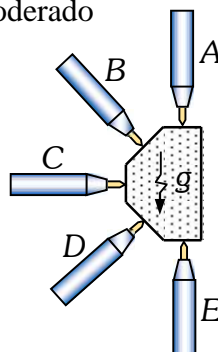
**NORMAS UTILIZADAS:** NTP 339.181: 2001, ASTM C 805 – 97, ACI 228.2R-98

**ESCLERÓMETRO:** Martillo Schmidt analógico.

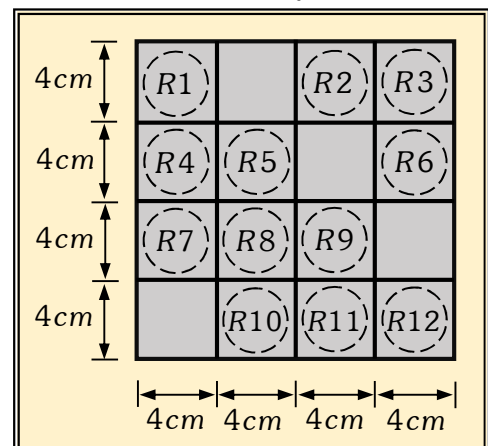
**SERIE:** 1L0198

**EXPOSICIÓN DEL AMBIENTE:** Moderado

DESCRIPCIÓN	Angulo de giro
Posición A	-90°
Posición B	-45°
Posición C	0°
Posición D	+45°
Posición E	+90°

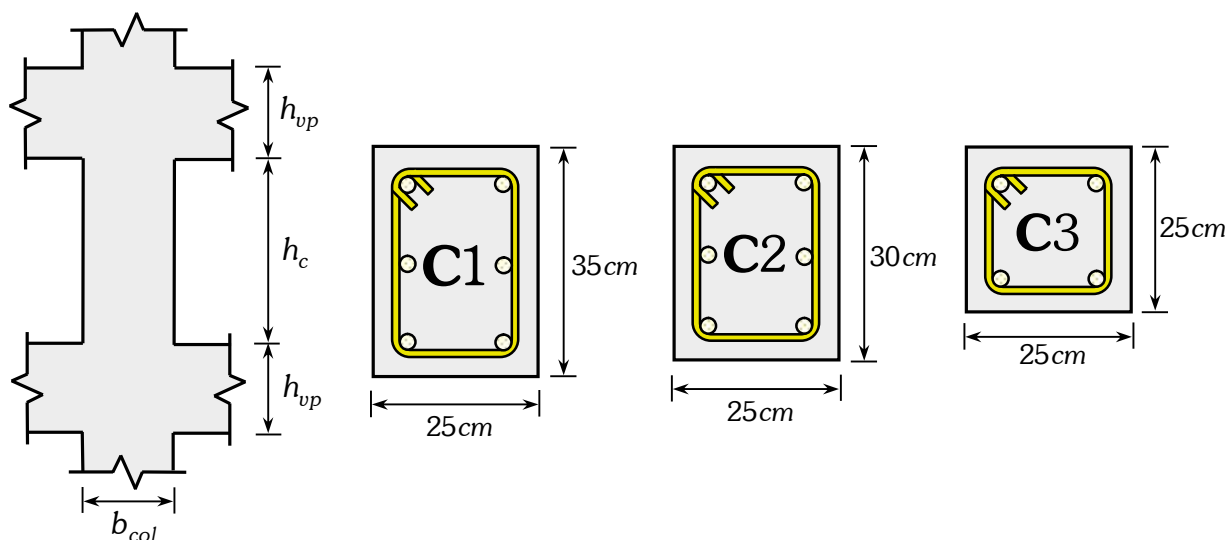


### AREA DE ENSAYO



## ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA PARA COLUMNAS

A continuación, se muestran las secciones de las columnas.



TAMAÑO DE LA MUESTRA "n": 11 columnas

Tabla C.1 Ensayo esclerométrico para las columnas de la I. E. S. Nuestra Señora de Alta Gracia

Nro.	DESCRIPCION	Angulo de disparo	Número de rebotes												Promedio (x)	Resistencia (Kg/cm <sup>2</sup> )
			R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12		
01	Eje 6-6, con Eje D-D, C-1 (Primer Nivel)	0°	32	33	33	35	35	36	35	34	34	37	36	35	35	325.40
02	Eje 5-5, con Eje D-D, C-1 (Primer Nivel)	0°	34	35	37	35	34	39	37	35	37	36	36	35	36	342.43
03	Eje 3-3, con Eje D-D, C-1 (Primer Nivel)	0°	36	36	35	35	35	36	34	35	32	33	35	35	35	325.40
04	Eje 6-6, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	0°	32	31	30	31	29	32	27	29	30	27	28	32	30	243.78
05	Eje 4-4, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	0°	31	30	32	30	32	32	30	32	31	29	28	31	31	259.63
06	Eje 2-2, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	0°	34	29	31	30	28	33	32	29	30	28	27	30	30	243.78
07	Eje 2-2, con Eje D-D, C-3 (Segundo Nivel)	0°	28	28	30	29	29	28	32	30	27	31	31	31	30	243.78
08	Eje 2-2, con Eje B-B, C-1 (Segundo Nivel)	0°	29	30	35	29	28	30	31	29	32	27	31	31	30	243.78
09	Eje 3-3, con Eje D-D, C-1 (Segundo Nivel)	0°	28	31	31	28	27	30	28	33	31	27	34	29	30	243.78
10	Eje 4-4, con Eje D-D, C-1 (Segundo Nivel)	0°	39	39	37	37	38	36	32	35	37	35	36	34	36	342.43
11	Eje 6-6, con Eje D-D, C-1 (Segundo Nivel)	0°	33	34	37	33	37	33	34	37	36	36	35	35	35	325.40

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Los cuadros con áreas sombreadas, indican que el ensayo se realizó sobre la superficie de tarrajeo en los elementos estructurales, y que en los factores de corrección se analizó para un espesor de 1.5cm, además se aplicó en una superficie seca.



## Factores de corrección del índice esclerométrico

### a. Carbonatación superficial del concreto

Para hallar la carbonatación superficial del concreto se consideró a partir de la tabla 4.2 del E.060 concreto armado, una relación máxima agua cemento de " $A/C = 0.45$ ", para una edad de " $t = 13$ " años y para los factores de " $r_1 = 1, r_2 = 1, r_3 = 1$ " presentados la tabla 3. Reemplazando en la fórmula (C.2) se obtuvo.

$$C = R \sqrt{\frac{((A/C) - 0.25)^2}{0.345 + 0.9(A/C)}} t, \quad R = r_1 \times r_2 \times r_3 \dots \dots \dots \text{Ec.C.2}$$

$$C = (1) \sqrt{\frac{((0.45) - 0.25)^2}{0.345 + 0.9(0.45)}} (13), = 0.832 \text{ mm.}$$

### b. Tipo de cemento

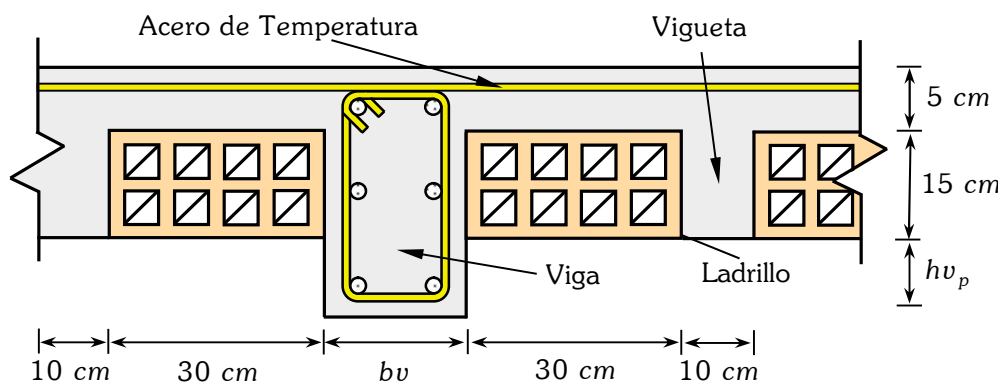
De acuerdo a la figura 23 para la corrección por tipo de cemento se utilizó la curva de cemento Portland de CPA 250/315 nomenclatura más usada en las normas francesas para el cemento, el cual indica que se trata en un porcentaje mayor de productos puros y 250 kilos a la compresión a los 7 días y 315 kilos a compresión a los 28 días de mortero plástico.

Tabla C.2 Factores de corrección para columnas con el ensayo obtenido

Nro.	DESCRIPCION	Prom. ( $\bar{x}$ )	Resistencia a compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Factor de corrección de Laboratorio	Factor de corrección por Carbonata.	Factor de corr. por humedad Superficial	Factor de corrección por capas diferentes	Factor de corrección por tipo cemento	Resistencia a compresión corregida (Kg/cm <sup>2</sup> )
01	Eje 6-6, con Eje D-D, C-1 (Primer Nivel)	35	325.40	1.113	1.207	0.909	0.429	0.957	300.30
02	Eje 5-5, con Eje D-D, C-1 (Primer Nivel)	36	342.43	1.113	1.173	0.905	0.444	0.961	314.84
03	Eje 3-3, con Eje D-D, C-1 (Primer Nivel)	35	325.40	1.113	1.207	0.909	0.429	0.957	300.30
04	Eje 6-6, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	30	243.78	1.113	1.408	0.922	1.000	0.949	262.92
05	Eje 4-4, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	31	259.63	1.113	1.363	0.920	1.000	0.948	277.52
06	Eje 2-2, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	30	243.78	1.113	1.408	0.922	1.000	0.949	262.92
07	Eje 2-2, con Eje D-D, C-3 (Segundo Nivel)	30	243.78	1.113	1.408	0.922	1.000	0.949	262.92
08	Eje 2-2, con Eje B-B, C-1 (Segundo Nivel)	30	243.78	1.113	1.408	0.922	1.000	0.949	262.92
09	Eje 3-3, con Eje D-D, C-1 (Segundo Nivel)	30	243.78	1.113	1.408	0.922	1.000	0.949	262.92
10	Eje 4-4, con Eje D-D, C-1 (Segundo Nivel)	36	342.43	1.113	1.173	0.905	0.444	0.961	314.84
11	Eje 6-6, con Eje D-D, C-1 (Segundo Nivel)	35	325.40	1.113	1.207	0.909	0.429	0.957	300.30
Resistencia a la compresión en columnas ( $f_c$ ) Kg/cm <sup>2</sup>									284.00
Desviación estándar (s) Kg/cm <sup>2</sup>									22.276

Fuente: Elaboración Propia

**ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA EN VIGAS Y LOSAS**



**NORMA E 070:**  
**ALBAÑILERÍA**  
**Capítulo 04:**  
**Procedimiento de la construcción**  
*Indica que las vigas peraltadas, serán vaciadas de una sola vez en conjunto con la losa del techo.*

**TAMAÑO DE LA MUESTRA "n": 12 vigas**

Tabla C.3 *Ensayo esclerométrico para las vigas y losas de la I. E. S. Nuestra Señora de Alta Gracia*

Nro.	DESCRIPCION	Angulo de disparo	Número de rebotes												Promedio (x̄)	Resistencia (Kg/cm <sup>2</sup> )
			R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12		
01	Eje 2-2, entre Eje A-B (Primer Nivel)	0°	36	36	35	36	34	34	36	37	34	35	34	35	35	325.40
02	Eje 2-2, entre Eje B-D (Primer Nivel)	0°	33	34	33	35	36	34	33	37	35	35	34	33	34	308.60
03	Eje 2-2, entre Eje D-D vol. (Primer Nivel)	+90°	35	31	35	30	31	30	35	31	30	31	32	35	32	205.02
04	Eje 3-3, entre Eje A-D (Primer Nivel)	+90°	35	34	30	35	34	33	32	34	30	30	33	30	33	221.90
05	Eje 5-5, entre Eje A-D (Primer Nivel)	+90°	33	33	35	34	34	33	30	34	32	33	32	35	33	221.90
06	Eje 6-6, entre Eje C-D (Primer Nivel)	0°	26	30	28	27	27	29	27	30	30	31	27	30	29	228.16
07	Eje 6-6, entre Eje D-D vol. (Primer Nivel)	0°	28	27	31	30	28	31	29	27	30	28	30	30	29	228.16
08	Eje 2-2, entre Eje B-D (Segundo Nivel)	0°	30	27	28	30	29	31	29	28	30	31	27	30	29	228.16
09	Eje 3-3, entre Eje A-D (Segundo Nivel)	+90°	32	31	32	31	32	35	33	34	34	31	31	35	33	221.90
10	Eje 3-3, entre Eje D-D vol. (Segundo Nivel)	0°	36	34	32	35	34	35	35	34	35	35	35	34	35	325.40
11	Eje 5-5, entre Eje A-D (Segundo Nivel)	+90°	36	37	36	38	37	38	37	39	40	36	37	38	37	290.93
12	Eje 4-4, entre Eje D-D vol. (Segundo Nivel)	0°	35	34	35	35	34	34	37	38	36	34	36	35	35	325.40

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Los cuadros con áreas sombreadas, indican que el ensayo se realizó sobre la superficie de tarrajeo en los elementos estructurales, y que en los factores de corrección se analizó para un espesor de 1.5cm, además se aplicó en una superficie seca.

Con respecto a las vigas y losas se tomaron muestras de las vigas principales debido a que su proceso constructivo es monolítico.



## Factores de corrección del índice esclerométrico

### a. Carbonatación superficial del concreto

Para hallar la carbonatación superficial del concreto se consideró a partir de la tabla 4.2 del E.060 concreto armado, una relación máxima agua cemento de " $A/C = 0.45$ ", para una edad de " $t = 13$ " años y para los factores de " $r_1 = 1, r_2 = 1, r_3 = 1$ " presentados la tabla 3. Reemplazando en la fórmula (C.2) se obtuvo el valor de  $C = 0.832$  mm.

### b. Tipo de cemento

De acuerdo a la figura 23 para la corrección por tipo de cemento se utilizó la curva de cemento Portland de CPA 250/315 nomenclatura más usada en las normas francesas para el cemento, el cual indica que se trata en un porcentaje mayor de productos puros y 250 kilos a la compresión a los 7 días y 315 kilos a compresión a los 28 días de mortero plástico.

Tabla C.4 Factores de corrección para vigas con el ensayo obtenido

Nro.	DESCRIPCION	Prom. ( $\bar{x}$ )	Resistencia a compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Factor de corrección de Laboratorio	Factor de corrección por Carbonata.	Factor de corr. por humedad Superficial	Factor de corrección por capas diferentes	Factor de corrección por tipo cemento	Resistencia a compresión corregida (Kg/cm <sup>2</sup> )
01	Eje 2-2, entre Eje A-B (Primer Nivel)	35	325.40	1.113	1.000	0.909	0.429	0.957	286.827
02	Eje 2-2, entre Eje B-D (Primer Nivel)	34	308.60	1.113	1.000	0.912	0.412	0.953	270.977
03	Eje 2-2, entre Eje D-D vol. (Primer Nivel)	32	205.02	1.113	1.320	1.380	1.000	1.276	249.672
04	Eje 3-3, entre Eje A-D (Primer Nivel)	33	221.90	1.113	1.280	1.341	1.000	1.251	265.642
05	Eje 5-5, entre Eje A-D (Primer Nivel)	33	221.90	1.113	1.280	1.341	1.000	1.251	265.642
06	Eje 6-6, entre Eje C-D (Primer Nivel)	29	228.16	1.113	1.457	0.923	1.000	0.952	248.467
07	Eje 6-6, entre Eje D-D vol. (Primer Nivel)	29	228.16	1.113	1.457	0.923	1.000	0.952	248.467
08	Eje 2-2, entre Eje B-D (Segundo Nivel)	29	228.16	1.113	1.457	0.923	1.000	0.952	248.467
09	Eje 3-3, entre Eje A-D (Segundo Nivel)	33	221.90	1.113	1.280	1.341	1.000	1.251	265.642
10	Eje 3-3, entre Eje D-D vol. (Segundo Nivel)	35	325.40	1.113	1.000	0.909	0.429	0.957	286.827
11	Eje 5-5, entre Eje A-D (Segundo Nivel)	37	290.93	1.113	1.000	1.226	0.459	1.195	290.542
12	Eje 4-4, entre Eje D-D vol. (Segundo Nivel)	35	325.40	1.113	1.000	0.909	0.429	0.957	286.827
Resistencia a la compresión en vigas (f'c) Kg/cm <sup>2</sup>									267.83
Desviación estándar (s) Kg/cm <sup>2</sup>									16.726

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Para los factores de corrección en la calibración de los resultados del ensayo de esclerómetro se usó la metodología realizada del INTEMAC y Gómez (1987), donde el valor de la desviación estándar nos sirve para dar una medida de la dispersión en la misma dimensión en que están los datos.



## ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA O NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO

**NOMBRE DEL PROYECTO:** I. E. P. 70480 Niño Jesús de Praga

**LUGAR:** Ciudad de Ayaviri – Melgar - Puno

**AÑO DE CONSTRUCCIÓN:** 2008

**ENTIDAD EJECUTORA:** INFES

**NÚMERO DE NIVELES:** 02 Niveles

**FECHA DEL ENSAYO:** 23/08/2018

**HORA DEL ENSAYO:** 10:20 am.



### CÁLCULO DEL TAMAÑO DE MUESTRA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Como se conoce el tamaño de la población de los elementos estructurales de la edificación, entonces el tamaño de la muestra se calcula con la fórmula:

$$n = \frac{Z^2 \times N \times p \times q}{e^2 \times (N - 1) + (Z^2 \times p \times q)} \dots\dots\dots \text{Ec.C.3}$$

- Donde, Z: Niveles de confianza para 95% (Z = 1.96) .
- p: Probabilidad de éxito que se asignó (p = 0.95) .
- q: Probabilidad de fracaso (q = 1 – p = 0.05) .
- N: Tamaño de la población “N” (Se conoce puesto que es finito).
- e : Error de estimación máximo aceptado (e = 10%) .
- n: Tamaño de la muestra.

En columnas reemplazando a la ec. (C.3) para una población de (N = 46) y (p × q = 0.0475) :

$$n = \frac{(1.96)^2 (46)(0.0475)}{(0.10)^2 (46 - 1) + (1.96^2)(0.0475)} = 13$$

En vigas reemplazando a la ec. (C.3) para una población de (N = 68) y (p × q = 0.0475) :

$$n = \frac{(1.96)^2 (68)(0.0475)}{(0.10)^2 (68 - 1) + (1.96^2)(0.0475)} = 15$$

### PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO DEL ESCLERÓMETRO

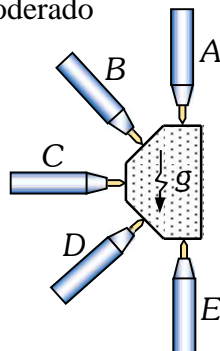
**NORMAS UTILIZADAS:** NTP 339.181: 2001, ASTM C 805 – 97, ACI 228.2R-98

**ESCLERÓMETRO:** Martillo Schmidt analógico.

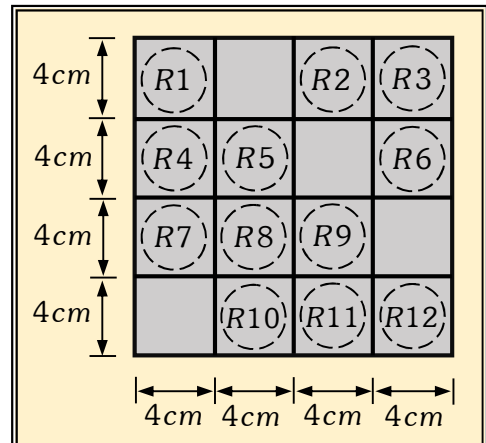
**SERIE:** 1L0198

**EXPOSICIÓN DEL AMBIENTE:** Moderado

DESCRIPCIÓN	Angulo de giro
Posición A	-90°
Posición B	-45°
Posición C	0°
Posición D	+45°
Posición E	+90°

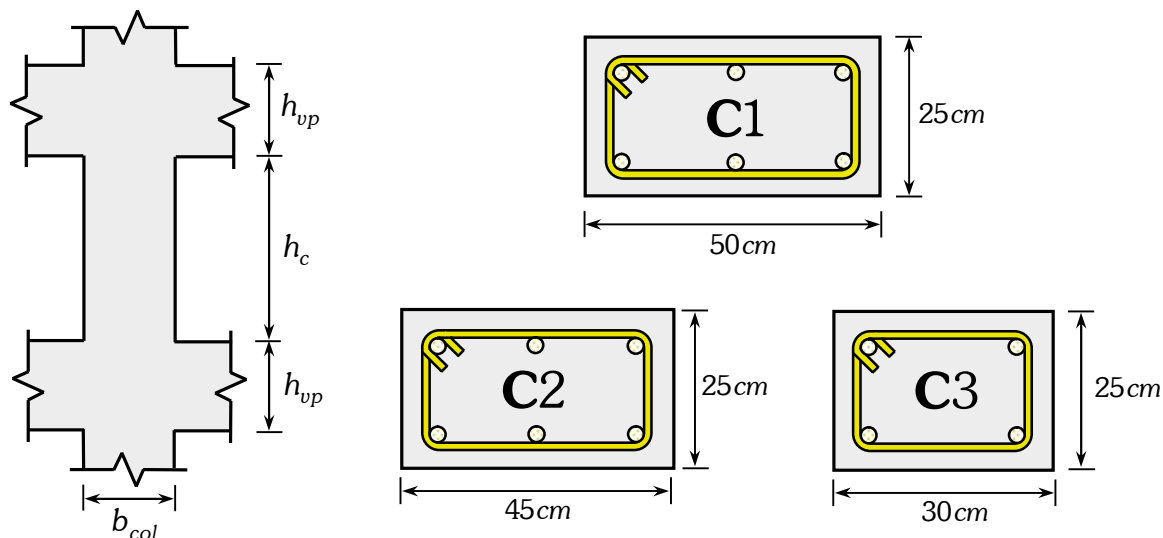


### AREA DE ENSAYO





## ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA PARA COLUMNAS



TAMAÑO DE LA MUESTRA "n": 13 columnas

Tabla C.5 Ensayo esclerómetro para las columnas de la I. E. P. 70480 Niño Jesus de Praga

Nro.	DESCRIPCION	Angulo de disparo	Número de rebotes												Promedio ( $\bar{x}$ )	Resistencia (Kg/cm <sup>2</sup> )
			R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12		
01	Eje 1-1, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	0°	31	29	29	33	32	30	32	31	33	30	29	31	31	259.63
02	Eje 5-5, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	0°	29	32	27	31	31	27	30	28	32	30	28	30	30	243.78
03	Eje 6-6, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	0°	35	36	36	34	35	37	36	34	36	37	37	35	36	342.43
04	Eje 9-9, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	0°	32	29	31	33	34	33	29	31	30	30	33	32	31	259.63
05	Eje 2'-2', con Eje a-a, C-3 (Primer Nivel)	0°	28	29	28	32	31	30	30	28	32	31	31	28	30	243.78
06	Eje 3-3, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	0°	37	37	36	34	34	36	36	35	34	37	35	37	36	342.43
07	Eje 7-7, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	0°	34	35	36	34	34	35	35	34	36	36	35	33	35	325.40
08	Eje 1-1, con Eje C-C, C-1 (Segundo Nivel)	0°	32	32	31	30	29	29	31	29	31	28	28	29	30	243.78
09	Eje 2-2, con Eje C-C, C-1 (Segundo Nivel)	0°	34	35	36	34	35	36	34	35	35	34	33	36	35	325.40
10	Eje 3-3, con Eje C-C, C-1 (Segundo Nivel)	0°	36	33	34	34	34	35	37	37	35	35	34	34	35	325.40
11	Eje 5-5, con Eje C-C, C-1 (Segundo Nivel)	0°	35	35	34	34	34	35	36	34	34	33	34	35	34	308.60
12	Eje 7-7, con Eje C-C, C-1 (Segundo Nivel)	0°	35	36	37	38	35	37	38	37	35	34	35	34	36	342.43
13	Eje 9-9, con Eje C-C, C-1 (Segundo Nivel)	0°	33	27	29	29	28	28	29	30	30	30	34	31	30	243.78

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Los cuadros con áreas sombreadas, indican que el ensayo se realizó sobre la superficie de tarrajeo en los elementos estructurales, y que en los factores de corrección se analizó para un espesor de 1.5cm, además se aplicó en una superficie seca.



**Factores de corrección del índice esclerométrico**

**a. Carbonatación superficial del concreto**

Para hallar la carbonatación superficial del concreto se consideró a partir de la tabla 4.2 del E.060 concreto armado, una relación máxima agua cemento de "A / C = 0.45", para una edad de "t = 10" años y para los factores de "r<sub>1</sub> = 1, r<sub>2</sub> = 1, r<sub>3</sub> = 1" presentados la tabla 3. Reemplazando en la fórmula (C.4) se obtuvo.

$$C = R \sqrt{\frac{((A/C) - 0.25)^2}{0.345 + 0.9(A/C)}} t, \quad R = r_1 \times r_2 \times r_3 \dots \dots \dots \text{Ec.C.4}$$

$$C = (1) \sqrt{\frac{((0.45) - 0.25)^2}{0.345 + 0.9(0.45)}} (10), = 0.730 \text{ mm.}$$

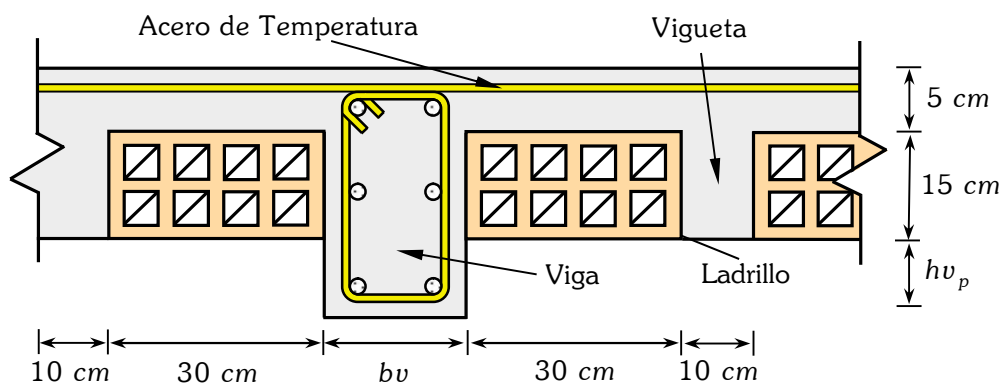
Tabla C.6 Factores de corrección para columnas con el ensayo obtenido

Nro.	DESCRIPCION	Prom. (x̄)	Resistencia a compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Factor de corrección de Laboratorio	Factor de corrección por Carbonata.	Factor de corr. por humedad Superficial	Factor de corrección por capas diferentes	Factor de corrección por tipo cemento	Resistencia a compresión corregida (Kg/cm <sup>2</sup> )
01	Eje 1-1, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	31	259.63	1.113	1.351	0.920	1.000	0.948	276.908
02	Eje 5-5, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	30	243.78	1.113	1.396	0.922	1.000	0.949	262.327
03	Eje 6-6, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	36	342.43	1.113	1.163	0.905	0.444	0.961	314.146
04	Eje 9-9, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	31	259.63	1.113	1.351	0.920	1.000	0.948	276.908
05	Eje 2'-2', con Eje a-a, C-3 (Primer Nivel)	30	243.78	1.113	1.396	0.922	1.000	0.949	262.327
06	Eje 3-3, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	36	342.43	1.113	1.163	0.905	0.444	0.961	314.146
07	Eje 7-7, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	35	325.40	1.113	1.196	0.909	0.429	0.957	299.613
08	Eje 1-1, con Eje C-C, C-1 (Segundo Nivel)	30	243.78	1.113	1.396	0.922	1.000	0.949	262.327
09	Eje 2-2, con Eje C-C, C-1 (Segundo Nivel)	35	325.40	1.113	1.196	0.909	0.429	0.957	299.613
10	Eje 3-3, con Eje C-C, C-1 (Segundo Nivel)	35	325.40	1.113	1.196	0.909	0.429	0.957	299.613
11	Eje 5-5, con Eje C-C, C-1 (Segundo Nivel)	34	308.60	1.113	1.232	0.912	0.412	0.953	285.275
12	Eje 7-7, con Eje C-C, C-1 (Segundo Nivel)	36	342.43	1.113	1.163	0.905	0.444	0.961	314.146
13	Eje 9-9, con Eje C-C, C-1 (Segundo Nivel)	30	243.78	1.113	1.396	0.922	1.000	0.949	262.327
Resistencia a la compresión en columnas (f'c) Kg/cm <sup>2</sup>									286.90
Desviación estándar (s) Kg/cm <sup>2</sup>									21.075

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Para los factores de corrección en la calibración de los resultados del ensayo de esclerómetro se usó la metodología realizada del INTEMAC y Gómez (1987), donde el valor de la desviación estándar nos sirve para dar una medida de la dispersión en la misma dimensión en que están los datos.

**ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA EN VIGAS Y LOSAS**



**NORMA E 070:**  
**ALBAÑILERÍA**  
**Capítulo 04:**  
**Procedimiento de la construcción**  
*Indica que las vigas peraltadas, serán vaciadas de una sola vez en conjunto con la losa del techo.*

**TAMAÑO DE LA MUESTRA "n": 15 vigas**

Tabla C.7 Número de rebotes obtenidos para las vigas de la I. E. P. 70480 Niño Jesus de Praga

Nro.	DESCRIPCION	Angulo de disparo	Número de rebotes												Promedio (x̄)	Resistencia (Kg/cm²)
			R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12		
01	Eje 1-1, entre Eje A-B (Primer Nivel)	0°	31	30	28	31	31	28	30	27	29	30	28	31	30	243.78
02	Eje 1-2, entre Eje A-A (Primer Nivel)	0°	30	32	29	29	28	30	33	28	34	33	29	34	31	259.63
03	Eje 5-6, entre Eje A-A (Primer Nivel)	0°	30	29	32	30	34	30	34	32	34	31	34	33	32	275.72
04	Eje 7-8, entre Eje A-A (Primer Nivel)	0°	33	32	34	33	35	34	33	32	33	34	34	32	33	292.04
05	Eje 2-2, entre Eje C-C vol. (Primer Nivel)	+90°	35	37	36	35	37	36	36	37	37	37	36	37	36	273.45
06	Eje 4-4, entre Eje C-C vol. (Primer Nivel)	+90°	37	37	36	35	36	38	36	35	36	35	35	37	36	273.45
07	Eje 8-8, entre Eje C-C vol. (Primer Nivel)	+90°	34	36	35	34	34	36	36	35	33	32	32	34	34	238.94
08	Eje 9-9, entre Eje C-C vol. (Primer Nivel)	+90°	35	35	34	36	36	35	36	35	34	35	33	35	35	256.12
09	Eje 2-2, entre Eje A-C (Segundo Nivel)	+90°	36	36	35	33	35	32	33	32	36	33	34	34	34	308.60
10	Eje 2-3, entre Eje C-C (Segundo Nivel)	0°	33	34	34	34	35	35	29	32	32	31	34	35	33	292.04
11	Eje 4-5, entre Eje C-C (Segundo Nivel)	0°	30	30	30	29	29	31	32	33	31	30	33	31	31	259.63
12	Eje 5-6, entre Eje C-C (Segundo Nivel)	0°	30	30	28	29	29	32	29	29	28	29	28	31	29	228.16
13	Eje 6-6, entre Eje A-C (Segundo Nivel)	+90°	30	31	30	33	33	34	33	32	32	31	34	30	32	205.02
14	Eje 8-9, entre Eje C-C (Segundo Nivel)	0°	30	30	31	29	30	30	29	32	32	30	29	31	30	243.78
15	Eje 1-1, entre Eje C-C vol. (Segundo Nivel)	0°	29	31	30	29	29	31	32	27	31	30	29	28	30	243.78

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Los cuadros con áreas sombreadas, indican que el ensayo se realizó sobre la superficie de tarrajeo en los elementos estructurales, y que en los factores de corrección se analizó para un espesor de 1.5cm, además se aplicó en una superficie seca. Con respecto a las vigas y losas se tomaron muestras de las vigas principales debido a que su proceso constructivo es monolítico.



## Factores de corrección del índice esclerométrico

### a. Carbonatación superficial del concreto

Para hallar la carbonatación superficial del concreto se consideró a partir de la tabla 4.2 del E.060 concreto armado, una relación máxima agua cemento de " $A/C = 0.45$ ", para una edad de " $t = 10$ " años y para los factores de " $r_1 = 1, r_2 = 1, r_3 = 1$ " presentados la tabla 3. Reemplazando en la fórmula (C.4) se obtuvo el valor de  $C = 0.730$  mm.

### b. Tipo de cemento

De acuerdo a la figura 23 para la corrección por tipo de cemento se utilizó la curva de cemento Portland de CPA 250/315 nomenclatura más usada en las normas francesas para el cemento, el cual indica que se trata en un porcentaje mayor de productos puros y 250 kilos a la compresión a los 7 días y 315 kilos a compresión a los 28 días de mortero plástico.

Tabla C.8 Factores de corrección para vigas con el ensayo obtenido

Nro.	DESCRIPCION	Prom. (x)	Resistencia a compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Factor de corrección de Laboratorio	Factor de corrección por Carbonata.	Factor de corr. por humedad Superficial	Factor de corrección por capas diferentes	Factor de corrección por tipo cemento	Resistencia a compresión corregida (Kg/cm <sup>2</sup> )
01	Eje 1-1, entre Eje A-B (Primer Nivel)	30	243.78	1.113	1.396	0.922	1.000	0.949	262.327
02	Eje 1-2, entre Eje A-A (Primer Nivel)	31	259.63	1.113	1.351	0.920	1.000	0.948	276.908
03	Eje 5-6, entre Eje A-A (Primer Nivel)	32	275.72	1.113	1.309	0.918	0.375	0.949	257.175
04	Eje 7-8, entre Eje A-A (Primer Nivel)	33	292.04	1.113	1.269	0.915	0.394	0.951	271.130
05	Eje 2-2, entre Eje C-C vol. (Primer Nivel)	36	273.45	1.113	1.163	1.250	0.444	1.204	283.023
06	Eje 4-4, entre Eje C-C vol. (Primer Nivel)	36	273.45	1.113	1.163	1.250	0.444	1.204	283.023
07	Eje 8-8, entre Eje C-C vol. (Primer Nivel)	34	238.94	1.113	1.232	1.307	1.000	1.231	281.158
08	Eje 9-9, entre Eje C-C vol. (Primer Nivel)	35	256.12	1.113	1.196	1.277	1.000	1.216	297.241
09	Eje 2-2, entre Eje A-C (Segundo Nivel)	34	308.60	1.113	1.232	0.912	0.412	0.953	285.275
10	Eje 2-3, entre Eje C-C (Segundo Nivel)	33	292.04	1.113	1.269	0.915	0.394	0.951	271.130
11	Eje 4-5, entre Eje C-C (Segundo Nivel)	31	259.63	1.113	1.351	0.920	1.000	0.948	276.908
12	Eje 5-6, entre Eje C-C (Segundo Nivel)	29	228.16	1.113	1.444	0.923	1.000	0.952	247.890
13	Eje 6-6, entre Eje A-C (Segundo Nivel)	32	205.02	1.113	1.309	1.380	1.000	1.276	249.202
14	Eje 8-9, entre Eje C-C (Segundo Nivel)	30	243.78	1.113	1.396	0.922	1.000	0.949	262.327
15	Eje 1-1, entre Eje C-C vol. (Segundo Nivel)	30	243.78	1.113	1.396	0.922	1.000	0.949	262.327
Resistencia a la compresión en vigas (f'c) Kg/cm <sup>2</sup>									271.14
Desviación estándar (s) Kg/cm <sup>2</sup>									14.092

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Para los factores de corrección en la calibración de los resultados del ensayo de esclerómetro se usó la metodología realizada del INTEMAC y Gómez (1987), donde el valor de la desviación estándar nos sirve para dar una medida de la dispersión en la misma dimensión en que están los datos.



## ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA O NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO

**NOMBRE DEL PROYECTO:** I. E. S. Técnico Industrial Roque Saenz Peña

**LUGAR:** Ciudad de Ayaviri – Melgar - Puno

**AÑO DE CONSTRUCCIÓN:** 2002

**ENTIDAD EJECUTORA:** Municipalidad Provincial de Melgar

**NÚMERO DE NIVELES:** 02 Niveles

**FECHA DEL ENSAYO:** 23/08/2018

**HORA DEL ENSAYO:** 1:00 pm.



### CÁLCULO DEL TAMAÑO DE MUESTRA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Como se conoce el tamaño de la población de los elementos estructurales de la edificación, entonces el tamaño de la muestra se calcula con la fórmula:

$$n = \frac{Z^2 \times N \times p \times q}{e^2 \times (N - 1) + (Z^2 \times p \times q)} \dots\dots\dots \text{Ec.C.5}$$

Donde, Z: Niveles de confianza para 95% ( $Z = 1.96$ ).

p: Probabilidad de éxito que se asignó ( $p = 0.95$ ).

q: Probabilidad de fracaso ( $q = 1 - p = 0.05$ ).

N: Tamaño de la población "N" (Se conoce puesto que es finito).

e: Error de estimación máximo aceptado ( $e = 10\%$ ).

n: Tamaño de la muestra.

En columnas reemplazando a la ec. (C.5) para una población de ( $N = 42$ ) y ( $p \times q = 0.0475$ ):

$$n = \frac{(1.96)^2 (42)(0.0475)}{(0.10)^2 (42 - 1) + (1.96^2)(0.0475)} = 13$$

En vigas reemplazando a la ec. (C.5) para una población de ( $N = 64$ ) y ( $p \times q = 0.0475$ ):

$$n = \frac{(1.96)^2 (64)(0.0475)}{(0.10)^2 (64 - 1) + (1.96^2)(0.0475)} = 14$$

### PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO DEL ESCLEROMETRO

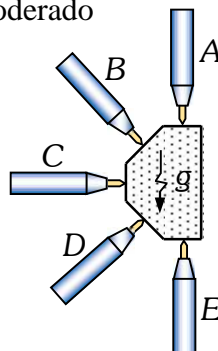
**NORMAS UTILIZADAS:** NTP 339.181: 2001, ASTM C 805 - 97, ACI 228.2R-98

**ESCLEROMETRO:** Martillo Schmidt analógico.

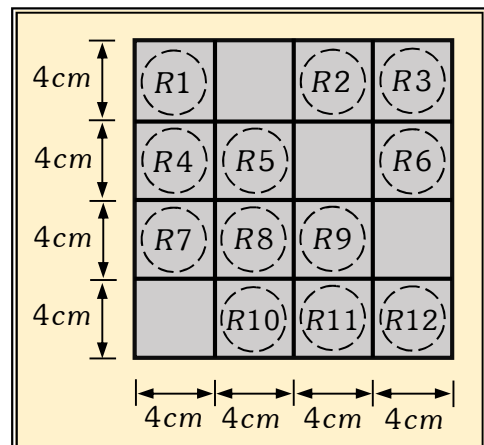
**SERIE:** 1L0198

**EXPOSICIÓN DEL AMBIENTE:** Moderado

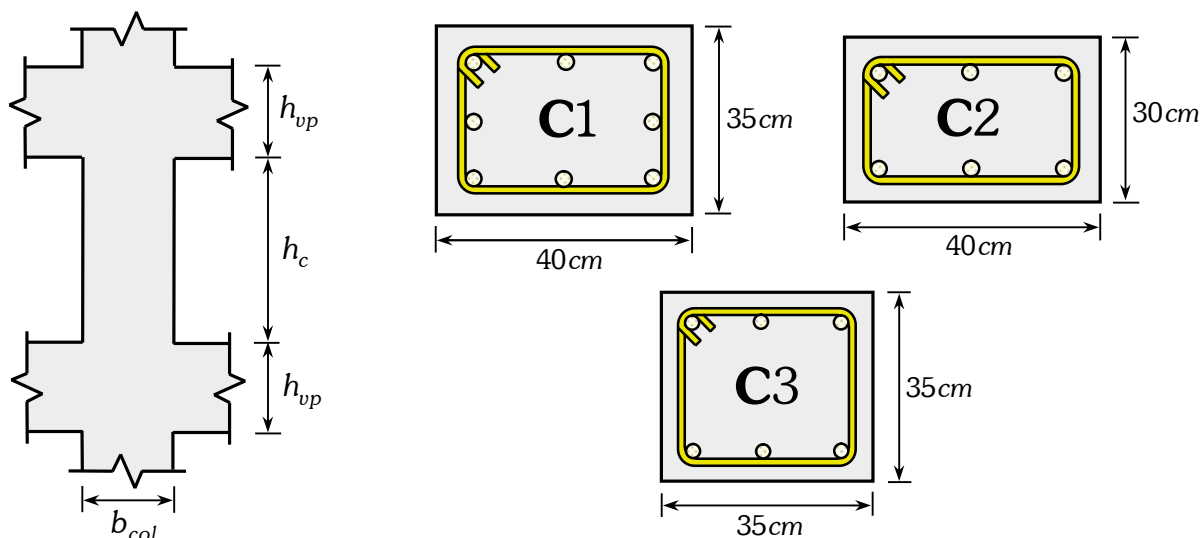
DESCRIPCIÓN	Angulo de giro
Posición A	-90°
Posición B	-45°
Posición C	0°
Posición D	+45°
Posición E	+90°



### AREA DE ENSAYO



## ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA PARA COLUMNAS



TAMAÑO DE LA MUESTRA "n": 13 columnas

Tabla C.9 Ensayo esclerométrico para las columnas de la I. E. S. Técnico Industrial Roque Saenz Peña

Nro.	DESCRIPCION	Angulo de disparo	Número de rebotes												Promedio ( $\bar{x}$ )	Resistencia (Kg/cm <sup>2</sup> )
			R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12		
01	Eje 1-1, con Eje A-A, C-2 (Primer Nivel)	0°	34	36	36	35	36	35	36	35	36	35	33	34	35	325.40
02	Eje 1-1, con Eje B-B, C-1 (Primer Nivel)	0°	35	36	38	38	37	39	39	37	36	39	35	38	37	359.69
03	Eje 3-3, con Eje B-B, C-1 (Primer Nivel)	0°	39	36	38	35	36	35	38	35	37	36	36	34	36	342.43
04	Eje 4-4, con Eje B-B, C-1 (Primer Nivel)	0°	33	29	33	29	36	30	31	29	32	30	32	29	31	259.63
05	Eje 5-5, con Eje B-B, C-1 (Primer Nivel)	0°	32	32	31	30	31	33	30	34	35	30	32	34	32	275.72
06	Eje 6-6, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	0°	32	34	32	30	33	30	34	35	34	33	32	31	33	292.04
07	Eje 7-7, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	0°	32	30	30	32	32	33	31	33	34	29	33	32	32	275.72
08	Eje 1-1, con Eje B-B, C-1 (Segundo Nivel)	0°	36	35	36	35	39	35	39	35	38	39	36	36	37	359.69
09	Eje 2-2, con Eje B-B, C-1 (Segundo Nivel)	0°	36	37	38	37	36	34	35	35	37	36	36	38	36	342.43
10	Eje 3-3, con Eje B-B, C-1 (Segundo Nivel)	0°	28	31	28	30	31	28	28	30	32	29	28	29	29	228.16
11	Eje 4-4, con Eje B-B, C-1 (Segundo Nivel)	0°	30	27	31	31	31	30	27	28	31	29	32	27	30	243.78
12	Eje 6-6, con Eje A-A, C-2 (Segundo Nivel)	0°	29	31	30	33	31	33	30	29	31	28	32	30	31	259.63
13	Eje 7-7, con Eje A-A, C-2 (Segundo Nivel)	0°	29	28	27	28	31	29	31	30	27	29	30	30	29	228.16

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Los cuadros con áreas sombreadas, indican que el ensayo se realizó sobre la superficie de tarrajeo en los elementos estructurales, y que en los factores de corrección se analizó para un espesor de 1.5cm, además se aplicó en una superficie seca.



**a. Carbonatación superficial del concreto**

Para hallar la carbonatación superficial del concreto se consideró a partir de la tabla 4.2 del E.060 concreto armado, una relación máxima agua cemento de "A / C = 0.45", para una edad de "t = 16" años y para los factores de "r<sub>1</sub> = 1, r<sub>2</sub> = 1, r<sub>3</sub> = 1" presentados la tabla 3. Reemplazando en la fórmula (C.6) se obtuvo.

$$C = R \sqrt{\frac{((A/C) - 0.25)^2}{0.345 + 0.9(A/C)}} t, \quad R = r_1 \times r_2 \times r_3 \dots \dots \dots \text{Ec.C.6}$$

$$C = (1) \sqrt{\frac{((0.45) - 0.25)^2}{0.345 + 0.9(0.45)}} (16), = 0.924 \text{ mm.}$$

**b. Tipo de cemento**

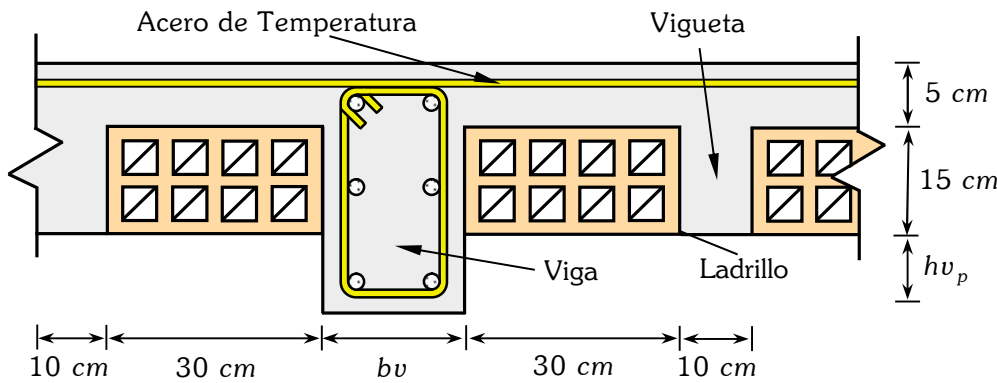
De acuerdo a la figura 23 para la corrección por tipo de cemento se utilizó la curva de cemento Portland de CPA 250/315 nomenclatura más usada en las normas francesas para el cemento, el cual indica que se trata en un porcentaje mayor de productos puros y 250 kilos a la compresión a los 7 días y 315 kilos a compresión a los 28 días de mortero plástico.

Tabla C.10 Factores de corrección para columnas con el ensayo obtenido

Nro.	DESCRIPCION	Prom. (x̄)	Resistencia a compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Factor de corrección de Laboratorio	Factor de corrección por Carbonata.	Factor de corr. por humedad Superficial	Factor de corrección por capas diferentes	Factor de corrección por tipo cemento	Resistencia a compresión corregida (Kg/cm <sup>2</sup> )
01	Eje 1-1, con Eje A-A, C-2 (Primer Nivel)	35	325.40	1.113	1.216	0.909	0.429	0.957	300.897
02	Eje 1-1, con Eje B-B, C-1 (Primer Nivel)	37	359.69	1.113	1.150	0.901	0.459	0.966	330.219
03	Eje 3-3, con Eje B-B, C-1 (Primer Nivel)	36	342.43	1.113	1.182	0.905	0.444	0.961	315.460
04	Eje 4-4, con Eje B-B, C-1 (Primer Nivel)	31	259.63	1.113	1.373	0.920	1.000	0.948	278.064
05	Eje 5-5, con Eje B-B, C-1 (Primer Nivel)	32	275.72	1.113	1.330	0.918	1.000	0.949	292.829
06	Eje 6-6, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	33	292.04	1.113	1.290	0.915	1.000	0.951	307.751
07	Eje 7-7, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	32	275.72	1.113	1.330	0.918	1.000	0.949	292.829
08	Eje 1-1, con Eje B-B, C-1 (Segundo Nivel)	37	359.69	1.113	1.150	0.901	0.459	0.966	330.219
09	Eje 2-2, con Eje B-B, C-1 (Segundo Nivel)	36	342.43	1.113	1.182	0.905	0.444	0.961	315.460
10	Eje 3-3, con Eje B-B, C-1 (Segundo Nivel)	29	228.16	1.113	1.468	0.923	1.000	0.952	248.976
11	Eje 4-4, con Eje B-B, C-1 (Segundo Nivel)	30	243.78	1.113	1.419	0.922	1.000	0.949	263.449
12	Eje 6-6, con Eje A-A, C-2 (Segundo Nivel)	31	259.63	1.113	1.373	0.920	1.000	0.948	278.064
13	Eje 7-7, con Eje A-A, C-2 (Segundo Nivel)	29	228.16	1.113	1.468	0.923	1.000	0.952	248.976
Resistencia a la compresión en columnas (f'c) Kg/cm <sup>2</sup>									292.55
Desviación estándar (s) Kg/cm <sup>2</sup>									27.767

Fuente: Elaboración Propia

## ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA EN VIGAS Y LOSAS



**NORMA E 070:**  
**ALBAÑILERÍA**  
**Capítulo 04:**  
**Procedimiento de la construcción**  
*Indica que las vigas peraltadas, serán vaciadas de una sola vez en conjunto con la losa del techo.*

**TAMAÑO DE LA MUESTRA "n": 14 vigas**

Tabla C.11 Ensayo esclerométrico para las vigas de la I. E. S. Técnico Industrial Roque Saenz Peña

Nro.	DESCRIPCION	Angulo de disparo	Número de rebotes												Promedio (x)	Resistencia (Kg/cm <sup>2</sup> )
			R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12		
01	Eje 1-1, entre Eje B-C (Primer Nivel)	0°	29	30	27	28	30	28	30	27	29	27	28	29	29	228.16
02	Eje 2-2, entre Eje B-C (Primer Nivel)	+90°	31	32	34	34	33	30	33	32	34	33	30	33	32	205.02
03	Eje 4-4, entre Eje B-C (Primer Nivel)	+90°	33	32	34	32	31	34	35	32	33	32	33	32	33	221.90
04	Eje 5-5, entre Eje A-B (Primer Nivel)	0°	35	36	37	37	35	36	37	38	35	38	38	35	36	342.43
05	Eje 6-6, entre Eje A-B (Primer Nivel)	0°	36	35	36	37	34	35	36	37	34	35	36	34	35	325.40
06	Eje 6-6, entre Eje B-C (Primer Nivel)	0°	34	35	36	37	37	35	36	38	39	35	36	37	36	342.43
07	Eje 7-7, entre Eje A-B (Primer Nivel)	0°	30	31	27	28	26	31	28	28	30	24	28	28	28	212.78
08	Eje 7-7, entre Eje B-C (Primer Nivel)	0°	30	28	34	28	29	33	33	32	32	33	33	32	31	259.63
09	Eje 1-1, entre Eje A-B (Segundo Nivel)	+90°	34	32	35	31	32	33	32	33	31	30	33	35	33	221.90
10	Eje 2-2, entre Eje A-B (Segundo Nivel)	0°	29	30	30	31	28	32	30	28	29	29	32	34	30	243.78
11	Eje 4-4, entre Eje A-B (Segundo Nivel)	0°	29	29	27	30	27	32	32	28	28	31	29	30	29	228.16
12	Eje 5-5, entre Eje A-B (Segundo Nivel)	0°	32	28	28	30	31	29	31	29	29	30	29	31	30	243.78
13	Eje 6-6, entre Eje A-B (Segundo Nivel)	0°	35	39	36	37	35	39	35	36	37	38	35	39	37	359.69
14	Eje 7-7, entre Eje A-B (Segundo Nivel)	+90°	32	32	34	34	33	36	36	35	35	36	34	36	34	238.94

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Los cuadros con áreas sombreadas, indican que el ensayo se realizó sobre la superficie de tarrajeo en los elementos estructurales, y que en los factores de corrección se analizó para un espesor de 1.5cm, además se aplicó en una superficie seca.

Con respecto a las vigas y losas se tomaron muestras de las vigas principales debido a que su proceso constructivo es monolítico.





## Factores de corrección del índice esclerométrico

### a. Carbonatación superficial del concreto

Para hallar la carbonatación superficial del concreto se consideró a partir de la tabla 4.2 del E.060 concreto armado, una relación máxima agua cemento de " $A/C = 0.45$ ", para una edad de " $t = 16$ " años y para los factores de " $r_1 = 1, r_2 = 1, r_3 = 1$ " presentados la tabla 3. Reemplazando en la fórmula (C.6) se obtuvo el valor de  $C = 0.924$  mm.

### b. Tipo de cemento

De acuerdo a la figura 23 para la corrección por tipo de cemento se utilizó la curva de cemento Portland de CPA 250/315 nomenclatura más usada en las normas francesas para el cemento, el cual indica que se trata en un porcentaje mayor de productos puros y 250 kilos a la compresión a los 7 días y 315 kilos a compresión a los 28 días de mortero plástico.

Tabla C.12 Factores de corrección para vigas con el ensayo obtenido

Nro.	DESCRIPCION	Prom. ( $\bar{x}$ )	Resistencia a compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Factor de corrección de Laboratorio	Factor de corrección por Carbonata.	Factor de corr. por humedad Superficial	Factor de corrección por capas diferentes	Factor de corrección por tipo cemento	Resistencia a compresión corregida (Kg/cm <sup>2</sup> )
01	Eje 1-1, entre Eje B-C (Primer Nivel)	29	228.16	1.113	1.4678	0.9231	1.0000	0.9522	248.976
02	Eje 2-2, entre Eje B-C (Primer Nivel)	32	205.02	1.113	1.3302	1.3798	1.0000	1.2761	250.086
03	Eje 4-4, entre Eje B-C (Primer Nivel)	33	221.90	1.113	1.2899	1.3413	1.0000	1.2511	266.077
04	Eje 5-5, entre Eje A-B (Primer Nivel)	36	342.43	1.113	1.1824	0.9050	0.4444	0.9614	315.460
05	Eje 6-6, entre Eje A-B (Primer Nivel)	35	325.40	1.113	1.2162	0.9087	0.4286	0.9570	300.897
06	Eje 6-6, entre Eje B-C (Primer Nivel)	36	342.43	1.113	1.1824	0.9050	0.4444	0.9614	315.460
07	Eje 7-7, entre Eje A-B (Primer Nivel)	28	212.78	1.113	1.5202	0.9232	1.0000	0.9572	234.638
08	Eje 7-7, entre Eje B-C (Primer Nivel)	31	259.63	1.113	1.3731	0.9205	1.0000	0.9484	278.064
09	Eje 1-1, entre Eje A-B (Segundo Nivel)	33	221.90	1.113	1.2899	1.3413	1.0000	1.2511	266.077
10	Eje 2-2, entre Eje A-B (Segundo Nivel)	30	243.78	1.113	1.4189	0.9222	1.0000	0.9494	263.449
11	Eje 4-4, entre Eje A-B (Segundo Nivel)	29	228.16	1.113	1.4678	0.9231	1.0000	0.9522	248.976
12	Eje 5-5, entre Eje A-B (Segundo Nivel)	30	243.78	1.113	1.4189	0.9222	1.0000	0.9494	263.449
13	Eje 6-6, entre Eje A-B (Segundo Nivel)	37	359.69	1.113	1.1505	0.9009	0.4595	0.9664	330.219
14	Eje 7-7, entre Eje A-B (Segundo Nivel)	34	238.94	1.113	1.2520	1.3074	1.0000	1.2314	282.129
Resistencia a la compresión en vigas ( $f'c$ ) Kg/cm <sup>2</sup>									276.00
Desviación estándar (s) Kg/cm <sup>2</sup>									29.182

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Para los factores de corrección en la calibración de los resultados del ensayo de esclerómetro se usó la metodología realizada del INTEMAC y Gómez (1987), donde el valor de la desviación estándar nos sirve para dar una medida de la dispersión en la misma dimensión en que están los datos.



## ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA O NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO

**NOMBRE DEL PROYECTO:** I. E. S. Agropecuario Nro. 72

**LUGAR:** Ciudad de Ayaviri – Melgar - Puno

**AÑO DE CONSTRUCCIÓN:** 1995

**ENTIDAD EJECUTORA:** PRES - INFES

**NÚMERO DE NIVELES:** 03 Niveles

**FECHA DEL ENSAYO:** 24/08/2018

**HORA DEL ENSAYO:** 8:00 am.



### CÁLCULO DEL TAMAÑO DE MUESTRA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Como se conoce el tamaño de la población de los elementos estructurales de la edificación, entonces el tamaño de la muestra se calcula con la fórmula:

$$n = \frac{Z^2 \times N \times p \times q}{e^2 \times (N - 1) + (Z^2 \times p \times q)} \dots\dots\dots \text{Ec.C.7}$$

Donde, Z: Niveles de confianza para 95% ( $Z = 1.96$ ).

p: Probabilidad de éxito que se asignó ( $p = 0.95$ ).

q: Probabilidad de fracaso ( $q = 1 - p = 0.05$ ).

N: Tamaño de la población "N" (Se conoce puesto que es finito).

e: Error de estimación máximo aceptado ( $e = 10\%$ ).

n: Tamaño de la muestra.

En columnas reemplazando a la ec. (C.7) para una población de ( $N = 96$ ) y ( $p \times q = 0.0475$ ):

$$n = \frac{(1.96)^2 (96)(0.0475)}{(0.10)^2 (96 - 1) + (1.96^2)(0.0475)} = 15$$

En vigas reemplazando a la ec. (C.7) para una población de ( $N = 108$ ) y ( $p \times q = 0.0475$ ):

$$n = \frac{(1.96)^2 (108)(0.0475)}{(0.10)^2 (108 - 1) + (1.96^2)(0.0475)} = 16$$

### PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO DEL ESCLERÓMETRO

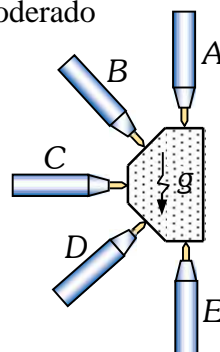
**NORMAS UTILIZADAS:** NTP 339.181: 2001, ASTM C 805 – 97, ACI 228.2R-98

**ESCLERÓMETRO:** Martillo Schmidt analógico.

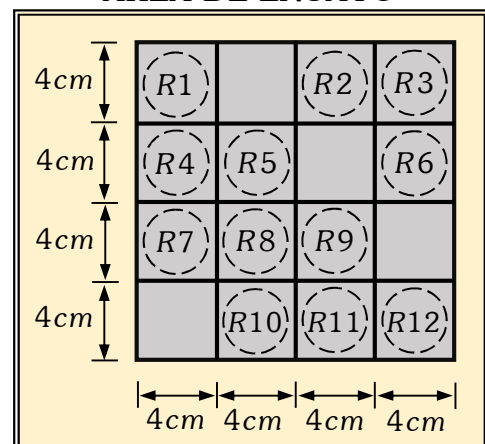
**SERIE:** 1L0198

**EXPOSICIÓN DEL AMBIENTE:** Moderado

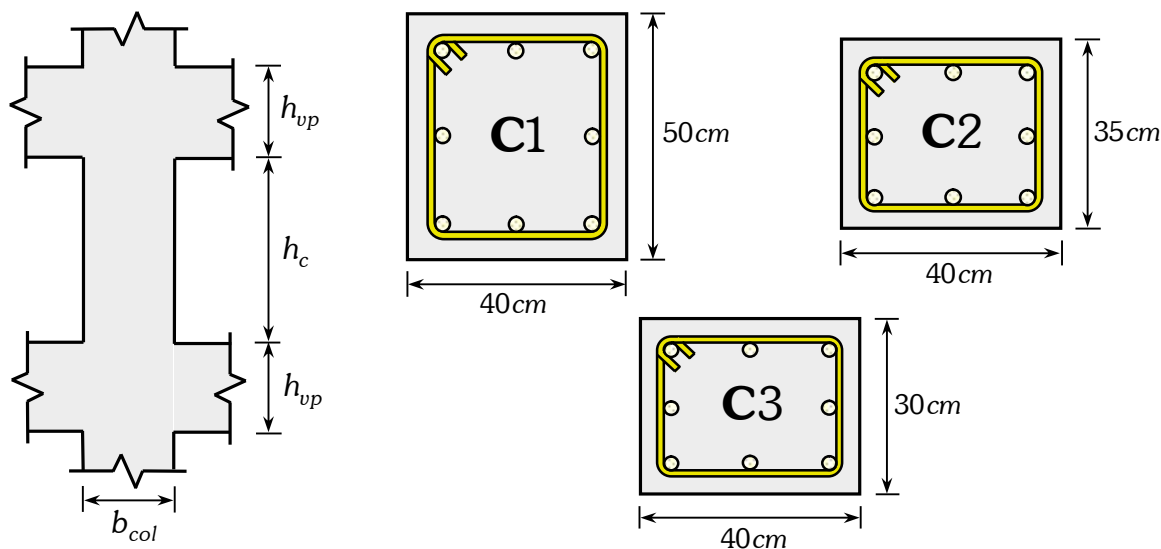
DESCRIPCIÓN	Angulo de giro
Posición A	-90°
Posición B	-45°
Posición C	0°
Posición D	+45°
Posición E	+90°



### AREA DE ENSAYO



## ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA PARA COLUMNAS



TAMAÑO DE LA MUESTRA "n": 15 columnas

Tabla C.13 Número de rebotes obtenidos para las columnas de la I. E. S. Agropecuario Nro. 72

Nro.	DESCRIPCION	Angulo de disparo	Número de rebotes												Promedio (x)	Resistencia (Kg/cm <sup>2</sup> )
			R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12		
01	Eje 1-1, con Eje F-F, C-4 (Primer Nivel)	0°	32	35	34	35	33	32	31	34	36	35	33	31	33	292.04
02	Eje 3-3, con Eje A-A, C-2 (Primer Nivel)	0°	35	36	39	38	36	37	36	38	39	39	39	38	38	377.20
03	Eje 5-5, con Eje F-F, C-3 (Primer Nivel)	0°	40	35	39	36	38	39	35	36	40	39	37	35	37	359.69
04	Eje 6-6, con Eje E-E, C-3 (Primer Nivel)	0°	32	33	32	32	34	34	31	35	35	30	30	32	33	292.04
05	Eje 7-7, con Eje F-F, C-1 (Primer Nivel)	0°	31	29	27	30	31	29	30	28	29	31	30	30	30	243.78
06	Eje 9-9, con Eje G-G, C-1 (Primer Nivel)	0°	31	32	34	31	33	34	32	35	36	34	35	32	33	292.04
07	Eje 3-3, con Eje F-F, C-1 (Segundo Nivel)	0°	32	33	34	30	32	30	32	31	35	32	35	33	32	275.72
08	Eje 3-3, con Eje D-D, C-2 (Segundo Nivel)	0°	39	41	39	38	37	39	38	37	38	38	37	39	38	377.20
09	Eje 6-6, con Eje F-F, C-3 (Segundo Nivel)	0°	29	32	30	32	30	28	31	32	30	33	33	30	31	259.63
10	Eje 7-7, con Eje E-E, C-1 (Segundo Nivel)	0°	36	39	37	37	38	38	37	36	39	37	38	39	38	377.20
11	Eje 8-8, con Eje E-E, C-3 (Segundo Nivel)	0°	30	29	30	29	31	30	29	30	32	33	32	31	31	259.63
12	Eje 3-3, con Eje D-D, C-2 (Tercer Nivel)	0°	32	31	28	29	31	30	28	29	28	30	29	30	30	243.78
13	Eje 5-5, con Eje F-F, C-3 (Tercer Nivel)	0°	30	32	34	29	28	29	30	31	31	33	30	29	31	259.63
14	Eje 6-6, con Eje F-F, C-3 (Tercer Nivel)	0°	39	40	37	37	38	38	39	38	39	38	39	37	38	377.20
15	Eje 7-7, con Eje E-E, C-1 (Tercer Nivel)	0°	39	36	35	40	39	38	39	38	35	35	37	36	37	359.69

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Los cuadros con áreas sombreadas, indican que el ensayo se realizó sobre la superficie de tarrajeo en los elementos estructurales, en el cual se consideró un espesor de 1.5 cm.



**Factores de corrección del índice esclerométrico**

**a. Carbonatación superficial del concreto**

Para hallar la carbonatación superficial del concreto se consideró a partir de la tabla 4.2 del E.060 concreto armado, una relación máxima agua cemento de "A / C = 0.45", para una edad de "t = 23" años y para los factores de "r<sub>1</sub> = 1, r<sub>2</sub> = 1, r<sub>3</sub> = 1" presentados la tabla 3. Reemplazando en (C.8) se obtuvo.

$$C = R \sqrt{\frac{((A/C) - 0.25)^2}{0.345 + 0.9(A/C)}} t, \quad R = r_1 \times r_2 \times r_3 \dots \dots \dots \text{Ec.C.8}$$

$$C = (1) \sqrt{\frac{((0.45) - 0.25)^2}{0.345 + 0.9(0.45)}} (23), = 1.107 \text{ mm.}$$

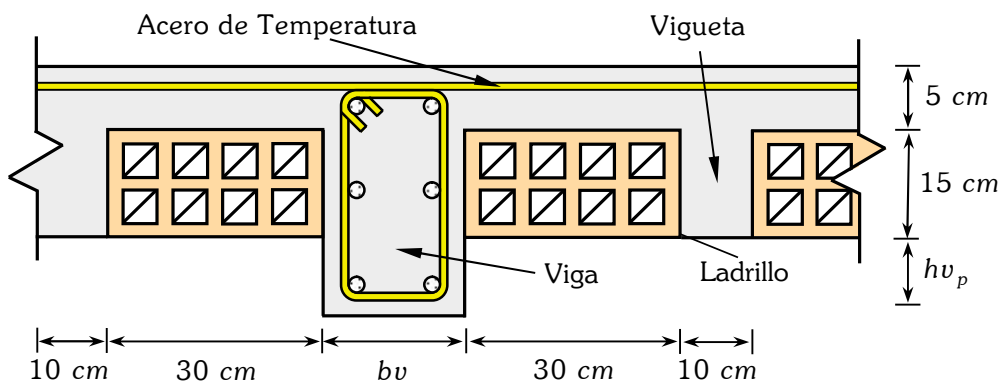
Tabla C.14 Factores de corrección para columnas con el ensayo obtenido

Nro.	DESCRIPCION	Prom. (x̄)	Resistencia a compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Factor de corrección de Laboratorio	Factor de corrección por Carbonata.	Factor de corr. por humedad Superficial	Factor de corrección por capas diferentes	Factor de corrección por tipo cemento	Resistencia a compresión corregida (Kg/cm <sup>2</sup> )
01	Eje 1-1, con Eje F-F, C-4 (Primer Nivel)	33	292.04	1.113	1.309	0.915	1.000	0.951	308.852
02	Eje 3-3, con Eje A-A, C-2 (Primer Nivel)	38	377.20	1.113	1.137	0.897	0.474	0.972	346.411
03	Eje 5-5, con Eje F-F, C-3 (Primer Nivel)	37	359.69	1.113	1.167	0.901	0.459	0.966	331.428
04	Eje 6-6, con Eje E-E, C-3 (Primer Nivel)	33	292.04	1.113	1.309	0.915	1.000	0.951	308.852
05	Eje 7-7, con Eje F-F, C-1 (Primer Nivel)	30	243.78	1.113	1.440	0.922	1.000	0.949	264.460
06	Eje 9-9, con Eje G-G, C-1 (Primer Nivel)	33	292.04	1.113	1.309	0.915	1.000	0.951	308.852
07	Eje 3-3, con Eje F-F, C-1 (Segundo Nivel)	32	275.72	1.113	1.350	0.918	1.000	0.949	293.901
08	Eje 3-3, con Eje D-D, C-2 (Segundo Nivel)	38	377.20	1.113	1.137	0.897	0.474	0.972	346.411
09	Eje 6-6, con Eje F-F, C-3 (Segundo Nivel)	31	259.63	1.113	1.393	0.920	1.000	0.948	279.106
10	Eje 7-7, con Eje E-E, C-1 (Segundo Nivel)	38	377.20	1.113	1.137	0.897	0.474	0.972	346.411
11	Eje 8-8, con Eje E-E, C-3 (Segundo Nivel)	31	259.63	1.113	1.393	0.920	1.000	0.948	279.106
12	Eje 3-3, con Eje D-D, C-2 (Tercer Nivel)	30	243.78	1.113	1.440	0.922	1.000	0.949	264.460
13	Eje 5-5, con Eje F-F, C-3 (Tercer Nivel)	31	259.63	1.113	1.393	0.920	1.000	0.948	279.106
14	Eje 6-6, con Eje F-F, C-3 (Tercer Nivel)	38	377.20	1.113	1.137	0.897	0.474	0.972	346.411
15	Eje 7-7, con Eje E-E, C-1 (Tercer Nivel)	37	359.69	1.113	1.167	0.901	0.459	0.966	331.428
Resistencia a la compresión en columnas (f'c) Kg/cm <sup>2</sup>									309.01
Desviación estándar (s) Kg/cm <sup>2</sup>									31.031

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Para los factores de corrección en la calibración de los resultados del ensayo de esclerómetro se usó la metodología realizada del INTEMAC y Gómez (1987), donde el valor de la desviación estándar nos sirve para dar una medida de la dispersión en la misma dimensión en que están los datos.

**ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA EN VIGAS Y LOSAS**



**NORMA E 070: ALBAÑILERÍA**  
**Capítulo 04: Procedimiento de la construcción**  
*Indica que las vigas peraltadas, serán vaciadas de una sola vez en conjunto con la losa del techo.*

**TAMAÑO DE LA MUESTRA "n": 16 vigas**

Tabla C.15 Número de rebotes obtenidos para las vigas de la I. E. S. Agropecuario Nro. 72

Nro.	DESCRIPCION	Angulo de disparo	Número de rebotes												Promedio (x)	Resistencia (Kg/cm <sup>2</sup> )
			R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12		
01	Eje 1-1, entre Eje F-G (Primer Nivel)	0°	30	31	29	30	31	32	33	29	32	33	29	32	31	259.63
02	Eje 3-3, entre Eje D-F (Primer Nivel)	0°	28	29	28	31	30	30	32	30	31	28	31	30	30	243.78
03	Eje 5-5, entre Eje C-F (Primer Nivel)	+90°	35	36	37	34	35	36	35	37	38	39	35	34	36	273.45
04	Eje 6-6, entre Eje D-F (Primer Nivel)	0°	35	36	37	35	34	37	38	39	37	38	34	35	36	342.43
05	Eje 7-7, entre Eje F-H (Primer Nivel)	+90°	40	38	39	37	38	40	36	37	40	39	38	38	38	308.56
06	Eje 9-9, entre Eje E-G (Primer Nivel)	+90°	35	36	38	37	36	40	37	38	39	40	36	35	37	290.93
07	Eje 3-3, entre Eje D-E (Segundo Nivel)	0°	28	31	28	31	32	30	29	32	30	30	32	31	30	243.78
08	Eje 3-3, entre Eje F-H (Segundo Nivel)	+90°	34	35	33	32	33	36	34	35	35	37	33	32	34	238.94
09	Eje 5-5, entre Eje C-F (Segundo Nivel)	0°	30	32	28	28	31	30	31	30	31	30	31	32	30	243.78
10	Eje 6-6, entre Eje E-F (Segundo Nivel)	0°	31	30	33	30	31	32	31	34	33	31	34	30	32	275.72
11	Eje 7-7, entre Eje D-F (Segundo Nivel)	0°	35	34	36	37	37	36	35	35	36	34	37	38	36	342.43
12	Eje 9-9, entre Eje E-G (Segundo Nivel)	+90°	40	37	39	40	41	39	39	39	38	38	39	38	39	326.34
13	Eje F-F, entre Eje 3-5 (Tercer Nivel)	0°	28	32	30	32	31	29	31	30	29	30	30	31	30	243.78
14	Eje F-F, entre Eje 6-7 (Tercer Nivel)	0°	30	31	33	31	33	29	32	29	30	33	29	29	31	259.63
15	Eje F-F, entre Eje 7-8 (Tercer Nivel)	0°	32	33	29	32	30	32	33	29	29	33	32	34	32	275.72
16	Eje 8-8, entre Eje E-F (Tercer Nivel)	0°	35	36	37	35	36	34	34	35	36	35	34	36	35	325.40

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Los cuadros con áreas sombreadas, indican que el ensayo se realizó sobre la superficie de tarrajeo en los elementos estructurales, en el cual se consideró un espesor de 1.5 cm.



## Factores de corrección del índice esclerométrico

### a. Carbonatación superficial del concreto

Para hallar la carbonatación superficial del concreto se consideró a partir de la tabla 4.2 del E.060 concreto armado, una relación máxima agua cemento de " $A/C = 0.45$ ", para una edad de " $t = 23$ " años y para los factores de " $r_1 = 1, r_2 = 1, r_3 = 1$ " presentados la tabla 3. Reemplazando en la fórmula (C.8) se obtuvo el valor de  $C = 0.107$  mm.

### b. Tipo de cemento

De acuerdo a la figura 23 para la corrección por tipo de cemento se utilizó la curva de cemento Portland de CPA 250/315 nomenclatura más usada en las normas francesas para el cemento, el cual indica que se trata en un porcentaje mayor de productos puros y 250 kilos a la compresión a los 7 días y 315 kilos a compresión a los 28 días de mortero plástico.

Tabla C.16 Factores de corrección para vigas con el ensayo obtenido

Nro.	DESCRIPCION	Prom. (x)	Resistencia a compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Factor de corrección de Laboratorio	Factor de corrección por Carbonata.	Factor de corr. por humedad Superficial	Factor de corrección por capas diferentes	Factor de corrección por tipo cemento	Resistencia a compresión corregida (Kg/cm <sup>2</sup> )
01	Eje 1-1, entre Eje F-G (Primer Nivel)	31	259.63	1.113	1.393	0.920	1.000	0.948	279.106
02	Eje 3-3, entre Eje D-F (Primer Nivel)	30	243.78	1.113	1.440	0.922	1.000	0.949	264.460
03	Eje 5-5, entre Eje C-F (Primer Nivel)	36	273.45	1.113	1.200	1.250	1.000	1.204	315.401
04	Eje 6-6, entre Eje D-F (Primer Nivel)	36	342.43	1.113	1.200	0.905	0.444	0.961	316.643
05	Eje 7-7, entre Eje F-H (Primer Nivel)	38	308.56	1.113	1.137	1.204	0.474	1.188	315.669
06	Eje 9-9, entre Eje E-G (Primer Nivel)	37	290.93	1.113	1.167	1.226	0.459	1.195	300.275
07	Eje 3-3, entre Eje D-E (Segundo Nivel)	30	243.78	1.113	1.440	0.922	1.000	0.949	264.460
08	Eje 3-3, entre Eje F-H (Segundo Nivel)	34	238.94	1.113	1.270	1.307	1.000	1.231	283.003
09	Eje 5-5, entre Eje C-F (Segundo Nivel)	30	243.78	1.113	1.440	0.922	1.000	0.949	264.460
10	Eje 6-6, entre Eje E-F (Segundo Nivel)	32	275.72	1.113	1.350	0.918	1.000	0.949	293.901
11	Eje 7-7, entre Eje D-F (Segundo Nivel)	36	342.43	1.113	1.200	0.905	0.444	0.961	316.643
12	Eje 9-9, entre Eje E-G (Segundo Nivel)	39	326.34	1.113	1.107	1.183	0.487	1.184	331.202
13	Eje F-F, entre Eje 3-5 (Tercer Nivel)	30	243.78	1.113	1.440	0.922	1.000	0.949	264.460
14	Eje F-F, entre Eje 6-7 (Tercer Nivel)	31	259.63	1.113	1.393	0.920	1.000	0.948	279.106
15	Eje F-F, entre Eje 7-8 (Tercer Nivel)	32	275.72	1.113	1.350	0.918	1.000	0.949	293.901
16	Eje 8-8, entre Eje E-F (Tercer Nivel)	35	325.40	1.113	1.234	0.909	0.429	0.957	302.054
Resistencia a la compresión en vigas (f'c) Kg/cm <sup>2</sup>									292.80
Desviación estándar (s) Kg/cm <sup>2</sup>									22.321

Fuente: Elaboración Propia



## ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA O NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO

**NOMBRE DEL PROYECTO:** I. E. P. 71011 San Luis Gonzaga

**LUGAR:** Ciudad de Ayaviri – Melgar - Puno

**AÑO DE CONSTRUCCIÓN:** 1998

**ENTIDAD EJECUTORA:** INFES

**NÚMERO DE NIVELES:** 02 Niveles

**FECHA DEL ENSAYO:** 24/08/2018

**HORA DEL ENSAYO:** 11:30 am.



### CÁLCULO DEL TAMAÑO DE MUESTRA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Como se conoce el tamaño de la población de los elementos estructurales de la edificación, entonces el tamaño de la muestra se calcula con la fórmula:

$$n = \frac{Z^2 \times N \times p \times q}{e^2 \times (N - 1) + (Z^2 \times p \times q)} \dots\dots\dots \text{Ec.C.9}$$

Donde Z: Niveles de confianza para 95% ( $Z = 1.96$ ).

p: Probabilidad de éxito que se asignó ( $p = 0.95$ ).

q: Probabilidad de fracaso ( $q = 1 - p = 0.05$ ).

N: Tamaño de la población "N" (Se conoce puesto que es finito).

e: Error de estimación máximo aceptado ( $e = 10\%$ ).

n: Tamaño de la muestra.

En columnas reemplazando a la ec. (C.9) para una población de ( $N = 36$ ) y ( $p \times q = 0.0475$ ):

$$n = \frac{(1.96)^2 (36)(0.0475)}{(0.10)^2 (36 - 1) + (1.96^2)(0.0475)} = 12$$

En vigas reemplazando a la ec. (C.9) para una población de ( $N = 50$ ) y ( $p \times q = 0.0475$ ):

$$n = \frac{(1.96)^2 (50)(0.0475)}{(0.10)^2 (50 - 1) + (1.96^2)(0.0475)} = 14$$

### PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO DEL ESCLERÓMETRO

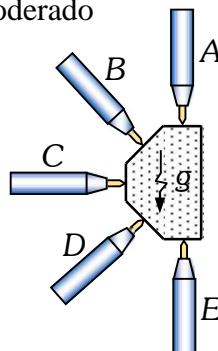
**NORMAS UTILIZADAS:** NTP 339.181: 2001, ASTM C 805 - 97, ACI 228.2R-98

**ESCLERÓMETRO:** Martillo Schmidt analógico.

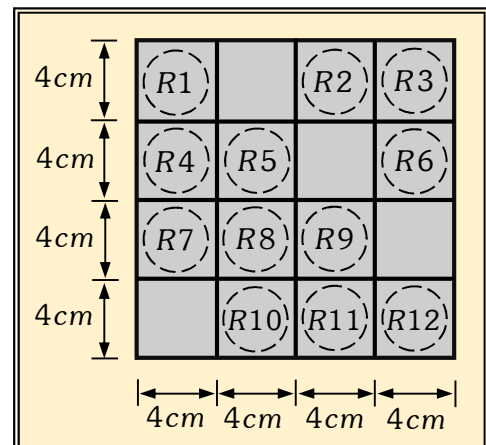
**SERIE:** 1L0198

**EXPOSICIÓN DEL AMBIENTE:** Moderado

DESCRIPCIÓN	Angulo de giro
Posición A	-90°
Posición B	-45°
Posición C	0°
Posición D	+45°
Posición E	+90°

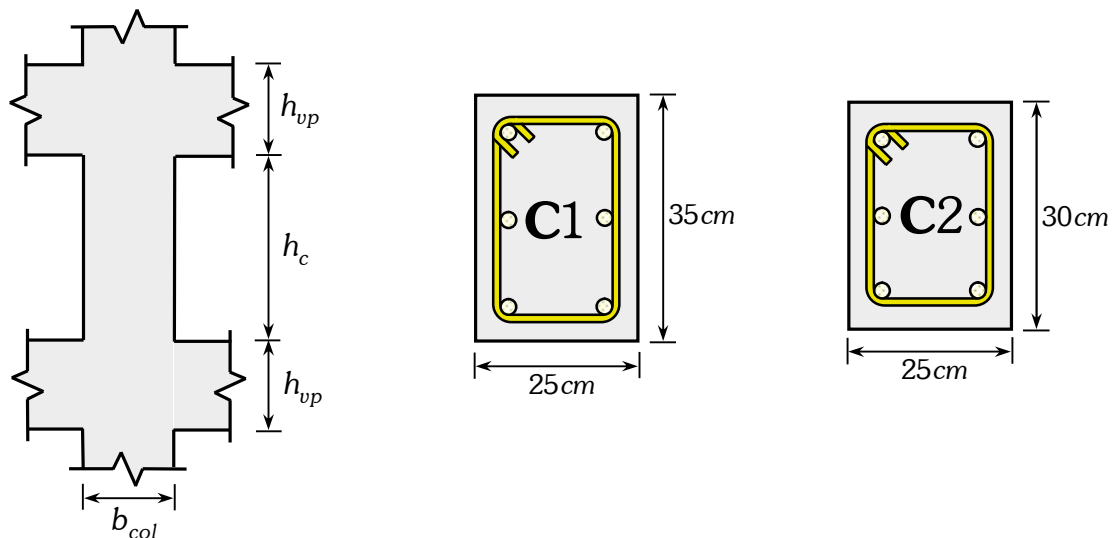


### AREA DE ENSAYO



## ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA PARA COLUMNAS

A continuación, se muestra las secciones de las columnas.



TAMAÑO DE LA MUESTRA "n": 12 columnas

Tabla C.17 Número de rebotes obtenidos para las columnas de la I. E. P. 71011 San Luis Gonzaga

Nro.	DESCRIPCION	Angulo de disparo	Número de rebotes												Promedio (x)	Resistencia (Kg/cm <sup>2</sup> )
			R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12		
01	Eje 1-1, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	0°	33	29	28	28	30	33	31	28	31	30	31	28	30	243.78
02	Eje 3-3, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	0°	34	37	38	34	37	38	34	37	36	38	37	35	36	342.43
03	Eje 5-5, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	0°	38	38	39	37	38	39	37	35	34	34	38	35	37	359.69
04	Eje 7-7, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	0°	38	35	37	35	39	37	37	38	36	37	36	35	37	359.69
05	Eje 1-1, con Eje B-B, C-1 (Primer Nivel)	0°	30	32	31	32	33	33	30	34	31	32	31	34	32	275.72
06	Eje 2-2, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	0°	31	30	29	30	31	30	29	29	30	31	28	30	30	243.78
07	Eje 4-4, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	0°	33	32	31	30	32	29	30	28	33	32	30	30	31	259.63
08	Eje 1-1, con Eje A-A, C-1 (Segundo Nivel)	0°	30	31	32	28	27	27	29	28	27	27	29	30	29	228.16
09	Eje 3-3, con Eje A-A, C-1 (Segundo Nivel)	0°	34	37	35	33	33	35	33	36	36	37	34	35	35	325.40
10	Eje 4-4, con Eje A-A, C-1 (Segundo Nivel)	0°	34	39	35	34	39	38	36	37	38	38	35	34	36	342.43
11	Eje 5-5, con Eje A-A, C-1 (Segundo Nivel)	0°	35	37	34	33	36	32	35	34	36	35	36	35	35	325.40
12	Eje 7-7, con Eje A-A, C-1 (Segundo Nivel)	0°	38	37	36	37	38	38	40	37	38	36	37	36	37	359.69

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Los cuadros con áreas sombreadas, indican que el ensayo se realizó sobre la superficie de tarrajeo en los elementos estructurales, y que en los factores de corrección se analizó para un espesor de 1.5cm, además se aplicó en una superficie seca.





**a. Carbonatación superficial del concreto**

Para hallar la carbonatación superficial del concreto se consideró a partir de la tabla 4.2 del E.060 concreto armado, una relación máxima agua cemento de "  $A / C = 0.45$  ", para una edad de "  $t = 20$  " años y para los factores de "  $r_1 = 1, r_2 = 1, r_3 = 1$  " presentados la tabla 3. Reemplazando en la fórmula (C.10) se obtuvo.

$$C = R \sqrt{\frac{((A/C) - 0.25)^2}{0.345 + 0.9(A/C)}} t, \quad R = r_1 \times r_2 \times r_3 \dots \dots \dots \text{Ec.C.10}$$

$$C = (1) \sqrt{\frac{((0.45) - 0.25)^2}{0.345 + 0.9(0.45)}} (20), = 1.033 \text{ mm.}$$

**b. Tipo de cemento**

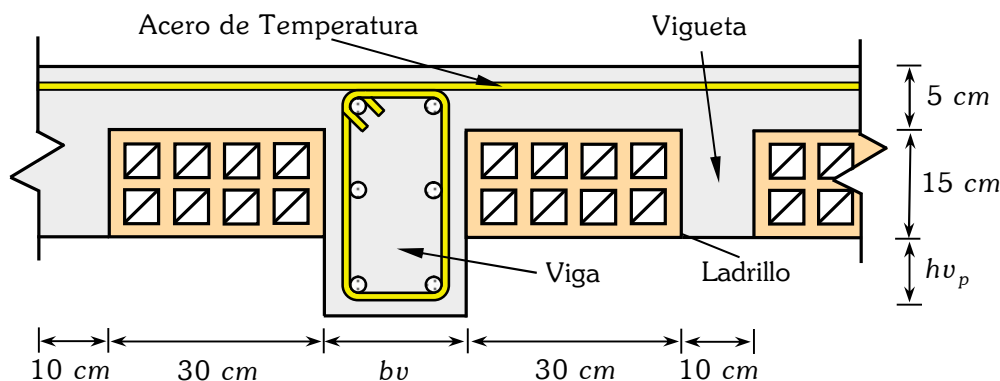
De acuerdo a la figura 23 para la corrección por tipo de cemento se utilizó la curva de cemento Portland de CPA 250/315 nomenclatura más usada en las normas francesas para el cemento, el cual indica que se trata en un porcentaje mayor de productos puros y 250 kilos a la compresión a los 7 días y 315 kilos a compresión a los 28 días de mortero plástico.

Tabla C.18 Factores de corrección para columnas con el ensayo obtenido

Nro.	DESCRIPCION	Prom. (x̄)	Resistencia a compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Factor de corrección de Laboratorio	Factor de corrección por Carbonata.	Factor de corr. por humedad Superficial	Factor de corrección por capas diferentes	Factor de corrección por tipo cemento	Resistencia a compresión corregida (Kg/cm <sup>2</sup> )
01	Eje 1-1, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	30	243.78	1.113	1.431	0.922	1.000	0.949	264.056
02	Eje 3-3, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	36	342.43	1.113	1.193	0.905	0.444	0.961	316.171
03	Eje 5-5, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	37	359.69	1.113	1.161	0.901	0.459	0.966	330.946
04	Eje 7-7, con Eje A-A, C-1 (Primer Nivel)	37	359.69	1.113	1.161	0.901	0.459	0.966	330.946
05	Eje 1-1, con Eje B-B, C-1 (Primer Nivel)	32	275.72	1.113	1.342	0.918	1.000	0.949	293.474
06	Eje 2-2, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	30	243.78	1.113	1.431	0.922	1.000	0.949	264.056
07	Eje 4-4, con Eje C-C, C-1 (Primer Nivel)	31	259.63	1.113	1.385	0.920	1.000	0.948	278.690
08	Eje 1-1, con Eje A-A, C-1 (Segundo Nivel)	29	228.16	1.113	1.481	0.923	1.000	0.952	249.565
09	Eje 3-3, con Eje A-A, C-1 (Segundo Nivel)	35	325.40	1.113	1.227	0.909	0.429	0.957	301.592
10	Eje 4-4, con Eje A-A, C-1 (Segundo Nivel)	36	342.43	1.113	1.193	0.905	0.444	0.961	316.171
11	Eje 5-5, con Eje A-A, C-1 (Segundo Nivel)	35	325.40	1.113	1.227	0.909	0.429	0.957	301.592
12	Eje 7-7, con Eje A-A, C-1 (Segundo Nivel)	37	359.69	1.113	1.161	0.901	0.459	0.966	330.946
Resistencia a la compresión en columnas (f'c) Kg/cm <sup>2</sup>									298.18
Desviación estándar (s) Kg/cm <sup>2</sup>									28.581

Fuente: Elaboración Propia

## ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA EN VIGAS Y LOSAS



**NORMA E 070:**  
**ALBAÑILERÍA**  
**Capítulo 04:**  
**Procedimiento de la construcción**  
*Indica que las vigas peraltadas, serán vaciadas de una sola vez en conjunto con la losa del techo.*

**TAMAÑO DE LA MUESTRA "n": 14 vigas**

Tabla C.19 Número de rebotes obtenidos para las vigas de la I. E. P. 71011 San Luis Gonzaga

Nro.	DESCRIPCION	Angulo de disparo	Número de rebotes												Promedio (x)	Resistencia (Kg/cm <sup>2</sup> )
			R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12		
01	Eje 1-1, entre Eje A-B (Primer Nivel)	0°	33	34	35	35	34	33	32	35	34	35	33	34	34	308.60
02	Eje 1-1, entre Eje B-C (Primer Nivel)	0°	31	30	29	30	29	28	29	28	32	31	30	31	30	243.78
03	Eje 1-2, entre Eje C-C (Primer Nivel)	0°	29	30	26	28	27	29	30	28	29	30	30	31	29	228.16
04	Eje 2-3, entre Eje C-C (Primer Nivel)	0°	28	30	31	32	30	28	30	31	32	28	31	29	30	243.78
05	Eje 3-4, entre Eje C-C (Primer Nivel)	0°	30	30	32	29	29	30	29	29	28	28	32	31	30	243.78
06	Eje 4-5, entre Eje C-C (Primer Nivel)	0°	27	32	28	28	27	30	28	31	32	28	30	32	29	228.16
07	Eje 5-6, entre Eje C-C (Primer Nivel)	0°	34	35	34	35	37	36	34	35	35	37	35	34	35	325.40
08	Eje 7-7, entre Eje A-B (Primer Nivel)	0°	33	34	35	35	36	34	35	37	33	33	34	35	35	325.40
09	Eje 7-7, entre Eje B-C (Primer Nivel)	0°	35	36	34	35	33	37	37	35	36	34	34	35	35	325.40
10	Eje 1-2, entre Eje A-A Segundo Nivel)	0°	28	28	27	31	30	30	31	29	29	30	31	30	30	243.78
11	Eje 2-3, entre Eje A-A (Segundo Nivel)	0°	28	30	26	27	29	28	30	31	27	31	30	29	29	228.16
12	Eje 3-4, entre Eje A-A (Segundo Nivel)	0°	37	38	38	37	35	35	34	34	35	36	36	36	36	342.43
13	Eje 4-5, entre Eje A-A (Segundo Nivel)	0°	34	35	34	35	36	36	34	33	33	33	33	34	34	308.60
14	Eje 6-7, entre Eje A-A (Segundo Nivel)	0°	35	35	37	34	37	34	36	35	35	34	34	35	35	325.40

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Los cuadros con áreas sombreadas, indican que el ensayo se realizó sobre la superficie de tarrajeo en los elementos estructurales, y que en los factores de corrección se analizó para un espesor de 1.5cm, además se aplicó en una superficie seca.

Con respecto a las vigas y losas se tomaron muestras de las vigas principales debido a que su proceso constructivo es monolítico.



## Factores de corrección del índice esclerométrico

### a. Carbonatación superficial del concreto

Para hallar la carbonatación superficial del concreto se consideró a partir de la tabla 4.2 del E.060 concreto armado, una relación máxima agua cemento de " $A/C = 0.45$ ", para una edad de " $t = 20$ " años y para los factores de " $r_1 = 1, r_2 = 1, r_3 = 1$ " presentados la tabla 3. Reemplazando en la fórmula (C.10) se obtuvo el valor de  $C = 1.033$  mm.

### b. Tipo de cemento

De acuerdo a la figura 23 para la corrección por tipo de cemento se utilizó la curva de cemento Portland de CPA 250/315 nomenclatura más usada en las normas francesas para el cemento, el cual indica que se trata en un porcentaje mayor de productos puros y 250 kilos a la compresión a los 7 días y 315 kilos a compresión a los 28 días de mortero plástico.

Tabla C.20 Factores de corrección para vigas con el ensayo obtenido

Nro.	DESCRIPCION	Prom. (x)	Resistencia a compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Factor de corrección de Laboratorio	Factor de corrección por Carbonata.	Factor de corr. por humedad Superficial	Factor de corrección por capas diferentes	Factor de corrección por tipo cemento	Resistencia a compresión corregida (Kg/cm <sup>2</sup> )
01	Eje 1-1, entre Eje A-B (Primer Nivel)	34	308.60	1.113	1.263	0.912	0.412	0.953	287.207
02	Eje 1-1, entre Eje B-C (Primer Nivel)	30	243.78	1.113	1.431	0.922	1.000	0.949	264.056
03	Eje 1-2, entre Eje C-C (Primer Nivel)	29	228.16	1.113	1.481	0.923	1.000	0.952	249.565
04	Eje 2-3, entre Eje C-C (Primer Nivel)	30	243.78	1.113	1.431	0.922	1.000	0.949	264.056
05	Eje 3-4, entre Eje C-C (Primer Nivel)	30	243.78	1.113	1.431	0.922	1.000	0.949	264.056
06	Eje 4-5, entre Eje C-C (Primer Nivel)	29	228.16	1.113	1.481	0.923	1.000	0.952	249.565
07	Eje 5-6, entre Eje C-C (Primer Nivel)	35	325.40	1.113	1.227	0.909	0.429	0.957	301.592
08	Eje 7-7, entre Eje A-B (Primer Nivel)	35	325.40	1.113	1.227	0.909	0.429	0.957	301.592
09	Eje 7-7, entre Eje B-C (Primer Nivel)	35	325.40	1.113	1.227	0.909	0.429	0.957	301.592
10	Eje 1-2, entre Eje A-A Segundo Nivel)	30	243.78	1.113	1.431	0.922	1.000	0.949	264.056
11	Eje 2-3, entre Eje A-A (Segundo Nivel)	29	228.16	1.113	1.481	0.923	1.000	0.952	249.565
12	Eje 3-4, entre Eje A-A (Segundo Nivel)	36	342.43	1.113	1.193	0.905	0.444	0.961	316.171
13	Eje 4-5, entre Eje A-A (Segundo Nivel)	34	308.60	1.113	1.263	0.912	0.412	0.953	287.207
14	Eje 6-7, entre Eje A-A (Segundo Nivel)	35	325.40	1.113	1.227	0.909	0.429	0.957	301.592
Resistencia a la compresión en vigas (f'c) Kg/cm <sup>2</sup>									278.71
Desviación estándar (s) Kg/cm <sup>2</sup>									23.286

Fuente: Elaboración Propia

**NOTA:** Para los factores de corrección en la calibración de los resultados del ensayo de esclerómetro se usó la metodología realizada del INTEMAC y Gómez (1987), donde el valor de la desviación estándar nos sirve para dar una medida de la dispersión en la misma dimensión en que están los datos.



## Correlación de ensayo a compresión (laboratorio) vs. ensayo de esclerómetro

Tabla C.21 Correlación de datos de ensayo a compresión (laboratorio) vs ensayo de esclerómetro

Nro.	Obra.	f <sub>c</sub> de diseño	Ensayo de esclerómetro (Kg/cm <sup>2</sup> ), (1)	Ensayo a compresión (Kg/cm <sup>2</sup> ), (2)	Errores absolutos (2-1)	Errores relativos (2/1)
01		210	210.0	208.4	-1.600	0.992
02		210	260.0	312.0	52.000	1.200
03		210	238.0	283.3	45.300	1.190
04	Consorcio	280	310.0	338.6	28.600	1.092
05	Tutupaca -	280	340.0	359.2	19.200	1.056
06	UNAJ,	280	310.0	336.6	26.600	1.086
07	Juliaca	280	340.0	352.3	12.300	1.036
08		280	320.0	349.6	29.600	1.093
09		280	310.0	346.0	36.000	1.116
10		280	350.0	388.1	38.100	1.109
11	Consorcio	210	158.0	189.0	31.000	1.196
12	Altiplano	210	180.0	213.3	33.300	1.185

Fuente: Elaboración Propia

Este coeficiente ha variado entre 0.992 y 1.200 con los siguientes parámetros estadísticos:

Valor medio (F.C.) = 1.113

Desviación estándar = 0.068

## Resumen de las resistencias a compresión de los elementos estructurales

Tabla C.22 Resumen de las resistencias a compresión corregidas con los factores F.C.

Institución educativa	Elemento de la edificación	Resistencia a compresión corregida con los "F.C."
I.E.S. Nuestra señora de Alta Gracia	Columna	284.00 Kg/cm <sup>2</sup>
	Viga y losa	267.83 Kg/cm <sup>2</sup>
I.E.P. 70480 Niño Jesús de Praga	Columna	286.90 Kg/cm <sup>2</sup>
	Viga y losa	271.14 Kg/cm <sup>2</sup>
I.E.S. Técnico Industrial Roque Sáenz Peña	Columna	292.55 Kg/cm <sup>2</sup>
	Viga y losa	276.00 Kg/cm <sup>2</sup>
I.E.S. Agropecuario nro. 72	Columna	309.01 Kg/cm <sup>2</sup>
	Viga y losa	292.80 Kg/cm <sup>2</sup>
I.E.P. 71011 San Luis Gonzaga	Columna	298.18 Kg/cm <sup>2</sup>
	Viga y losa	278.71 Kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia

**TESIS:**  
**VULNERABILIDAD SÍSMICA EN LAS EDIFICACIONES EDUCATIVAS  
PÚBLICAS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE AYAVIRI,  
PUNO - 2018**

**ANEXO “D”**

**MEMORIA DE CÁLCULO  
PARA EL REPLANTEO DE  
LOS PLANOS**

## MEMORIA DE CÁLCULO PARA EL REPLANTEO DE LOS PLANOS

**NOMBRE DEL PROYECTO:** I. E. S. Nuestra Señora de Alta Gracia

**LUGAR:** Ciudad de Ayaviri – Melgar - Puno

**AÑO DE CONSTRUCCIÓN:** 2005

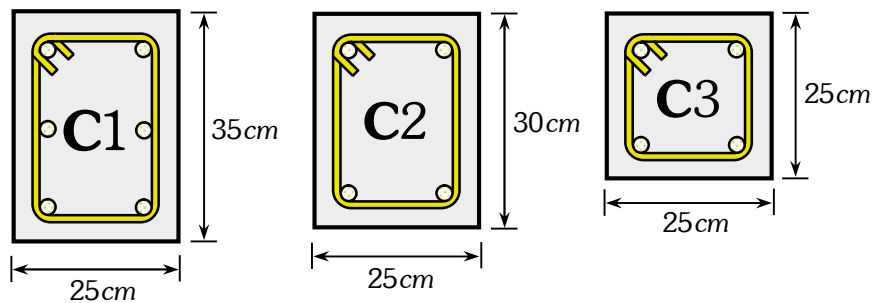
**ENTIDAD EJECUTORA:** Gobierno Regional de Puno

**NÚMERO DE NIVELES:** 02 Niveles

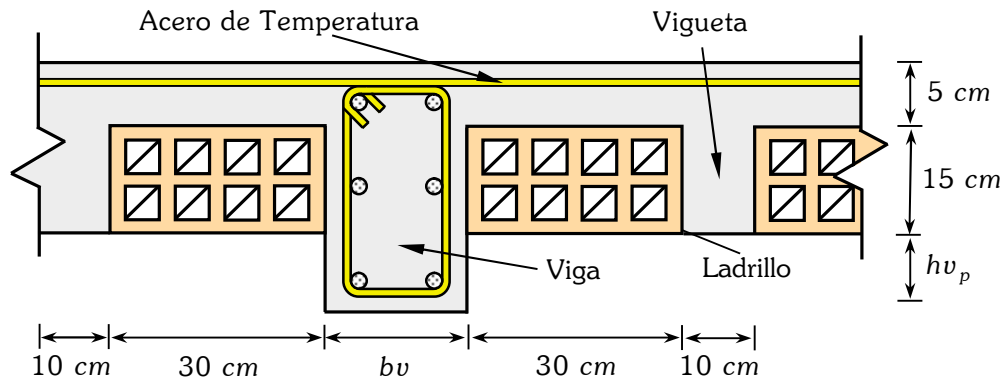


### DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EXISTENTES

Dimensiones de las columnas.



Dimensiones de las vigas y la losa aligerada.



### METRADO DE CARGAS DE LA ESTRUCTURA

Tabla D.1. Cargas muertas y vivas para la edificación "E2"

CARGA MUERTA					
Componente	Cant./m <sup>2</sup>	Kg/cant.	Kg/m <sup>2</sup>	Carga Parcial Kg/m <sup>2</sup>	Carga Total Kg/m <sup>2</sup>
Ladrillo techo de 30x30x15cm	8.33	9		75	
Tarrajeo en el cielorraso	1		25	25	200
Acabados de piso terminado con cemento pulido	1		100	100	
CARGA VIVA O SOBRECARGA					
S/C (Aulas)	1		250	250	250
Escaleras y pasadizos	1		400	400	400

### Metrado de cargas de parapeto "CM".

Metrado de cargas para los parapetos de la escalera  $h_p = 1.20m$ .

$$w_p = (e_p)(h_p)(\gamma_p)$$

$$w_p = (0.13m)(1.20m)(1800 Kg/m^3)$$

$$w_p = 280.80 Kg/m$$

Metrado de cargas para los parapetos de las ventanas  $h_m = 2.10m$ .

$$w_m = (e_m)(h_m)(\gamma_m)$$

$$w_m = (0.13m)(1.50m)(1800 Kg/m^3)$$

$$w_m = 351.00 Kg/m$$

### Metrado de cargas de la cobertura.

Cargas de diseño por peso propio.

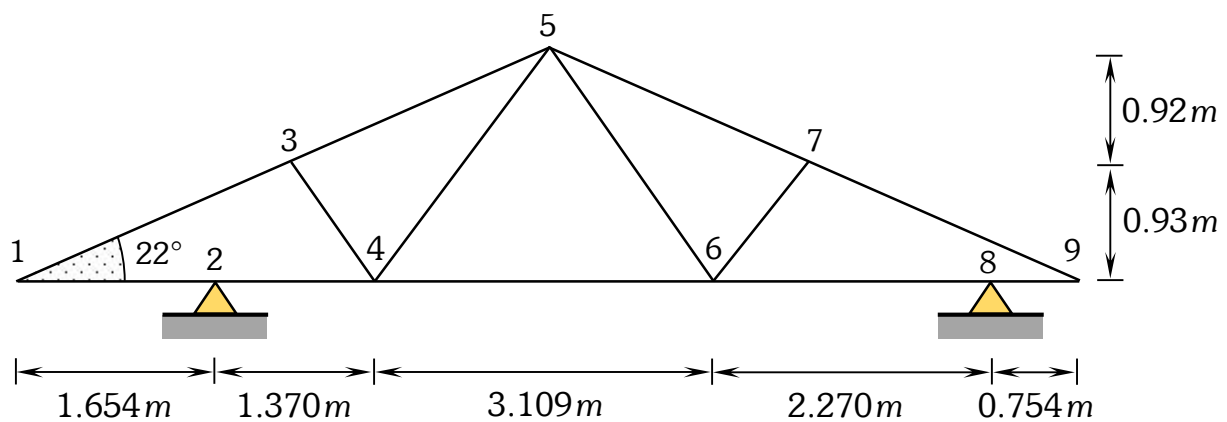


Figura D.1. Dimensiones del tejero de la edificación "E1"

### Metrado de cargas del tejero

Tabla D.2. *Metrado de cargas del tejero*

ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	Longitud (m)	Sección		Area (m <sup>2</sup> )	Peso (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso (Kg)
			b (in)	h (in)			
Tramo 1-2	Cordón inferior	1.654	2"	6"	0.0077	700	8.915
Tramo 2-4	Cordón inferior	0.648	2"	6"	0.0077	700	3.493
Tramo 1-3	Cordón superior	2.483	2"	6"	0.0077	700	13.383
Tramo 3-4	Montante	1.178	2"	4"	0.0052	700	4.288
Tramo 3-5	Cordón superior	2.456	2"	6"	0.0077	700	13.238
Tramo 4-5	Diagonal	2.417	2"	4"	0.0052	700	8.798
Tramo 4-6	Cordón inferior	3.109	2"	6"	0.0077	700	16.758
Tramo 5-6	Diagonal	2.417	2"	4"	0.0052	700	8.798
Tramo 5-7	Cordón superior	2.456	2"	6"	0.0077	700	13.238
Tramo 6-7	Montante	1.178	2"	4"	0.0052	700	4.288
Tramo 7-9	Cordón superior	2.483	2"	6"	0.0077	700	13.383
Tramo 6-8	Cordón inferior	2.270	2"	6"	0.0077	700	12.235
Tramo 8-9	Cordón inferior	0.754	2"	6"	0.0077	700	4.064
Peso total del tejero							124.879



A continuación se presenta el metrado de cargas del tijeral considerando las dimensiones reales en ambos lados de la edificación.

**Metrado de carga muerta distribuida del tijeral.**

Longitud inclinada del tijeral de ambos lados.

$$L = 9.88 m$$

Carga distribuida del tijeral.

$$CM_1 = 12.64 Kg/m$$

**Metrado de cargas de la cobertura y correas.**

Espaciamiento de correas.

$$e = 0.75 m.$$

Numero de correas en ambos lados

$$n_c = 16 \text{ correas}$$

Peso total de las correas de 2" x 3".

$$w_{cor.} = A \times n_c \times \delta_m = (0.0038)(16)(700)$$

$$w_{cor.} = 43.35 Kg/m$$

Peso de las calaminas y clavos por  $m^2$ .

$$Q_{cal} = 2.54 Kg/m^2$$

$$Q_{cla.} = 0.081 Kg/m^2$$

Distancia entre tijerales.

$$e_t = 1.30 m.$$

Carga distribuida para las calaminas y clavos.

$$w_{cob.} = (2.62 Kg/m^2)(1.30 m)$$

$$w_{cob.} = 3.41 Kg/m$$

Carga distribuida de la cobertura y correas

$$CM_2 = w_{cor.} + w_{cob.} = 46.76 Kg/m$$

**Metrado de cargas de las cuerdas inferiores y el cielorraso.**

Espaciamiento de la correa inferior.

$$e_{c.i.} = 1.10 m$$

Numero de las correas inferiores de 2" x 2".

$$w_{c.i.} = A \times n_c \times \delta_m = (0.0026)(10)(700)$$

$$w_{c.i.} = 18.20 Kg/m$$

Peso del cielorraso por  $m^2$ .

$$Q_{ciel} = 30 Kg/m^2$$

Distancia entre tijerales.

$$e_t = 1.30 m.$$

Carga distribuida para el cielorraso.

$$w_{ciel.} = (30 Kg/m^2)(1.30 m)$$

$$w_{ciel.} = 39 Kg/m$$

$$CM_3 = w_{c.i.} + w_{ciel.} = 57.20 Kg/m$$

**Cargas vivas "CV".**

**Carga viva de techo.**

Carga viva para techos con coberturas livianas.

$$Q_{vc} = 30 Kg/m^2$$

**Carga de nieve.**

Carga básica de nieve sobre el suelo "Q<sub>s</sub>".

$$Q_s = 40 Kg/m^2$$

Para la carga adicional por nieve o granizo de acuerdo a la norma E.020 nos dice que para techos de dos aguas con inclinaciones comprendidas entre 15° y 30° la carga de diseño "Q<sub>t</sub>", sobre la proyección horizontal, será:

$$Q_t = 0.80 Q_s$$

Entonces.

$$Q_t = 0.80 (40 Kg/m^2) = 32 Kg/m^2$$

Luego obtendremos la carga viva distribuida para una distancia de separación de tijerales

$$e_t = 1.30 m:$$

$$CV = (30 Kg/m^2 + 32 Kg/m^2)(1.30 m)$$

$$CV = 80.60 Kg/m$$



## Cargas por viento "CV<sub>i</sub>"

### Dirección del viento

La dirección del viento dominante en la ciudad de Ayaviri es del Oeste, durante 6 días, del 8 de enero al 14 de enero y durante 7.6 meses, del 5 de abril al 24 de noviembre, con un porcentaje máximo de 71%.

### Velocidad de diseño

Tomando en cuenta su ubicación y considerando la estructura como permanente, del Mapa Eólico.

$$V = 110 \text{ Km/h}$$

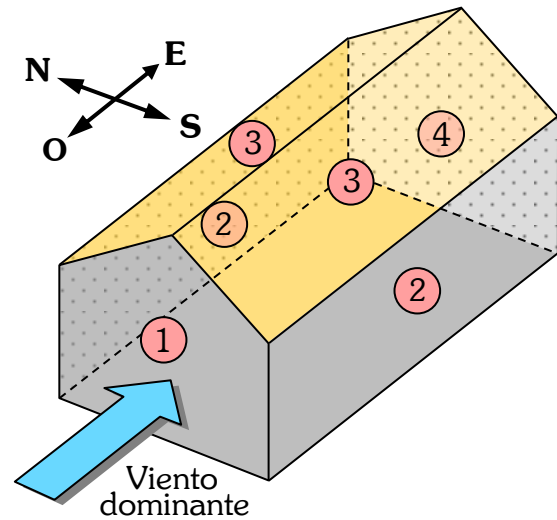
### Presión dinámica

Esta dado por la siguiente expresión.

$$V_h = V \left( \frac{h}{10} \right)^{0.22}$$

Para una altura  $h = 8.50 \text{ m}$ , se tiene:

$$V_h = 110 \left( \frac{8.50}{10} \right)^{0.22} = 106.14 \frac{\text{Km}}{\text{h}}$$



### Coefficientes de Presión.

De acuerdo a la norma E.020 se tiene para superficies paralelas a la dirección del viento a partir de la tabla 5.4 y tabla 5.5.

Coefficiente de presión exterior " $C_{pe}$ ".

$$C_5 = -0.50$$

Coefficiente de presión interior " $C_{pi}$ ".

$$C_{pi} = \pm 0.30$$

Para los efectos combinados de las presiones interiores y exteriores, se tomará:

$$C = C_{pe} - C_{pi}, \quad C_5 = -0.80,$$

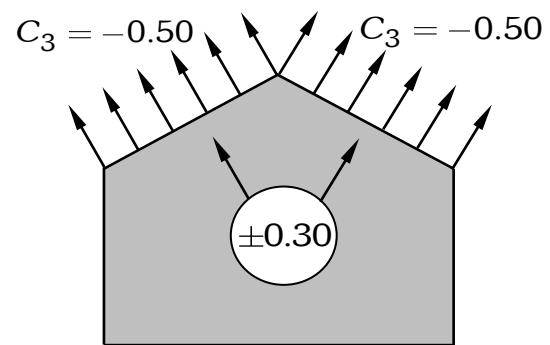
### Carga exterior del viento.

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

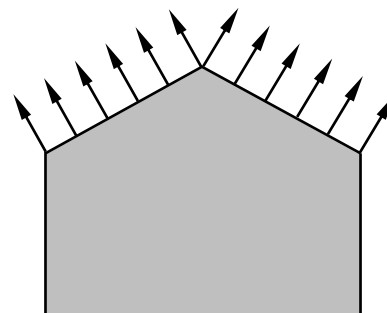
$$P_5 = -45.06 \text{ Kg/m}^2$$

$$C V_{i5} = -45.06 \text{ Kg/m}^2 \quad 1.30 \text{ m}$$

$$C V_{i5} = -22.41 \text{ Kg/m}$$

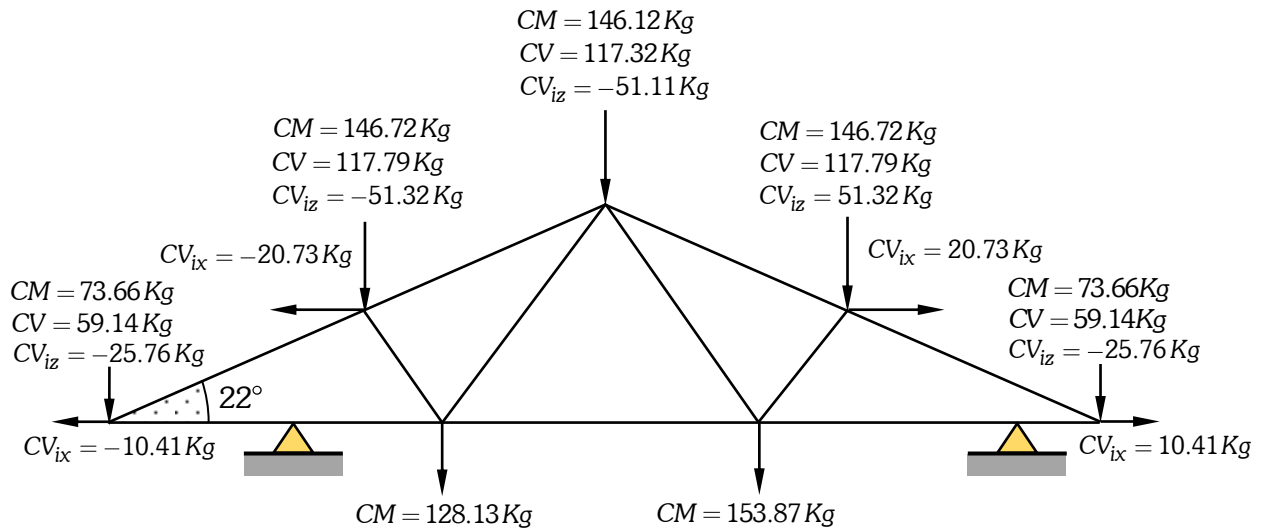


$$P_h = -45.06 \text{ Kg/m}^2$$



### Distribución de cargas a la armadura del tijeral

A continuación, se muestra el resumen de cargas metrados para la cobertura.



Resultados de las reacciones, a partir del programa SAP2000, para cada caso de carga, Carga Muerta "CM", Carga viva "CV" y carga de viento "CVI".

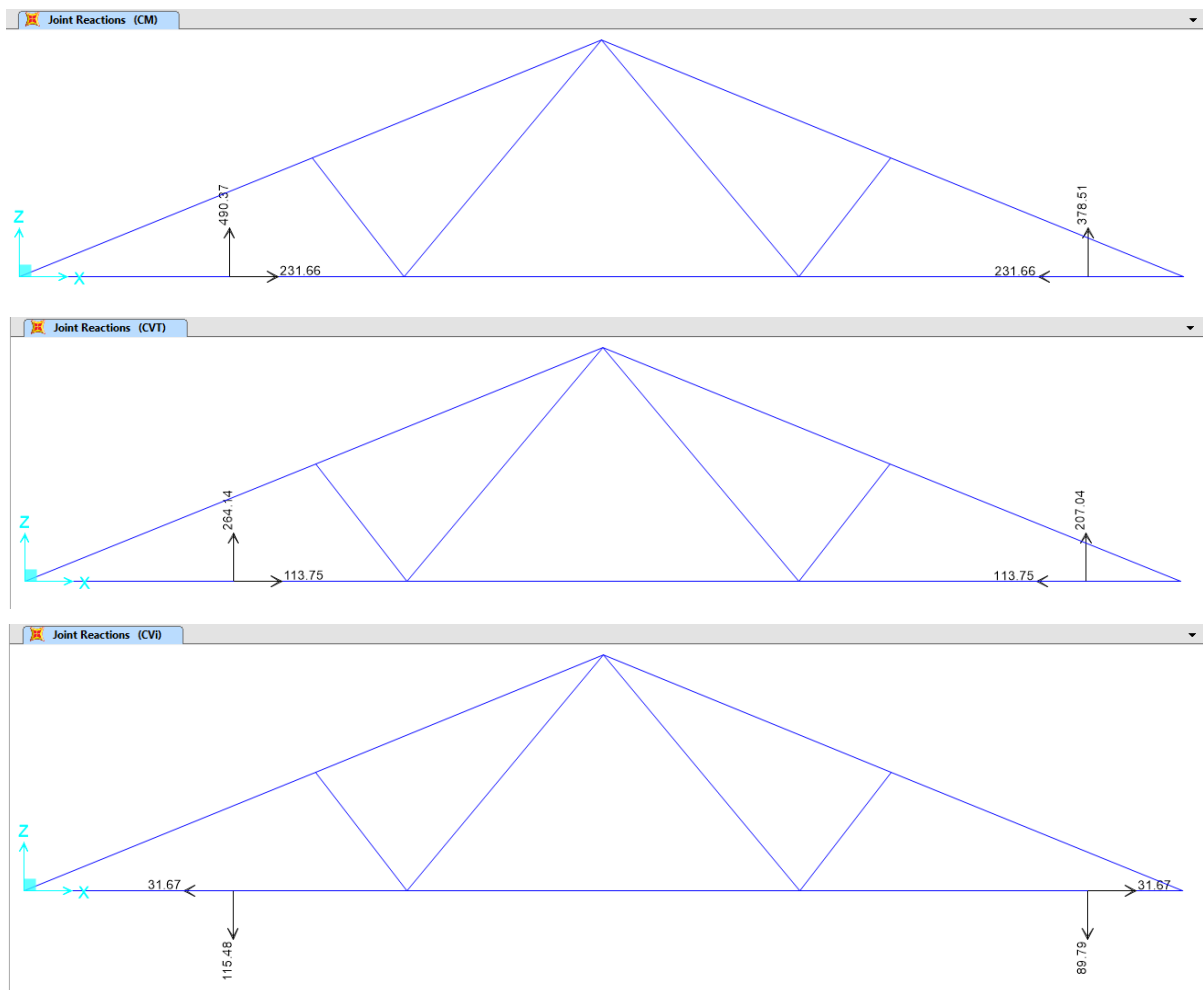


Figura D.2. Reacciones para distintas cargas obtenidas para la edificación "E2"

### CARGAS PUNTUALES EN LOS TRAMOS CENTRALES.

A continuación, se tiene las cargas que transmite la cobertura a la viga.

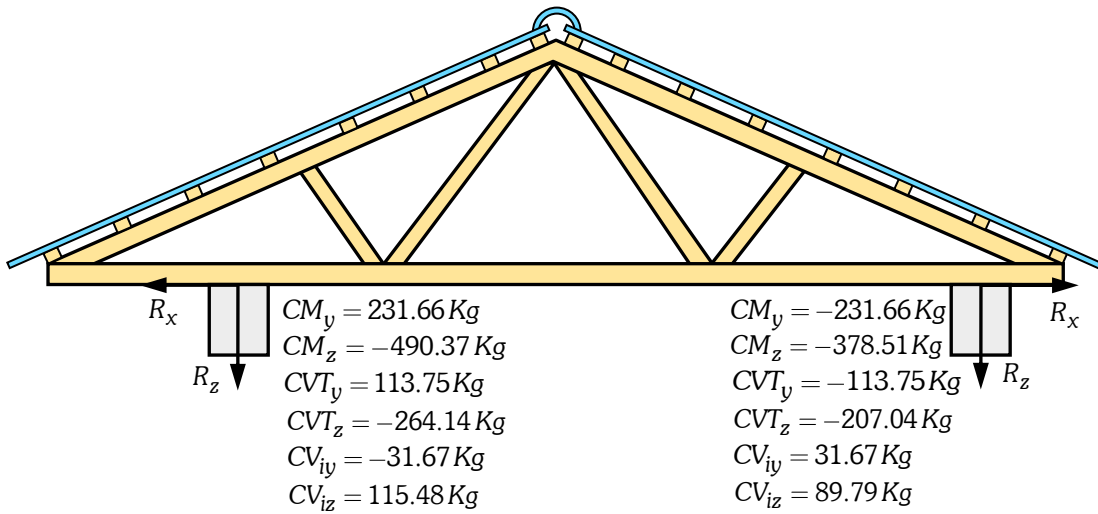



Figura D.3. Cargas transmitidas de la cobertura a la edificación "E1"

### ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL

Para el análisis dinámico espectral se trabajó con la norma de diseño sísmoresistente de E.030 – 2003 para el cual se tiene los siguientes resultados.

Tabla D.3. Datos sísmicos de E1

Factores sísmicos NTE E.030 - 2003		
Zona (Zona 2)	Factor de importancia (U)	Factor de suelo (S)
0.3	1.5	1.3
Valor de periodo $T_p$	Factor de reducción $R_x$	Factor de reducción $R_y$
0.9 s	8	3
Altura de la edificación $h_n$	Coefficiente sísmico $CT_x$	Coefficiente sísmico $CT_y$
6.40 m	35	60
Aceleración de la gravedad (g)	Periodo fundamental de la edificación $T_x$	Periodo fundamental de la edificación $T_y$
9.81 m/s <sup>2</sup>	0.183 seg.	0.107 seg.



### Aceleración espectral en "X-X" y "Y-Y"

De acuerdo a la norma E.030 – 1997 para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizó un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g, \quad C = 2.5 \left( \frac{T_P}{T} \right); C \leq 2.5 \quad \text{Ec.D.1}$$

Para el análisis en la dirección vertical se usó un espectro con valores iguales a 2/3 del espectro empleado en la dirección horizontal.

Para estimar el periodo fundamental de la edificación se utilizó la siguiente expresión.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad \text{Ec.D.2}$$

A continuación se muestran las gráficas de la aceleración espectral T vs Sa.

Espectro de respuesta en dirección X-X

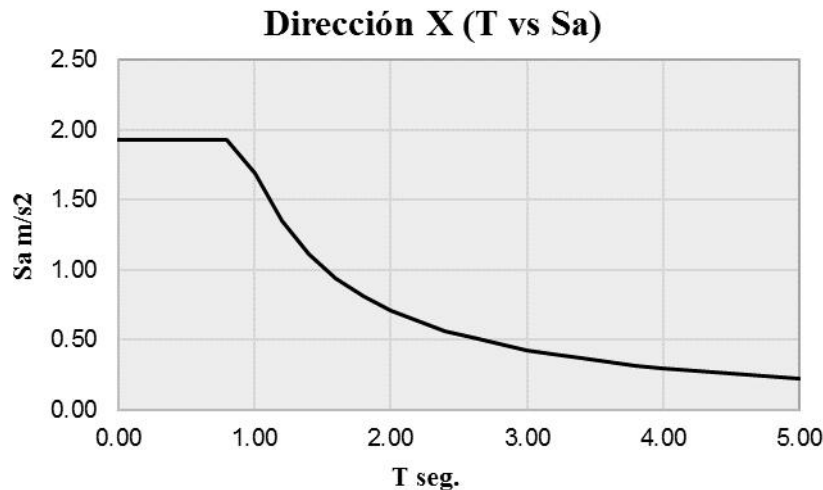


Figura D.4. Espectro en dirección X-X

Así también se muestra el espectro de pseudo aceleraciones en la dirección Y-Y

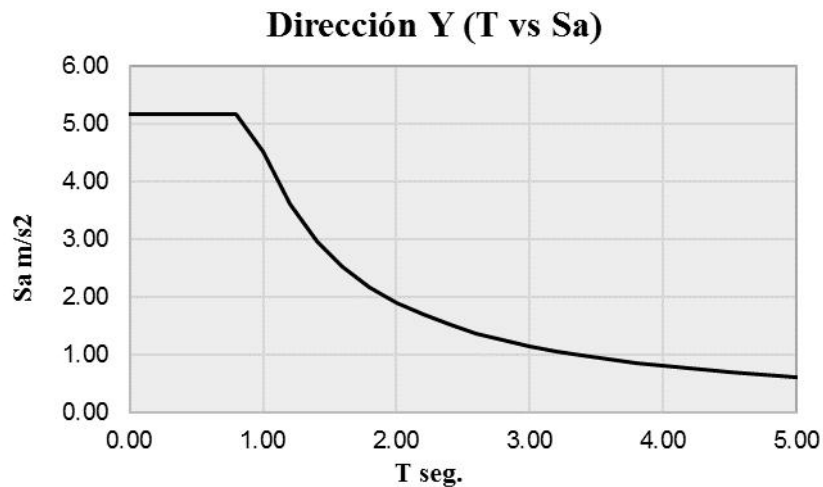


Figura D.5. Espectro en dirección Y-Y

## Definición de los materiales isotrópicos

### Concreto

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 15000\sqrt{210} \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.2 \text{ Coeficiente de Poisson}$$

### Albañilería

Ladrillo clase IV sólidos, tipo King Kong de arcilla,  $t=23\text{cm}$ .

$$f'm = 45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Em = 500 \times f'm = 22500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Gm = 0.4Em = 9000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.25 \text{ Coeficiente de Poisson}$$

### Acero

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2 \times 10^6$$

$$\mu = 0.3$$

## Combinaciones de carga

Para las combinaciones de la resistencia requerida "U" se trabajó a partir de la norma NTE E.060 - 1989 expresados en su sección 10.2.

$$\text{Carga de servicio} = CM + CV$$

$$\text{COMB.01} = 1.5CM + 1.8CV$$

$$\text{COMB.02} = 1.25(CM + CV + CSX)$$

$$\text{COMB.03} = 1.25(CM + CV - CSX)$$

$$\text{COMB.04} = 1.25(CM + CV + CSY)$$

$$\text{COMB.05} = 1.25(CM + CV - CSY)$$

$$\text{COMB.06} = 0.9CM + 1.25CSX$$

$$\text{COMB.07} = 0.9CM - 1.25CSX$$

$$\text{COMB.08} = 0.9CM + 1.25CSY$$

$$\text{COMB.09} = 0.9CM - 1.25CSY$$

$$\text{COMB.10} = 1.25(CM + CV + CVi)$$

$$\text{COMB.11} = 1.25(CM + CV - CVi)$$

$$\text{COMB.12} = 0.9CM + 1.25CVi$$

$$\text{COMB.13} = 0.9CM - 1.25CVi$$

$$\text{Envolvente} = \text{COMB.01} + \text{COMB.02} + \text{COMB.03} + \text{COMB.04} + \text{COMB.05} + \text{COMB.06} + \text{COMB.07} + \text{COMB.08} + \text{COMB.09} + \text{COMB.10} + \text{COMB.11} + \text{COMB.12} + \text{COMB.13}$$

## Modelamiento de la estructura en ETABS 2015

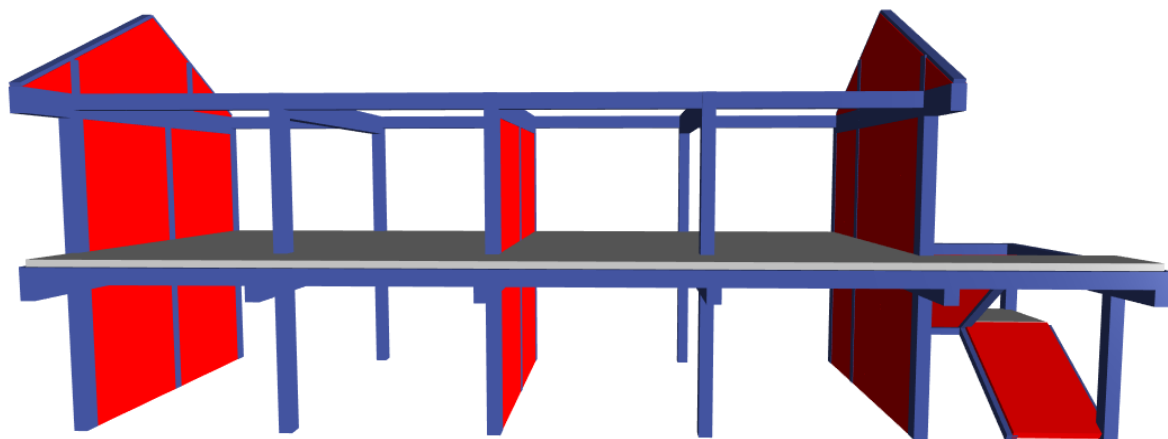


Figura D.6. Modelamiento de la estructura en ETABS – 2015

### Asignación de las cargas a la estructura

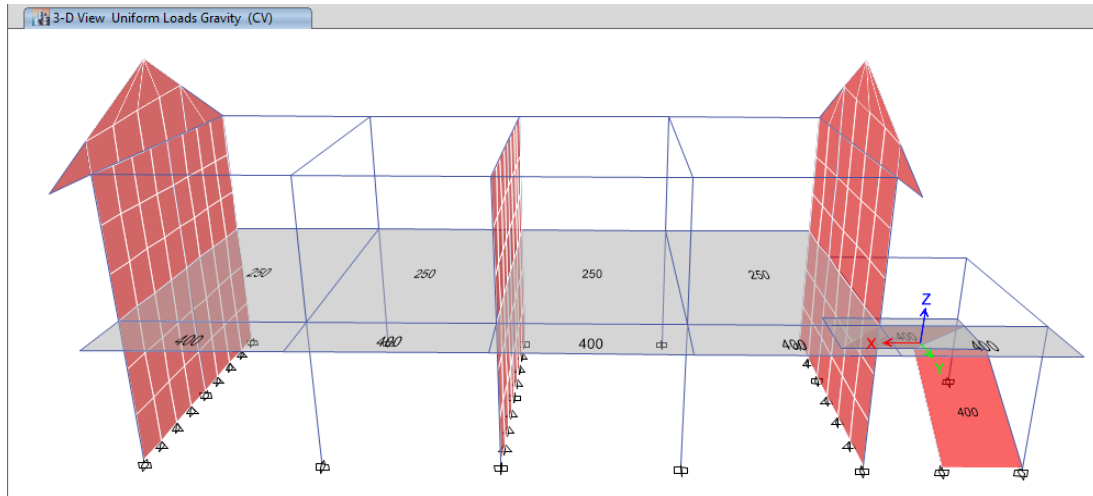


Figura D.7. Asignación de la carga viva

### Obtención de las cortantes maximas de la edificación

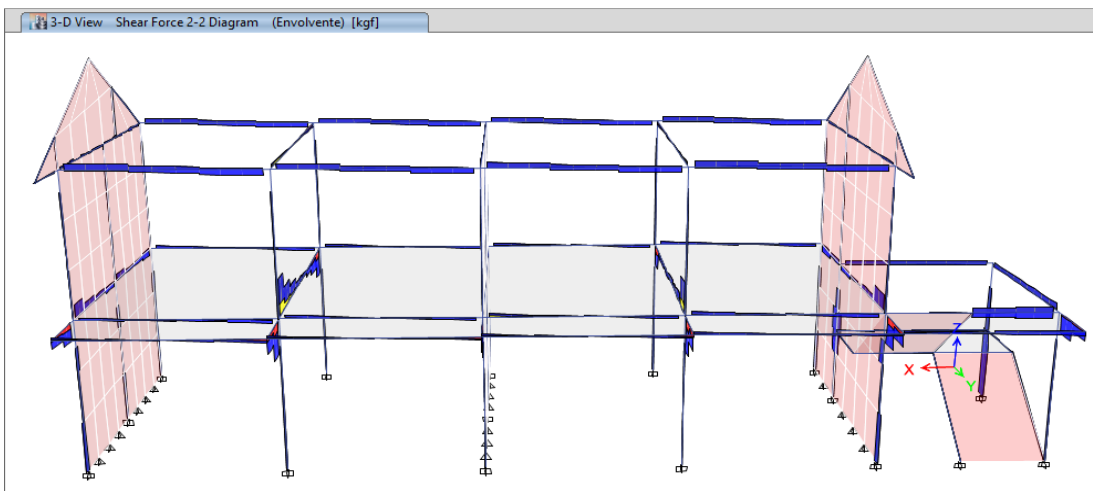


Figura D.8. Resultados de las cortantes maximas de la edificación

### Obtención de los momentos máximos y mínimos

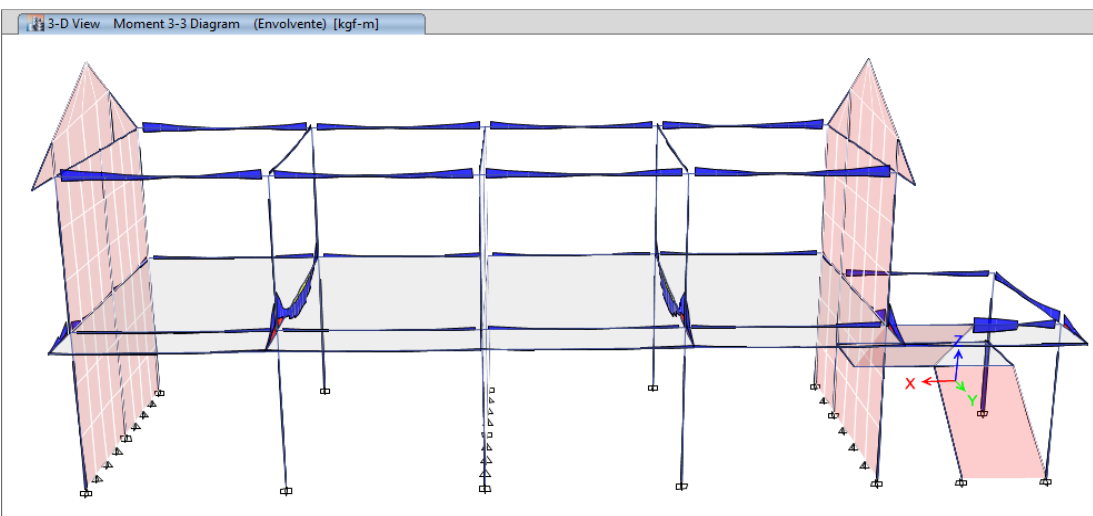


Figura D.9. Resultados de los momentos maximos de la edificación



## DISEÑO A FLEXIÓN DE LAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO VP - 131 (0.25x0.60)

A continuación se muestra el procedimiento para el cálculo de acero de la viga principal

Datos del elemento

$$b=0.25m, h=0.60m$$

$$d = h - rec. + \phi 3/8" + \phi 5/8"/2$$

$$d = 60 - 4 + 0.952 + 1.588/2$$

$$d = 54.25cm$$

$$f'_c = 210Kg/cm^2 \text{ y } f_y = 4200Kg/cm^2$$

Calculo del acero para un coeficiente de reducción a flexión de  $\phi = 0.90$ .

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y d - a/2}, \quad a = \frac{As \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

A partir de esta expresión se tiene el acero.

$$As = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi f'_c b d^2}} \right]$$

### Verificación de las cuantías

Calculo de la cuantía balanceada a partir de su sección 9.6.3. de la NTE E.060 - 1989.

$$\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

Pa el cual el valor de  $\beta_1 = 0.85$  para resistencias de concreto  $f'_c$  hasta  $280 Kg/cm^2$  según NTE E.060 - 1989 en su sección 11.2.1.

$$\rho_b = 0.02125$$

La cuantía máxima según E.060 - 1989 es:

$$\rho_{max} \leq 0.50 \rho_b = 0.01063 \text{ (económico)}$$

$$\rho_{max} \leq 0.75 \rho_b = 0.01594 \text{ (falla dúctil)}$$

Acero Máximo

$$As_{max} = \max \quad 0.50 \rho_b b d; 0.75 \rho_b b d$$

$$As_{max} = 21.62 cm^2$$

La cuantía mínima según E.060 - 1989.

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.00333 \text{ (ACI 318-2008)}$$

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.00242$$

Acero Mínimo

$$As_{min} = \min \left\{ 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d; \frac{14}{f_y} b d \right\}$$

$$As_{min} = 3.27 cm^2$$

Entonces debe cumplir

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$\text{Donde } \rho = \frac{As}{b d}$$

$$As_{min} < As_{pro.} < As_{max}$$

A continuación se muestra la tabla de datos de las áreas y el diametro para las varillas de acero de refuerzo comercial en el Peru.

Tabla C.4. Datos de acero de fabricación peruana

$\phi$	6mm	8mm	3/8"	12mm"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Diametro	0.600	0.800	0.952	1.200	1.270	1.588	1.905	2.540	3.580
Area	0.28	0.50	0.71	1.13	1.29	2.00	2.84	5.10	10.06

### Demanda de acero de refuerzo por flexión en vigas

Dicha demanda se realizó de acuerdo a ACI 318-2008, dadas en su sección 21.3.4.1

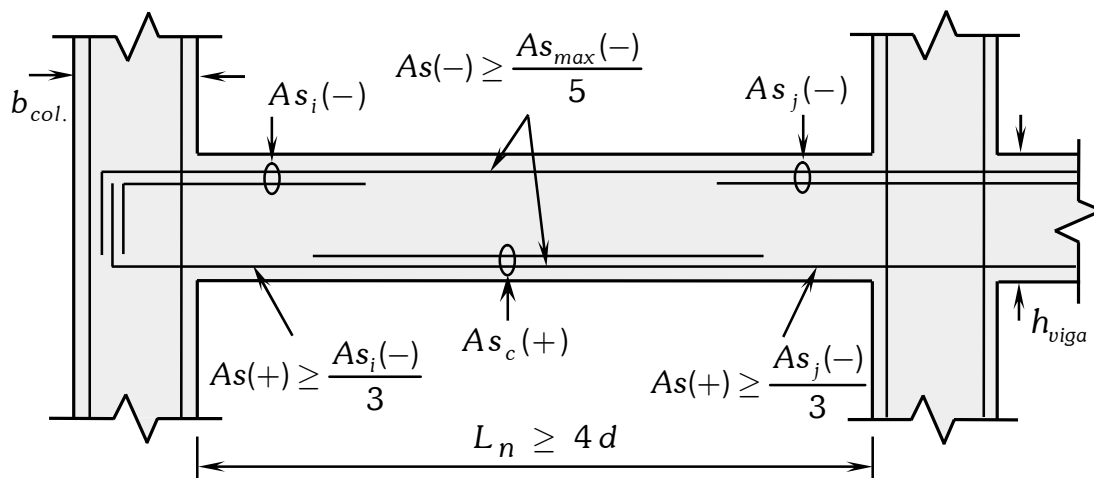


Figura D.10. Detalle del refuerzo longitudinal

A continuación, se muestra los resultados del acero longitudinal optado para los planos.

Tabla D.5. Cálculo de acero para la viga VP – 131 (0.25x0.60) y VP – 132 (0.25x0.60)

Diseño a flexión para la viga VP – 131 (0.25x0.60), Eje 3-3 y Eje A-D					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje A-A (As. sup.) apoyo inicial	-7239.53 Kg-m	3.646 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8" + 1 $\phi$ 1 / 2"	5.29 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje A-A (As. inf.) apoyo inicial	-	1.215 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje A-D (As. sup.) tramo central	-	1.518 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje A-D (As. inf.) tramo central	+9953.30 Kg-m	5.077 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8" + 1 $\phi$ 1 / 2"	5.29 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje D-D (As. sup.) apoyo final	-14536.94 Kg-m	7.588 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8" + 2 $\phi$ 5 / 8"	8.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje D-D (As. inf.) apoyo final	-	2.529 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Diseño a flexión para la viga VP – 132 (0.25x0.60) Eje 3-D y volado (pasadizo)					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje D-D (As. sup.) apoyo inicial	-11974.37 Kg-m	6.169 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8" + 2 $\phi$ 5 / 8"	8.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje D-D (As. inf.) apoyo inicial	-	2.056 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple





**DISEÑO A FLEXIÓN DE LAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO VS 1A1 – (0.25x0.30)**

A continuación, se muestra el procedimiento para el cálculo de acero de la viga principal.

Datos del elemento

$$b = 25\text{ cm}, h = 30\text{ cm}$$

$$d = h - \text{rec.} + \phi 3 / 8" + \phi 1 / 2" / 2$$

$$d = 30 - 4 + 0.952 + 1.270 / 2$$

$$d = 24.41\text{ cm}$$

$$f'_c = 210\text{ Kg/cm}^2 \text{ y } f_y = 4200\text{ Kg/cm}^2$$

Se tiene la expresión para  $\phi = 0.90$

$$A_s = \frac{0.85f'_c bd}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f'_c bd^2}} \right]$$

**Verificación de las cuantías**

De lo anterior se tiene  $\rho_b = 0.02125$ .

La cuantía máxima según E.060 - 1989 es:

$$\rho_{\max} \leq 0.75\rho_b = 0.01594 \text{ (falla dúctil)}$$

Acero Máximo

$$A_{s_{\max}} = \max 0.50\rho_b bd; 0.75\rho_b bd$$

$$A_{s_{\max}} = 9.73\text{ cm}^2$$

La cuantía mínima según E.060 – 1989.

$$\rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.00242$$

Acero Mínimo

$$A_{s_{\min}} = \min \left\{ 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd; \frac{14}{f_y} bd \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = 1.48\text{ cm}^2$$

Entonces debe cumplir

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$\text{Donde } \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_{s_{\min}} < A_{s_{\text{pro.}}} < A_{s_{\max}}$$

A continuación, se muestra el cálculo de acero para la viga secundaria.

Tabla D.6. *Cálculo de acero para la viga VS – 1D2 (0.25x0.30)*

Diseño a flexión para la viga VS – 1D2 (0.25x0.30) Eje D-D y Eje 2-3					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje 2-2 (As. sup.) apoyo inicial	-2805.41 Kg-m	3.243 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2" + 1 $\phi$ 1 / 2"	3.87 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 2-2 (As. inf.) apoyo inicial	-	1.081 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 2-3 (As. sup.) tramo central	-	0.649 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 2-3 (As. inf.) tramo central	+1614.52 Kg-m	1.813 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 3-3 (As. sup.) apoyo final	-2181.78 Kg-m	2.483 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2" + 1 $\phi$ 1 / 2"	3.87 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 3-3 (As. inf.) apoyo final	-	0.828 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple

Tabla D.7. Cálculo de acero para la viga VS – 1D3 (0.25x0.30)

Diseño a flexión para la viga VS – 1D3 (0.25x0.30), Eje D-D y Eje 3-4					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje 3-3 (As. sup.) apoyo inicial	-2049.21 Kg-m	2.325 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2" + 1 $\phi$ 1 / 2"	3.87 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 3-3 (As. inf.) apoyo inicial	-	0.775 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 3-4 (As. sup.) tramo central	-	0.523 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 3-4 (As. inf.) tramo central	+1262.34 Kg-m	1.406 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 4-4 (As. sup.) apoyo final	-2290.32 Kg-m	2.614 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2" + 1 $\phi$ 1 / 2"	3.87 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 4-4 (As. inf.) apoyo final	-	0.871 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple

A continuación, se muestra las longitudes del acero de refuerzo negativo (superior) y positivo (inferior) dadas a partir de las experiencias de los ingenieros.

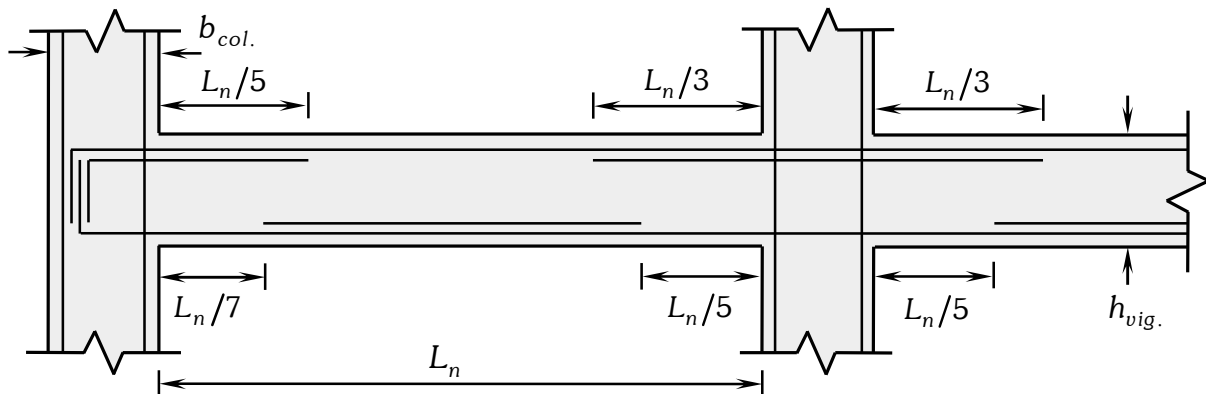


Figura D.11. Longitud del acero de refuerzo negativo y positivo

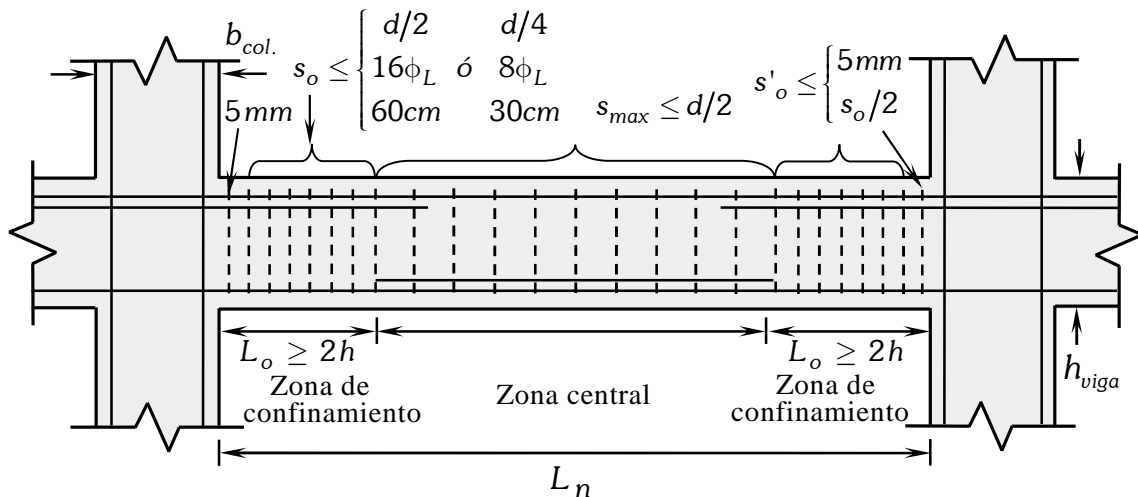
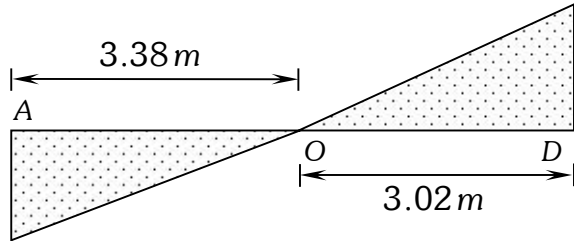


Figura D.12. Detalle de la viga para acero transversal

### DISEÑO POR CORTANTE DE VP – 131 (0.25x0.60), EJE 3-3 Y EJE A-D, tramo AO

Los cortantes obtenidos del ETABS a partir de la envolvente, para la viga AB es:

$$Vu(+) = 11113.94 \text{ Kg}$$



$$Vu(-) = -7735.24 \text{ Kg}$$

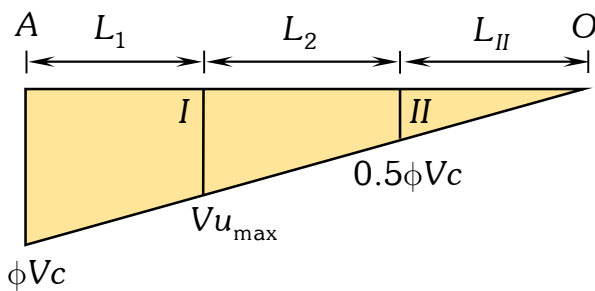
**Cortante apoyo "A"**

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} b_w d = 10416.58 \text{ Kg}$$

$$\phi Vc = 8854.09 \text{ Kg}$$

$$0.5\phi Vc = 4427.05 \text{ Kg}$$

$$Vu_{max} = -7735.24 \text{ Kg}$$



La longitud de los tramos se tiene por proporcionalidad.

$$\frac{L_{II}}{4427.05 \text{ Kg}} = \frac{6.40 \text{ m}}{8854.09 \text{ Kg}}$$

Resolviendo se tiene:

$$L_I = L_1 + L_2 = 1.69 \text{ m}, \quad L_{II} = 1.69 \text{ m}$$

Segun la norma E.060 se tiene.

**Zona I "L<sub>1</sub> + L<sub>2</sub>"**

Corresponde para,  $0.5\phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc$

$$s_{min} = \frac{Av \times fy}{3.5b}$$

Donde:  $Av = 2 \text{ ramas } \phi 3/8" = 1.42 \text{ cm}^2$

$$s_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60 \text{ cm}$$

Numero de estribos en la zona I,  $n = L_I/s$

**Zona II "L<sub>II</sub>"**

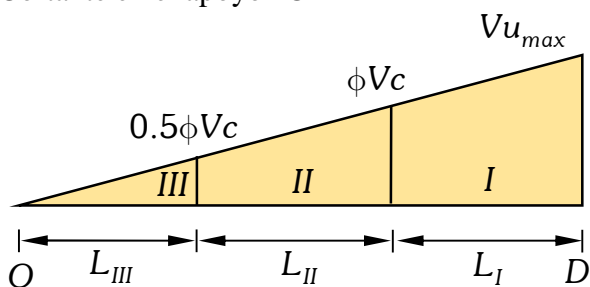
Corresponde a tramos desde  $Vu < 0.5\phi Vc$

$$s_{min} \leq d/2,$$

Numero de estribos en la zona II,  $n = L_{II}/s$

### DISEÑO POR CORTANTE DE VP – 131 (0.25x0.60), EJE 3-3 Y EJE A-D, tramo OD

Cortante en el apoyo "C"



$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} b_w d = 10416.58 \text{ Kg}$$

$$\phi Vc = 8854.09 \text{ Kg}$$

$$0.5\phi Vc = 4427.05 \text{ Kg}$$

$$Vu_{max} = +11113.94 \text{ Kg}$$

La longitud por proporcionalidad es:

$$\frac{L_{II} + L_{III}}{8854.09 \text{ Kg}} = \frac{3.02 \text{ m}}{11113.94 \text{ Kg}}$$

De la proporción se tiene:

$$L_{II} = L_{III} = 1.20 \text{ m}, \quad L_I = 0.62 \text{ m}$$

Resolviendo de forma similar a lo anterior:

**Zona I "L<sub>I</sub>" para  $Vu > \phi Vc$**

$$Vu \leq Vn, \quad Vn = Vc + Vs$$

$$Vs = \frac{Vu_{max}}{\phi} - \frac{\phi Vc}{\phi} = \frac{11113.94}{0.85} - \frac{8854.09}{0.85}$$

$$Vs = 2658.65 \text{ Kg}$$

$$1.06\sqrt{f'c} \times b_w \times d = 20833.17 \text{ Kg}$$



a). Si,  $V_s \leq 1.06\sqrt{f'c} \times b_w \times d$  (cumple)

Los espaciamientos mínimos están dados por:

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}, \quad s \leq \frac{d}{2} \text{ ó } s \leq 60 \text{ cm}$$

Numero de estribos en la zona I,  $n = L_I / s$

**Zona II "L<sub>II</sub>"** para,  $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$

$$s_{min} = \frac{A_v \times f_y}{3.5b}$$

Donde:  $A_v = 2 \text{ ramas } \phi 3 / 8" = 1.42 \text{ cm}^2$

$$s_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60 \text{ cm}$$

Numero de estribos en la zona II,  $n = L_{II} / s$

**Zona III "L<sub>III</sub>"** para  $V_u < 0.5\phi V_c$

$$s_{min} \leq \frac{d}{2},$$

Numero de estribos en la zona III,  $n = L_{III} / s$

A continuación, se tiene el cálculo del acero transversal a corte de la viga principal del primer nivel, VP – 13 (0.25x0.60).

Tabla D.8. Diseño a cortante de la viga principal VP – 13 (0.25x0.60)

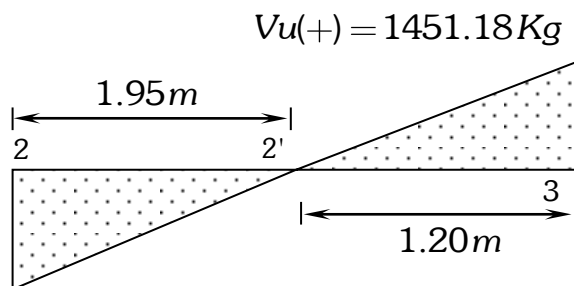
Diseño por cortante de VP – 131 (0.25x0.60), Eje 3-3 y Eje A-D, tramo AO				
DESCRIPCIÓN	$\phi$ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	$\phi 3 / 8"$	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" "L <sub>I</sub> = 1.69 m"				
Condicion $\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c / 2$	$\phi 3 / 8"$	27.13 cm	15.00 cm	11 estribos
Zona "II" "L <sub>II</sub> = 1.69 m"				
Condicion $V_u < \phi V_c / 2$	$\phi 3 / 8"$	27.13 cm	20.00 cm	8 estribos
Distribución final de estribos para el tramo AO es:	$\square \phi 3 / 8" : 1 @ 0.05, 11 @ 0.15, R @ 0.20$			
Diseño por cortante de VP – 131 (0.25x0.60), Eje 3-3 y Eje A-D, tramo OD				
DESCRIPCIÓN	$\phi$ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	$\phi 3 / 8"$	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" "L <sub>I</sub> = 0.62 m"				
Condicion $V_u > \phi V_c$	$\phi 3 / 8"$	27.13 cm	10.00 cm	6 estribos
Zona "II" "L <sub>II</sub> = 1.20 m"				
Condicion $\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c / 2$	$\phi 3 / 8"$	27.13 cm	15.00 cm	8 estribos
Zona "III" "L <sub>III</sub> = 1.20 m"				
Condicion $V_u < \phi V_c / 2$	$\phi 3 / 8"$	27.13 cm	20.00 cm	6 estribos
Distribución final de estribos para el tramo OD es:	$\square \phi 3 / 8" : 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, 8 @ 0.15, R @ 0.20$			

Tabla D.9. Diseño a cortante de la viga principal VP – 132(0.25x0.60), Volado

Diseño por cortante de VP – 132 (0.25x0.60), Eje 3-D, Volado				
DESCRIPCIÓN	$\phi$ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	$\phi 3/8"$	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" " $L_I = 0.36m$ " Condicion $Vu > \phi Vc$	$\phi 3/8"$	27.63 cm	10.00 cm	4 estribos
Zona "II" " $L_{II} = 0.57m$ " Condicion $\phi Vc \geq Vu \geq \phi Vc/2$	$\phi 3/8"$	27.13 cm	15.00 cm	4 estribos
Zona "III" " $L_{III} = 0.57m$ " Condicion $Vu < \phi Vc/2$	$\phi 3/8"$	27.13 cm	20.00 cm	3 estribos
Distribución final de estribos para el tramo Volado es:	$\square \phi 3/8" : 1@0.05, 4@0.10, 4@0.15, R@0.20$			

**DISEÑO POR CORTANTE DE VS – 1D1 (0.25x0.30), EJE D-D Y EJE 2-3, TRAMO 2-2'**

Los cortantes obtenidos del ETABS a partir de la envolvente, para  $d = 24.41cm$  es:



$Vu(-) = -1431.49 Kg$

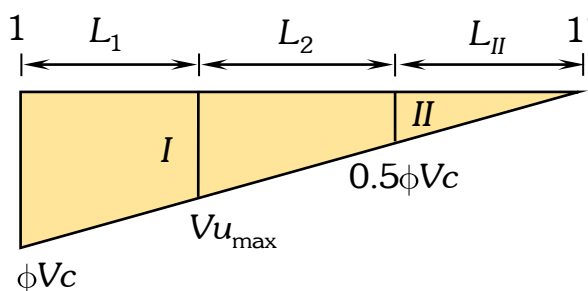
Cortante apoyo "2"

$Vc = 0.53\sqrt{f'c} b_w d = 4686.98 Kg$

$\phi Vc = 3983.93 Kg$

$0.5\phi Vc = 1991.97 Kg$

$Vu_{max} = -1431.49 Kg$



La longitud de los tramos se tiene por proporcionalidad.

$$\frac{L_{II}}{1991.97 Kg} = \frac{1.95 m}{3983.93 Kg}$$

Resolviendo se tiene:

$L_I = L_1 + L_2 = 0.97m, \quad L_{II} = 0.97m$

Para el cálculo del acero transversal se prosiguió de acuerdo a la norma E.060.

**Zona I " $L_1 + L_2$ "**

Corresponde para,  $0.5\phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc$

$$s_{min} = \frac{Av \times fy}{3.5b}$$

Donde:  $Av = 2ramas \phi 3/8" = 1.42 cm^2$

$$s_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60cm$$

Numero de estribos en la zona I,  $n = L_I/s$

**Zona II " $L_{II}$ "**

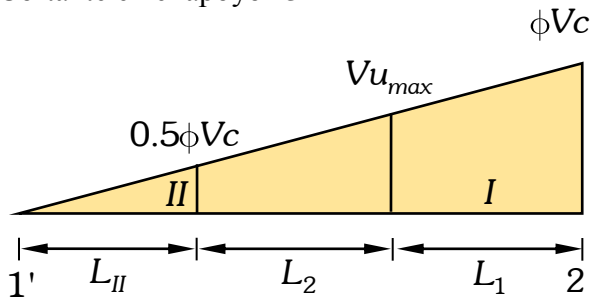
Corresponde a tramos desde  $Vu < 0.5\phi Vc$

$$s_{min} \leq d/2,$$

Numero de estribos en la zona II,  $n = L_{II}/s$

**DISEÑO POR CORTANTE DE VS – 1D1 (0.25x0.30), EJE D-D Y EJE 2-3, TRAMO 2'-3**

Cortante en el apoyo "3"



$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} b_w d = 4686.98 \text{ Kg}$$

$$\phi Vc = 3983.93 \text{ Kg}$$

$$0.5\phi Vc = 1991.97 \text{ Kg}$$

$$Vu_{max} = +1451.18 \text{ Kg}$$

La longitud por proporcionalidad es:

$$\frac{L_{II}}{1991.97 \text{ Kg}} = \frac{1.20 \text{ m}}{3983.93 \text{ Kg}}$$

Resolviendo se tiene:

$$L_I = L_1 + L_2 = 0.60 \text{ m}, \quad L_{II} = 0.60 \text{ m}$$

**Zona I "L<sub>1</sub> + L<sub>2</sub>"**

Corresponde para,  $0.5\phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc$

$$s_{min} = \frac{A_v \times f_y}{3.5b}$$

**Zona II "L<sub>II</sub>"**

Corresponde a tramos desde  $Vu < 0.5\phi Vc$

$$s_{min} \leq d/2,$$

A continuación, se tiene el cálculo del acero a corte.

Tabla D.10. Diseño a cortante de la viga principal VS – 1D1(0.25x0.30)

<b>Diseño por cortante de VS – 1D1(0.25x0.30), Eje D-D y Eje 2-3, tramo 2-2'</b>				
DESCRIPCIÓN	φ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	φ3/8"	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" "L <sub>I</sub> = 0.97 m"				
Condicion $\phi Vc \geq Vu \geq \phi Vc/2$	φ3/8"	12.21 cm	15.00 cm	6 estribos
Zona "II" "L <sub>II</sub> = 0.97 m"				
Condicion $Vu < \phi Vc/2$	φ3/8"	12.21 cm	20.00 cm	5 estribos
Distribución final de estribos para el tramo 2-2' es: □φ3/8" : 1@0.05, 6@0.15, R@0.20				
<b>Diseño por cortante de VS – 1D1(0.25x0.30), Eje D-D y Eje 2-3, tramo 2'-3</b>				
DESCRIPCIÓN	φ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	φ3/8"	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" "L <sub>I</sub> = 0.60 m"				
Condicion $\phi Vc \geq Vu \geq \phi Vc/2$	φ3/8"	12.21 cm	15.00 cm	4 estribos
Zona "II" "L <sub>II</sub> = 0.60 m"				
Condicion $Vu < \phi Vc/2$	φ3/8"	12.21 cm	20.00 cm	3 estribos
Distribución final de estribos para el tramo 2'-3 es: □φ3/8" : 1@0.05, 4@0.15, R@0.20				

## DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN DE COLUMNAS C-1

Se tiene las expresiones

$$P_u = \phi P_{n_{max}}$$

$$P_{u_{max}} = \phi 0.80 [0.85f'_c A_g - A_{st} + A_{st} \times F_y]$$

$$A_{st} = \frac{1}{f_y - 0.85f'_c} \left[ \frac{P_{u_{max}}}{\phi 0.80} - 0.85f'_c \times A_g \right]$$

Donde,  $\phi = 0.70$  por ser un elemento con estribo.

$$A_g = 25 \times 35 = 875 \text{ cm}^2$$

$$P_{u_{max}} = 42916.29 \text{ Kg}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$A_{st} = -19.78 \text{ cm}^2$$

No es necesario el refuerzo en la columna

### Diagrama de interacción de la columna:

La fuerza nominal sera:

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_{s3} - T_{s4}$$

El momento nominal sera:

$$P_n = C_c y_o - a/2 + C_{s1} y_o - d_1 + C_{s2} y_o - d_2 - T_{s3} y_o - d_3 - T_{s4} y_o - d_4 .$$

Donde:

$$C_c = 0.85f'_c \times b \times a$$

$$C_{s1} = A_{s1} f_{s1}$$

Calculo del acero mínimo a partir de la cuantías mínimas en lo que debe cumplir:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times A_g = 0.01 \times 875 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 8.75 \text{ cm}^2$$

En varillas se tiene:

$$6\phi 5 / 8" \text{ y } A_{s_{adop.}} = 12.00 \text{ cm}^2$$

Verificación de las cuantías puesto que debe cumplir la siguiente condicion:

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$\rho_{min} = 0.01, \quad \rho_{max} = 0.06$$

$$\rho = \frac{A_{s_{pro.}}}{A_g} = \frac{12.00 \text{ cm}^2}{875 \text{ cm}^2} = 0.0137$$

Ok cumple con la condicion.

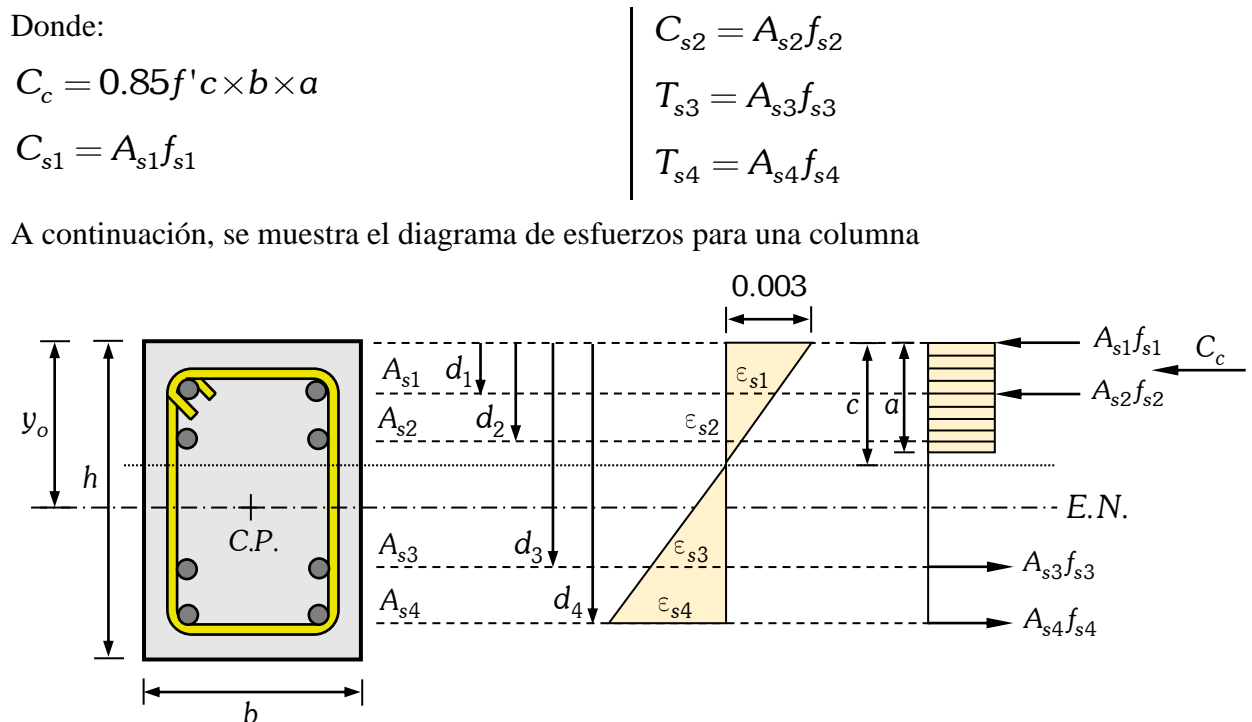


Figura D.13. Diagrama de esfuerzos de la columna

Para calcular el centroide plástico se emplea la siguiente expresión:

$$y_o = \frac{Ag0.85f'c \times h/2 + A'_s fy \times d_1 + A_{s2} fy \times d_2}{Ag0.85f'c + A'_s fy + A_{s2} fy} \quad \text{Ec.D.3}$$

Ubicación del diagrama de deformaciones:

**Punto 01 "c<sub>o</sub>"**

Está en compresión pura y no hay acero a tracción.

$$P_o = 0.85f'c Ag - Ast + Ast \times fy$$

$$c = \varepsilon_{s1} \frac{d_1}{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_t}, \text{ por lo que: } \varepsilon_t = 0$$

**Punto 02**

Diagrama de deformaciones:

$$\varepsilon'_s = 0.003 \frac{c - d_2}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s1} \frac{d_2}{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = \frac{fy}{2Es}$$

**Punto 03**

$$\varepsilon_{s3} = 0.003 \frac{c - d_3}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s3} \frac{d_3}{\varepsilon_{s3} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = \frac{fy}{Es}$$

**Punto 04**

A partir del diagrama de deformaciones

$$\varepsilon_{s4} = 0.003 \frac{c - d_4}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s4} \frac{d_4}{\varepsilon_{s4} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = \frac{1}{2} \varepsilon_y + 0.005$$

**Punto 05**

$$\varepsilon_{s5} = 0.003 \frac{c - d_5}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s5} \frac{d_5}{\varepsilon_{s5} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = 0.005$$

**Punto 06**

$$\varepsilon_{s6} = 0.003 \frac{c - d_6}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s6} \frac{d_6}{\varepsilon_{s6} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t > 0.005$$

Condicion de falla balanceada

$$c_b = \frac{0.003d}{0.003 + \varepsilon_y}$$

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{Es}$$

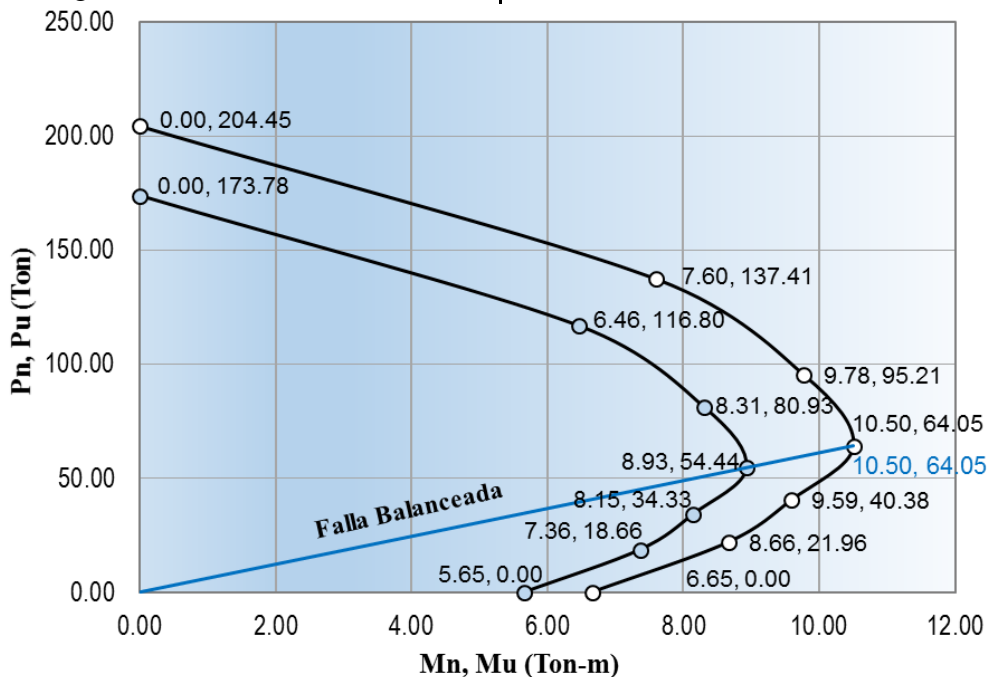


Figura D.14. Diagrama de interacción de la columna C-1



## DISEÑO POR CORTANTE DE LA COLUMNA C-1

Se tiene la carga ultima:

$$Pu_{\max} = 42916.29 \text{ Kg}$$

$$Mn = 2146.27 \text{ Kg} - m$$

Cortante ultima:

$$Vu = \frac{2146.27 + 1800.00}{2.70} = 1461.58 \text{ Kg}$$

$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d \left( 1 + 0.0071 \frac{Pu}{Ag} \right)$$

Donde para una seccion de 25x35 se tiene:

$$d = h - \left( \text{rec} + \phi 3/8'' + \frac{\phi 5/8''}{2} \right) = 29.25$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Vc = 0.53 \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 29.25 \left( 1 + 0.0071 \times \frac{42916.29}{875} \right)$$

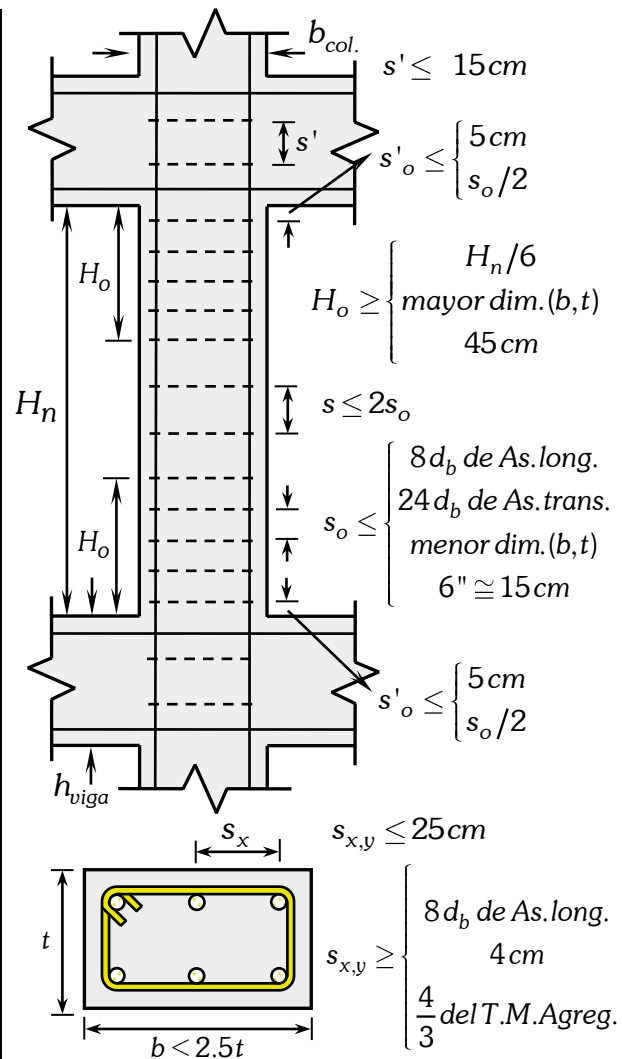
$$Vc = 7572.11 \text{ Kg}, \text{ y tenemos que } Vu < Vc.$$

Calculo de los espaciamientos

$$s = \frac{Av \times fy}{3.5b} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 25} = 68.16 \text{ cm}$$

El espaciamiento previsto de acuerdo a los detallados y en la zona de confinamiento "H<sub>o</sub>":

$$\square \phi 3/8'' : 1@0.05, 3@0.15, R@0.20 \text{ (m)}$$



## DISEÑO A FLEJO COMPRESIÓN DE LA COLUMNA C-02

Se tiene las expresiones

$$Pu = \phi Pn_{\max}$$

$$Pu_{\max} = \phi 0.80 \left[ 0.85 f'c Ag - Ast + Ast \times Fy \right]$$

$$Ast = \frac{1}{fy - 0.85 f'c} \left[ \frac{Pu_{\max}}{\phi 0.80} - 0.85 f'c \times Ag \right]$$

Donde,  $\phi = 0.70$  para elemento con estribo.

$$Ag = 25 \times 30 = 750 \text{ cm}^2$$

$$Pu_{\max} = 16159.41 \text{ Kg}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Ast = -26.11 \text{ cm}^2$$

No es necesario el refuerzo en la columna

Calculo del acero mínimo a partir de la cuantías mínimas en lo que debe cumplir:

$$As_{\min} = \rho_{\min} \times Ag = 0.01 \times 750 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 7.50 \text{ cm}^2$$

En varillas se tiene:

$$4 \phi 5/8'' \text{ y } As_{\text{adop.}} = 8.00 \text{ cm}^2$$

Verificando la condicion de las cuantías:

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$\rho_{\min} = 0.01, \quad \rho_{\max} = 0.06$$

$$\rho = \frac{As_{\text{pro.}}}{Ag} = \frac{8.00 \text{ cm}^2}{750 \text{ cm}^2} = 0.0107$$

Ok cumple con la condicion.

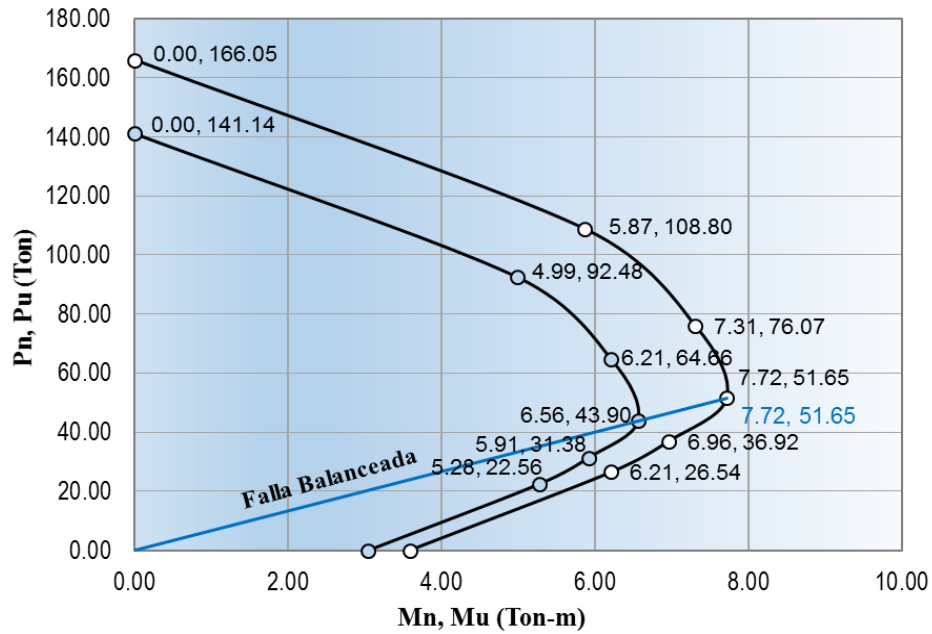


Figura D.15. Diagrama de interacción de la columna C-2

### DISEÑO POR CORTANTE DE LA COLUMNA C-2

Se tiene la carga ultima:

$$Pu_{max} = 16159.41 Kg$$

$$Mn = 1292.70 Kg - m$$

Cortante ultima:

$$Vu = \frac{1292.70 + 1198.46}{2.70} = 922.65 Kg$$

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c}b_w d \left( 1 + 0.0071 \frac{Pu}{Ag} \right)$$

Donde para una seccion de 25x30 se tiene:

$$d = h - \left( rec + \phi 3 / 8'' + \frac{\phi 5 / 8''}{2} \right) = 24.25$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Vc = 0.53\sqrt{210} \cdot 25 \cdot 24.25 \left( 1 + 0.0071 \times \frac{16159.41}{750} \right)$$

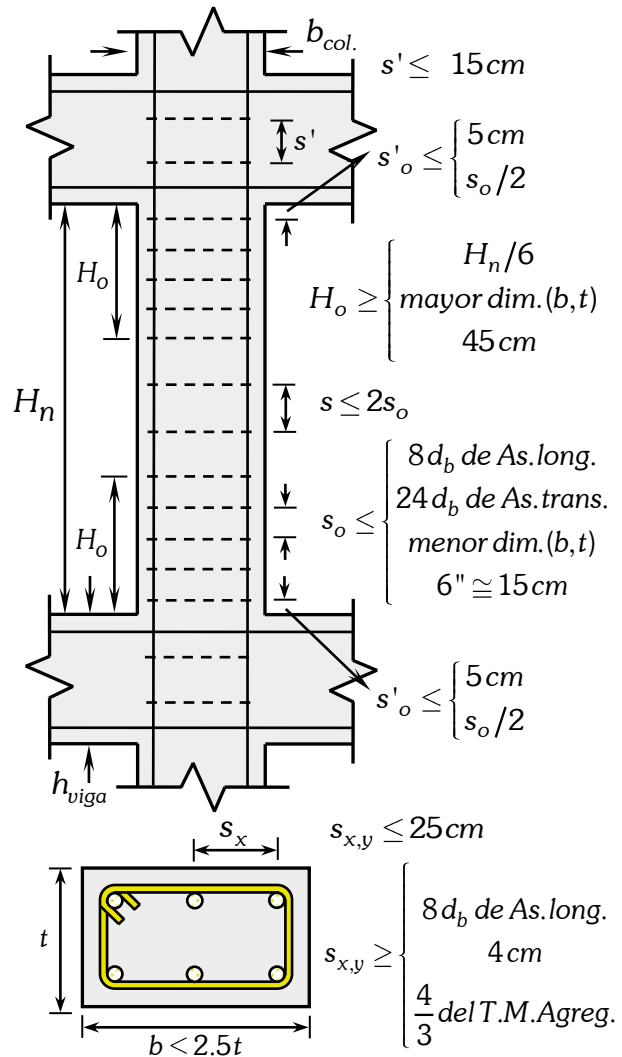
$$Vc = 5368.55 Kg, \text{ y tenemos que } Vu < Vc.$$

Calculo de los espaciamientos

$$s = \frac{Av \times fy}{3.5b} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 25} = 68.16 cm$$

El espaciamiento previsto de acuerdo a los detallados y en la zona de confinamiento "H<sub>o</sub>":

$$\square \phi 3 / 8'' : 1@0.05, 3@0.15, R@0.20 (m)$$



## MEMORIA DE CÁLCULO PARA EL REPLANTEO DE LOS PLANOS

**NOMBRE DEL PROYECTO:** I. E. P. 70480 Niño Jesús de Praga

**LUGAR:** Ciudad de Ayaviri – Melgar - Puno

**AÑO DE CONSTRUCCIÓN:** 2008

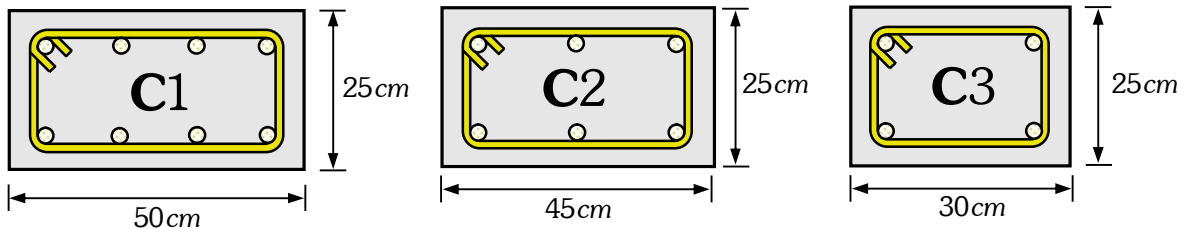
**ENTIDAD EJECUTORA:** INFES

**NÚMERO DE NIVELES:** 02 Niveles

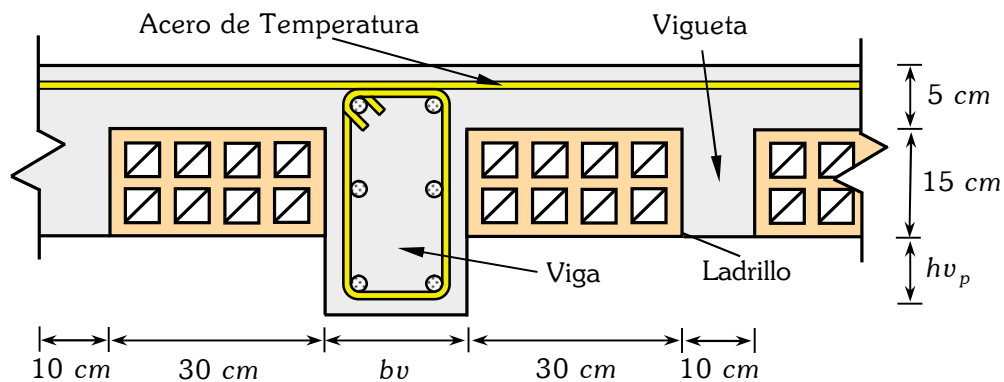


### DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EXISTENTES

Dimensiones de las columnas.



Dimensiones de las vigas y la losa aligerada.



### METRADO DE CARGAS DE LA ESTRUCTURA

Tabla D.1. Cargas muertas y vivas para la edificación "E2"

CARGA MUERTA					
Componente	Cant./m <sup>2</sup>	Kg/cant.	Kg/m <sup>2</sup>	Carga Parcial Kg/m <sup>2</sup>	Carga Total Kg/m <sup>2</sup>
Ladrillo techo de 30x30x15cm	8.33	9		75	
Tarrajeo en el cielorraso	1		25	25	200
Acabados de piso terminado con cemento pulido	1		100	100	
CARGA VIVA O SOBRECARGA					
S/C (Aulas)	1		250	250	250
Escaleras y pasadizos	1		400	400	400

**Metrado de cargas de parapeto "CM".**

Metrado de cargas para los parapetos de la escalera  $h_p = 1.20m$ .

$$w_p = (e_p)(h_p)(\gamma_p)$$

$$w_p = (0.13m)(1.20m)(1800 Kg/m^3)$$

$$w_p = 280.80 Kg/m$$

Metrado de cargas para los parapetos de las ventanas  $h_m = 2.10m$ .

$$w_m = (e_m)(h_m)(\gamma_m)$$

$$w_m = (0.13m)(2.10m)(1800 Kg/m^3)$$

$$w_m = 491.40 Kg/m$$

**Metrado de cargas de la cobertura.**

Cargas de diseño por peso propio.

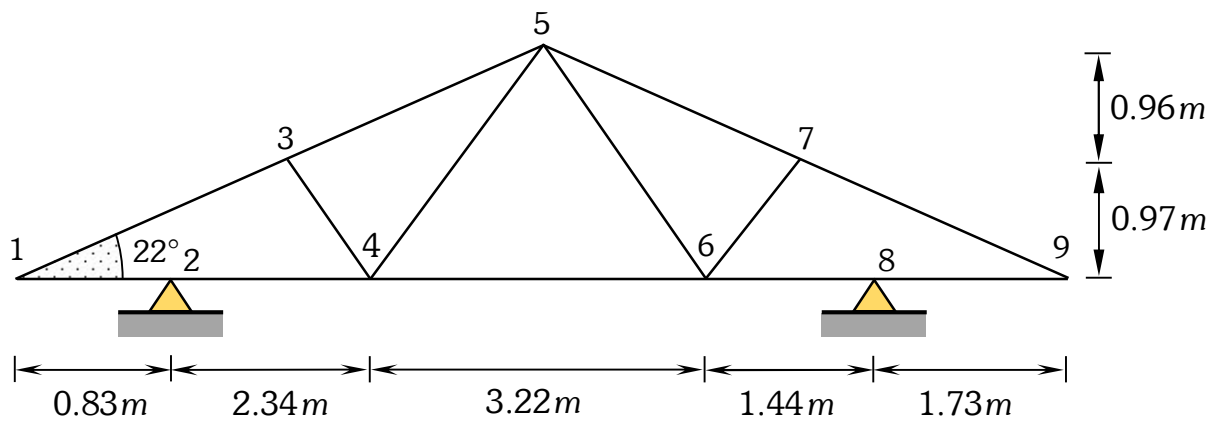


Figura D.1. Dimensiones del tejado de la edificación "E2"

**Metrado de cargas del tejado**

Tabla D.2. *Metrado de cargas del tejado*

ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	Longitud (m)	Sección		Area (m <sup>2</sup> )	Peso (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso (Kg)
			b (in)	h (in)			
Tramo 1-2	Cordón inferior	0.825	2"	6"	0.0077	700	4.471
Tramo 2-4	Cordón inferior	2.338	2"	6"	0.0077	700	12.670
Tramo 1-3	Cordón superior	2.575	2"	6"	0.0077	700	13.955
Tramo 3-4	Montante	1.233	2"	4"	0.0052	700	4.455
Tramo 3-5	Cordón superior	2.559	2"	6"	0.0077	700	13.868
Tramo 4-5	Diagonal	2.514	2"	4"	0.0052	700	9.083
Tramo 4-6	Cordón inferior	3.224	2"	6"	0.0077	700	17.472
Tramo 5-6	Diagonal	2.514	2"	4"	0.0052	700	9.083
Tramo 5-7	Cordón superior	2.599	2"	6"	0.0077	700	14.085
Tramo 6-7	Montante	1.233	2"	4"	0.0052	700	4.455
Tramo 7-9	Cordón superior	2.575	2"	6"	0.0077	700	13.955
Tramo 6-8	Cordón inferior	1.438	2"	6"	0.0077	700	7.793
Tramo 8-9	Cordón inferior	1.733	2"	6"	0.0077	700	9.392
Peso total del tejado							134.736



A continuación se presenta el metrado de cargas del tijeral considerando las dimensiones reales en ambos lados de la edificación.

### Metrado de carga muerta distribuida del tijeral.

Longitud inclinada del tijeral de ambos lados.

$$L = 10.30 m$$

Carga distribuida del tijeral.

$$CM_1 = 13.08 Kg/m$$

### Metrado de cargas de la cobertura y correas.

Espaciamiento de correas.

$$e = 0.75 m.$$

Numero de correas en ambos lados

$$n_c = 16 \text{ correas}$$

Peso total de las correas de 2"×3".

$$w_{cor.} = A \times n_c \times \delta_m = (0.0038)(16)(700)$$

$$w_{cor.} = 43.35 Kg/m$$

Peso de las calaminas y clavos por  $m^2$ .

$$Q_{cal} = 2.54 Kg/m^2$$

$$Q_{cla.} = 0.081 Kg/m^2$$

Distancia entre tijerales.

$$e_t = 1.30 m.$$

Carga distribuida para las calaminas y clavos.

$$w_{cob.} = (2.62 Kg/m^2)(1.30 m)$$

$$w_{cob.} = 3.41 Kg/m$$

Carga distribuida de la cobertura y correas

$$CM_2 = w_{cor.} + w_{cob.} = 46.76 Kg/m$$

### Metrado de cargas de las cuerdas inferiores y el cielorraso.

Espaciamiento de la correa inferior.

$$e_{c.i.} = 1.10 m$$

Numero de las correas inferiores de 2"×2".

$$w_{c.i.} = A \times n_c \times \delta_m = (0.0026)(10)(700)$$

$$w_{c.i.} = 18.20 Kg/m$$

Peso del cielorraso por  $m^2$ .

$$Q_{ciel} = 30 Kg/m^2$$

Distancia entre tijerales.

$$e_t = 1.30 m.$$

Carga distribuida para el cielorraso.

$$w_{ciel.} = (30 Kg/m^2)(1.30 m)$$

$$w_{ciel.} = 39 Kg/m$$

$$CM_3 = w_{c.i.} + w_{ciel.} = 57.20 Kg/m$$

**Cargas vivas "CV".**

**Carga viva de techo.**

Carga viva para techos con coberturas livianas.

$$Q_{vc} = 30 Kg/m^2$$

**Carga de nieve.**

Carga básica de nieve sobre el suelo "Q<sub>s</sub>".

$$Q_s = 40 Kg/m^2$$

Para la carga adicional por nieve o granizo de acuerdo a la norma E.020 nos dice que para techos de dos aguas con inclinaciones comprendidas entre 15° y 30° la carga de diseño "Q<sub>t</sub>", sobre la proyección horizontal, será:

$$Q_t = 0.80 Q_s$$

Entonces.

$$Q_t = 0.80 (40 Kg/m^2) = 32 Kg/m^2$$

Luego obtendremos la carga viva distribuida para una distancia de separación de tijerales  $e_t = 1.30 m$ :

$$CV = (30 Kg/m^2 + 32 Kg/m^2)(1.30 m)$$

$$CV = 80.60 Kg/m$$

## Cargas por viento "CV".

### Dirección del viento

La dirección del viento dominante en la ciudad de Ayaviri es del Oeste, durante 6 días, del 8 de enero al 14 de enero y durante 7.6 meses, del 5 de abril al 24 de noviembre, con un porcentaje máximo de 71%.

### Velocidad de diseño

Tomando en cuenta su ubicación y considerando la estructura como permanente, del Mapa Eólico.

$$V = 110 \text{ Km/h}$$

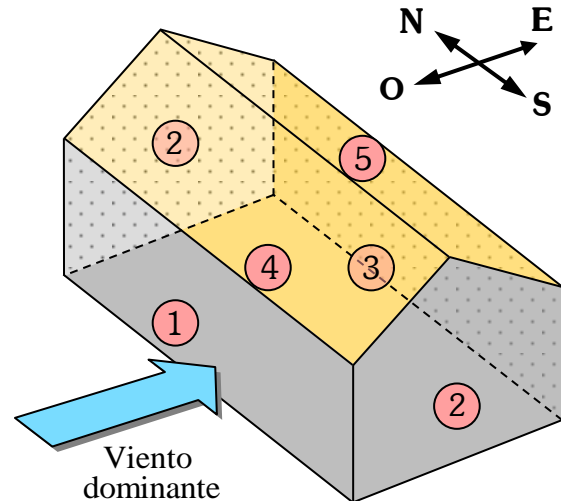
### Presión dinámica

Esta dado por la siguiente expresión.

$$V_h = V \left( \frac{h}{10} \right)^{0.22}$$

Para una altura  $h = 8.90 \text{ m}$ , se tiene:

$$V_h = 110 \left( \frac{8.90}{10} \right)^{0.22} = 107.22 \frac{\text{Km}}{\text{h}}$$



### Coefficientes de Presión.

De acuerdo a la norma E.020 se tiene para superficies paralelas a la dirección del viento a partir de la tabla 5.4 y tabla 5.5.

Coefficiente de presión exterior " $C_{pe}$ ".

$$C_4 = -0.30, \quad C_5 = -0.60$$

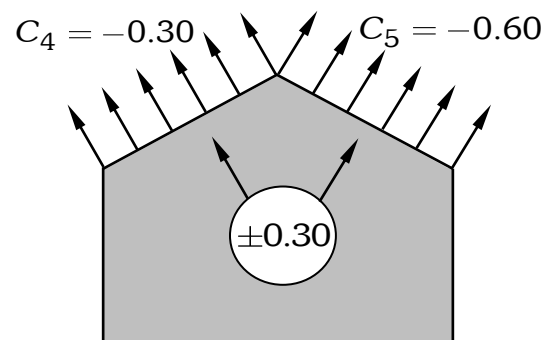
Coefficiente de presión interior " $C_{pi}$ ".

$$C_{pi} = \pm 0.30$$

Para los efectos combinados de las presiones interiores y exteriores, se tomará:

$$C = C_{pe} - C_{pi}$$

$$C_4 = -0.30, \quad C_5 = -0.60,$$



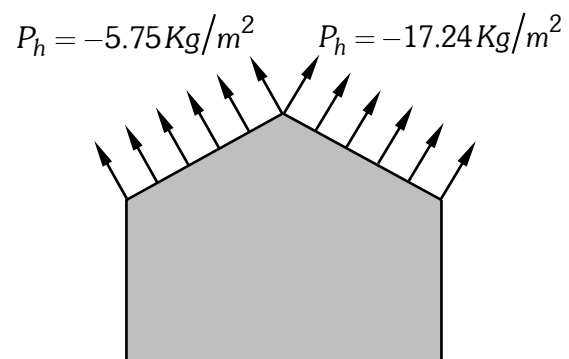
### Carga exterior del viento.

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

$$P_4 = -5.75 \text{ Kg/m}^2, \quad P_5 = -17.24 \text{ Kg/m}^2$$

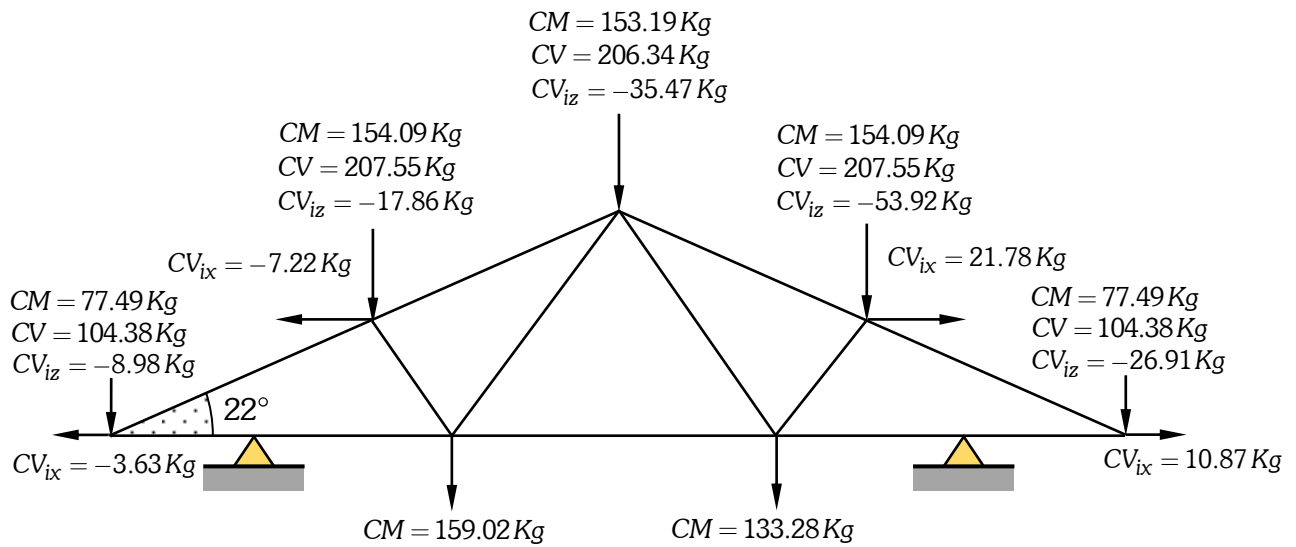
$$C V_{i4} = -5.75 \text{ Kg/m}^2 \quad 1.30 \text{ m} = -7.48 \text{ Kg/m}$$

$$C V_{i5} = -17.24 \text{ Kg/m}^2 \quad 1.30 \text{ m} = -22.41 \text{ Kg/m}$$



### Distribución de cargas a la armadura del tejeral

A continuación, se muestra el resumen de cargas metrados para la cobertura.



Resultados de las reacciones, a partir del programa SAP2000, para cada caso de carga, Carga Muerta "CM", Carga viva "CV" y carga de viento "CVI".

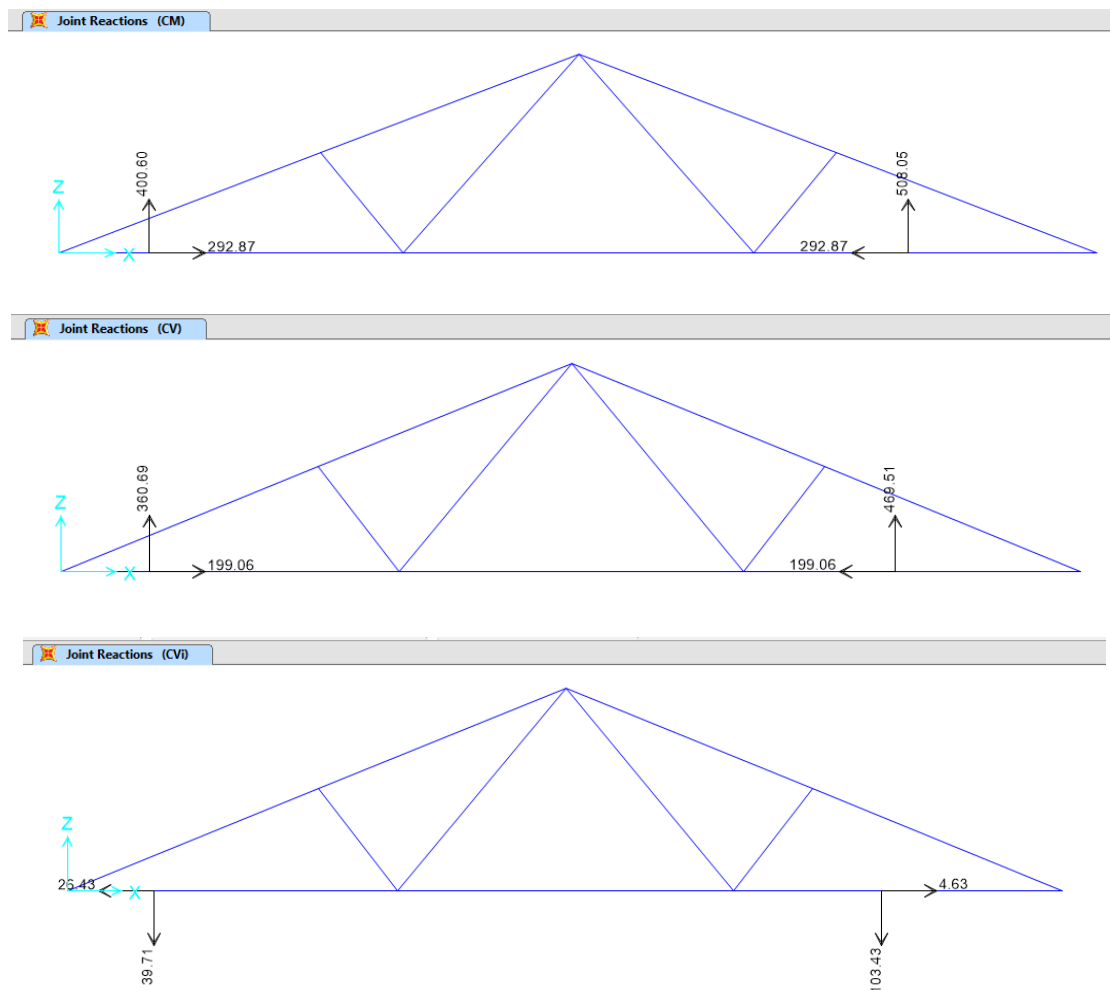


Figura D.2. Reacciones para distintas cargas obtenidas para la edificación "E2"

### CARGAS PUNUALES EN LOS TRAMOS CENTRALES.

A continuación, se tiene las cargas que transmite la cobertura a la viga.

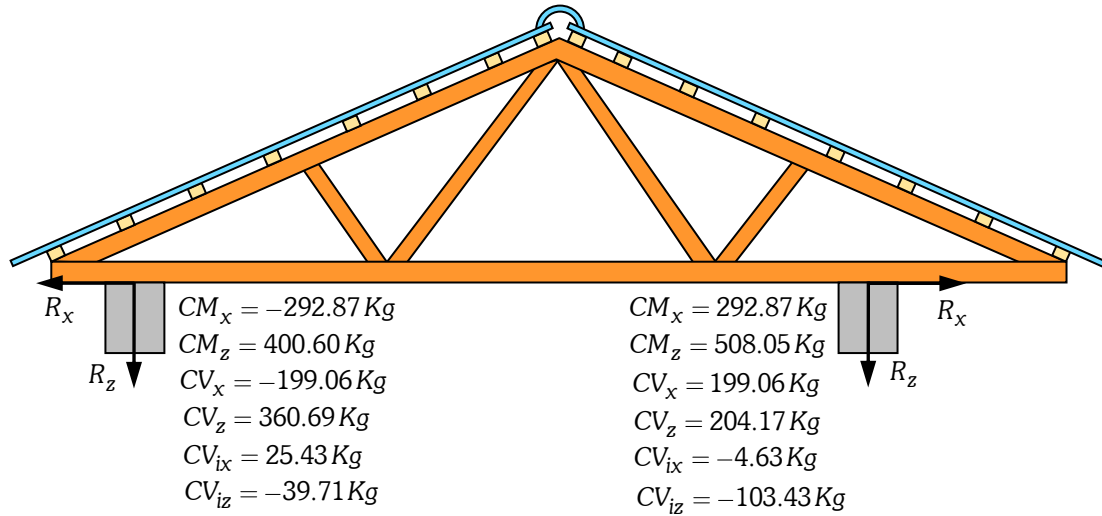


Figura D.3. Cargas transmitidas de la cobertura a la edificación "E2"

### ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL

Para el análisis dinámico espectral se trabajó con la norma de diseño sísmoresistente de E.030 – 2003 para el cual se tiene los siguientes resultados.

Tabla D.3. Datos sísmicos de E2

Factores sísmicos NTE E.030 - 2003		
Zona (Zona 2)	Factor de importancia (U)	Factor de suelo (S)
0.3	1.5	1.3
Valor de periodo $T_p$	Factor de reducción $R_x$	Factor de reducción $R_y$
0.9 s	3	8
Altura de la edificación $h_n$	Coefficiente sísmico $CT_x$	Coefficiente sísmico $CT_y$
6.50 m	60	35
Aceleración de la gravedad (g)	Periodo fundamental de la edificación $T_x$	Periodo fundamental de la edificación $T_y$
9.81 m/s <sup>2</sup>	0.108 seg.	0.186 seg.





### Aceleración espectral en "X-X" y "Y-Y"

De acuerdo a la norma E.030 – 1997 para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizó un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g, \quad C = 2.5 \left( \frac{T_P}{T} \right); C \leq 2.5 \quad \text{Ec.D.1}$$

Para el análisis en la dirección vertical se usó un espectro con valores iguales a 2/3 del espectro empleado en la dirección horizontal.

Para estimar el periodo fundamental de la edificación se utilizó la siguiente expresión.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad \text{Ec.D.2}$$

A continuación se muestran las gráficas de la aceleración espectral T vs Sa.

Espectro de respuesta en dirección X-X

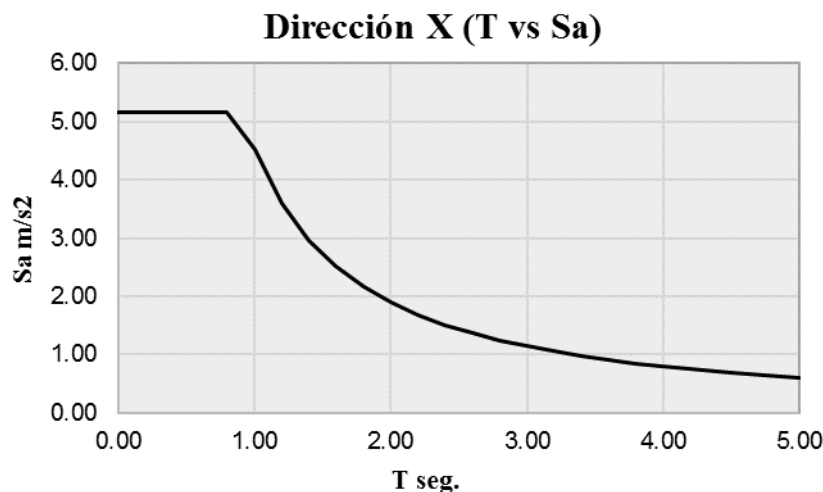


Figura D.4. Espectro en dirección X-X

Así también se muestra el espectro de pseudo aceleraciones en la dirección Y-Y

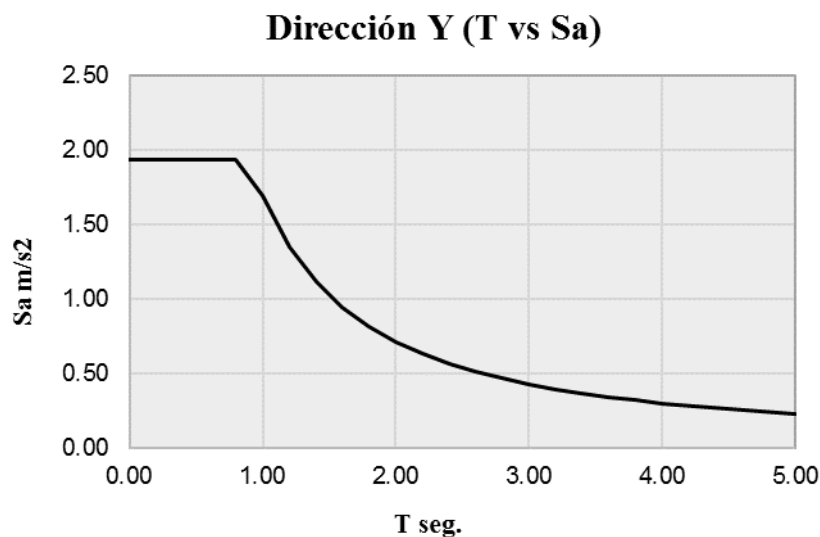


Figura D.5. Espectro en dirección Y-Y

## Definición de los materiales isotrópicos

### Concreto

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 15000\sqrt{210} \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.2 \text{ Coeficiente de Poisson}$$

### Albañilería

Ladrillo clase IV sólidos, tipo King Kong de arcilla,  $t=23\text{cm}$ .

$$f'm = 45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Em = 500 \times f'm = 22500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Gm = 0.4Em = 9000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.25 \text{ Coeficiente de Poisson}$$

### Acero

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2 \times 10^6$$

$$\mu = 0.3$$

## Combinaciones de carga

Para las combinaciones de la resistencia requerida "U" se trabajó a partir de la norma NTE E.060 - 1989 expresados en su sección 10.2.

$$\text{Carga de servicio} = CM + CV$$

$$\text{COMB.01} = 1.5CM + 1.8CV$$

$$\text{COMB.02} = 1.25(CM + CV + CSX)$$

$$\text{COMB.03} = 1.25(CM + CV - CSX)$$

$$\text{COMB.04} = 1.25(CM + CV + CSY)$$

$$\text{COMB.05} = 1.25(CM + CV - CSY)$$

$$\text{COMB.06} = 0.9CM + 1.25CSX$$

$$\text{COMB.07} = 0.9CM - 1.25CSX$$

$$\text{COMB.08} = 0.9CM + 1.25CSY$$

$$\text{COMB.09} = 0.9CM - 1.25CSY$$

$$\text{COMB.10} = 1.25(CM + CV + CVi)$$

$$\text{COMB.11} = 1.25(CM + CV - CVi)$$

$$\text{COMB.12} = 0.9CM + 1.25CVi$$

$$\text{COMB.13} = 0.9CM - 1.25CVi$$

$$\text{Envolvente} = \text{COMB.01} + \text{COMB.02} + \text{COMB.03} + \text{COMB.04} + \text{COMB.05} + \text{COMB.06} + \text{COMB.07} + \text{COMB.08} + \text{COMB.09} + \text{COMB.10} + \text{COMB.11} + \text{COMB.12} + \text{COMB.13}$$

## Modelamiento de la estructura en ETABS 2015

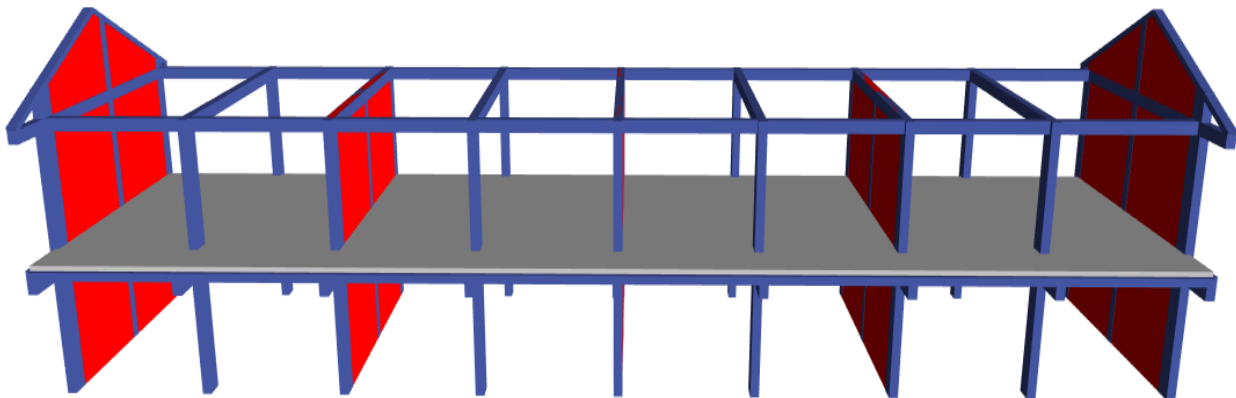


Figura D.6. Modelamiento de la estructura en ETABS – 2015

### Asignación de las cargas a la estructura

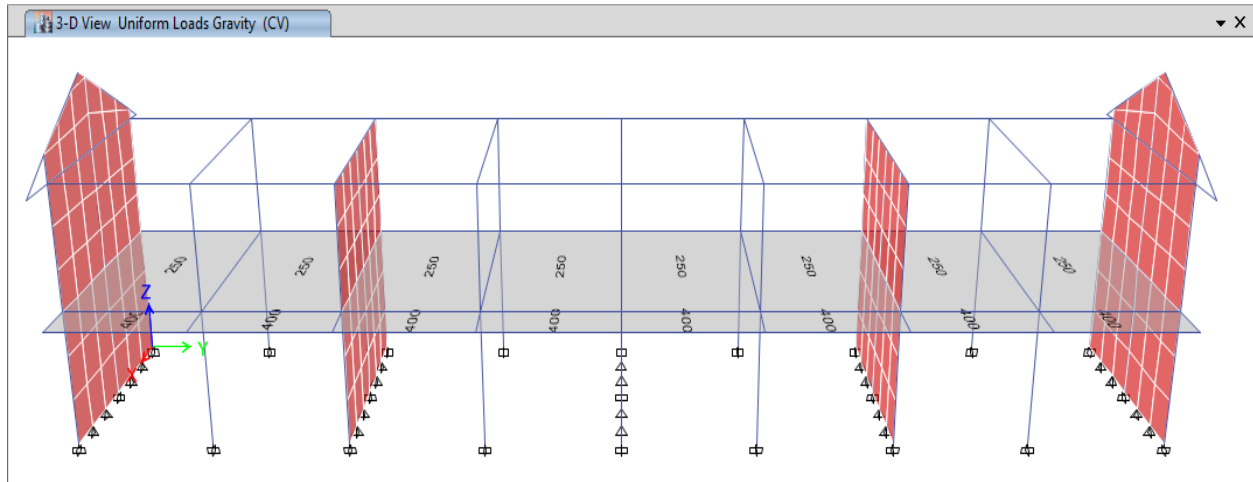


Figura D.7. Asignación de la carga viva

### Obtención de las cortantes maximas de la edificación

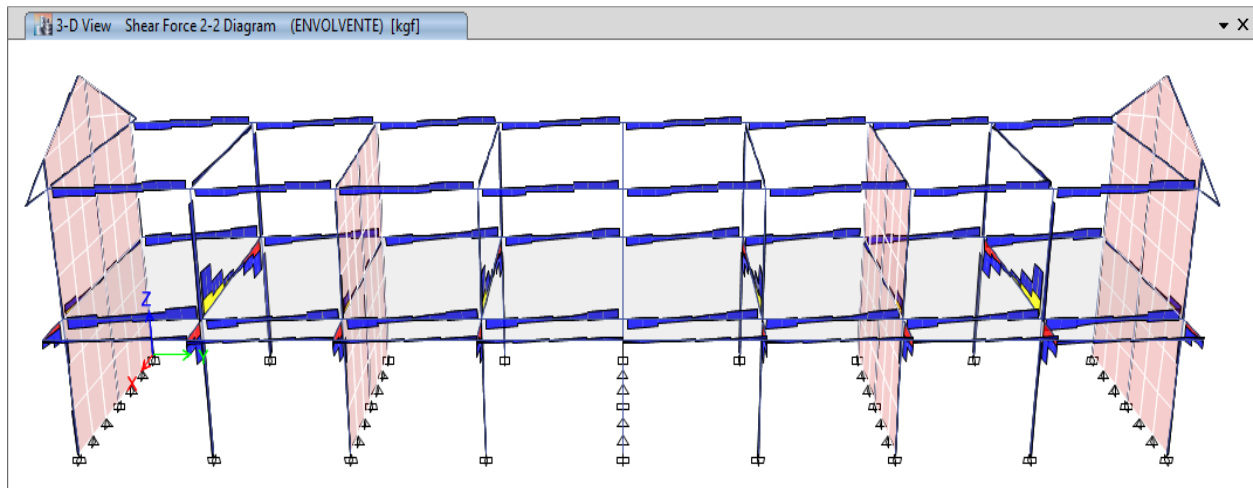


Figura D.8. Resultados de las cortantes maximas de la edificación

### Obtención de los momentos máximos y mínimos

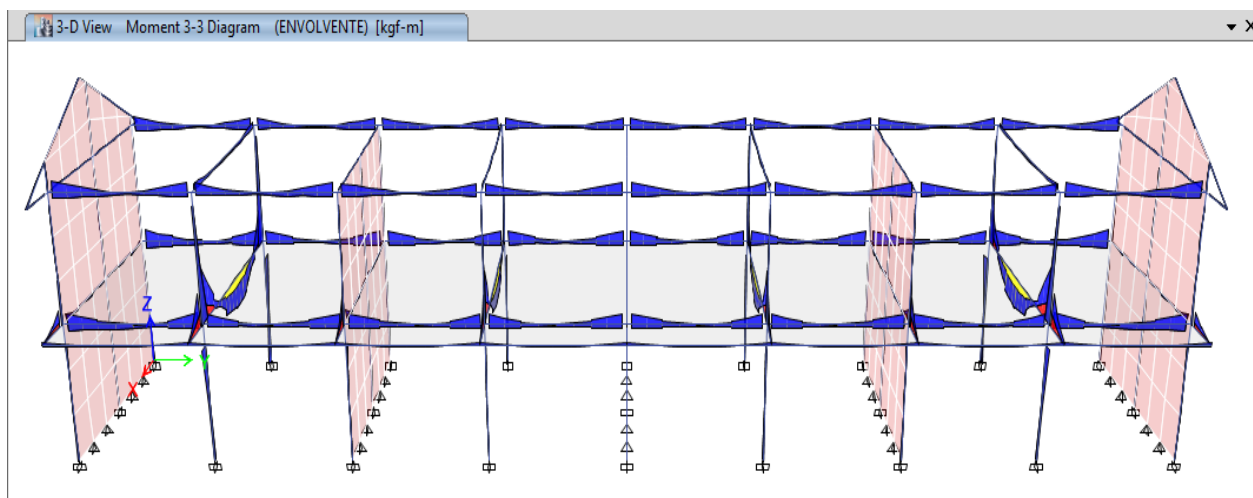


Figura D.9. Resultados de los momentos maximos de la edificación



**DISEÑO A FLEXIÓN DE LAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO VP - 121 (0.25x0.55)**

A continuación se muestra el procedimiento para el cálculo de acero de la viga principal

Datos del elemento

$$b=0.25m, h=0.55m$$

$$d = h - rec. + \phi 3/8" + \phi 5/8"/2$$

$$d = 55 - 4 + 0.952 + 1.588/2$$

$$d = 49.25cm$$

$$f'_c = 210Kg/cm^2 \text{ y } f_y = 4200Kg/cm^2$$

Calculo del acero para un coeficiente de reducción a flexión de  $\phi = 0.90$ .

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y d - a/2}, \quad a = \frac{As \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

A partir de esta expresión se tiene el acero.

$$As = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi f'_c b d^2}} \right]$$

**Verificación de las cuantías**

Calculo de la cuantía balanceada a partir de su sección 9.6.3. de la NTE E.060 - 1989.

$$\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

Pa el cual el valor de  $\beta_1 = 0.85$  para resistencias de concreto  $f'_c$  hasta  $280 Kg/cm^2$  según NTE E.060 - 1989 en su sección 11.2.1.

$$\rho_b = 0.02125$$

La cuantía máxima según E.060 - 1989 es:

$$\rho_{max} \leq 0.50 \rho_b = 0.01063 \text{ (económico)}$$

$$\rho_{max} \leq 0.75 \rho_b = 0.01594 \text{ (falla dúctil)}$$

Acero Máximo

$$As_{max} = \max 0.50 \rho_b b d; 0.75 \rho_b b d$$

$$As_{max} = 19.63cm^2$$

La cuantía mínima según E.060 - 1989.

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.00333 \text{ (ACI 318-2008)}$$

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.00242$$

Acero Mínimo

$$As_{min} = \min \left\{ 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d; \frac{14}{f_y} b d \right\}$$

$$As_{min} = 2.97cm^2$$

Entonces debe cumplir

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$\text{Donde } \rho = \frac{As}{b d}$$

$$As_{min} < As_{pro.} < As_{max}$$

A continuación se muestra la tabla de datos de las áreas y el diametro para las varillas de acero de refuerzo comercial en el Peru.

Tabla C.4. Datos de acero de fabricación peruana

$\phi$	6mm	8mm	3/8"	12mm"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Diametro	0.600	0.800	0.952	1.200	1.270	1.588	1.905	2.540	3.580
Area	0.28	0.50	0.71	1.13	1.29	2.00	2.84	5.10	10.06

### Demanda de acero de refuerzo por flexión en vigas

Dicha demanda se realizó de acuerdo a ACI 318-2008, dadas en su sección 21.3.4.1

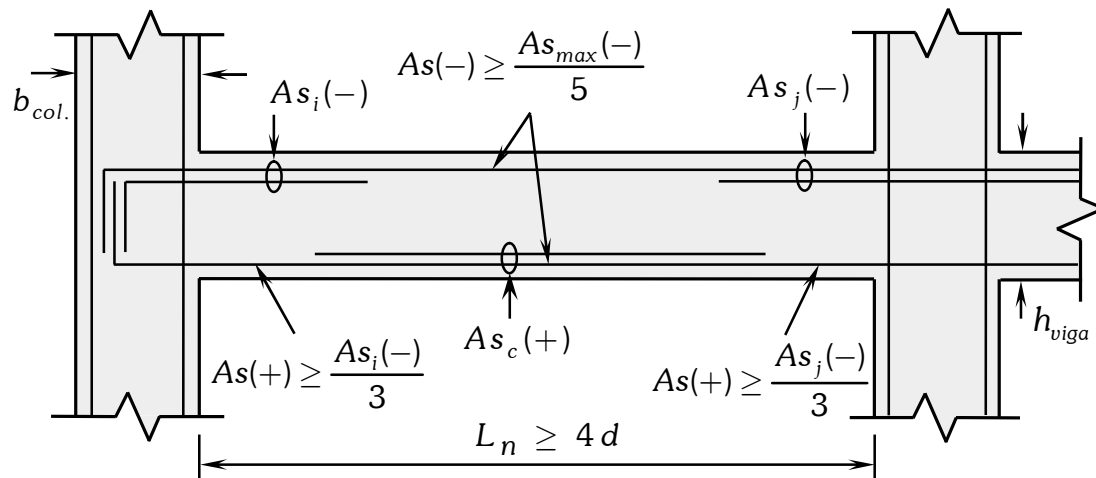


Figura D.10. Detalle del refuerzo longitudinal

A continuación, se muestra los resultados del acero longitudinal optado para los planos.

Tabla D.5. Cálculo de acero longitudinal para la viga VP – 12 (0.25x0.50)

Diseño a flexión para la viga VP – 121 (0.25x0.50), Eje 2-2 y Eje A-C					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje A-A (As. sup.) apoyo inicial	-8616.20 Kg-m	4.853 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8" + 1 $\phi$ 1 / 2"	5.29 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje A-A (As. inf.) apoyo inicial	-	1.618 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje A-C (As. sup.) tramo central	-	0.872 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje A-C (As. inf.) tramo central	+7778.25 Kg-m	4.360 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8" + 1 $\phi$ 1 / 2"	5.29 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje C-C (As. sup.) apoyo final	-12792.20 Kg-m	7.394 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8" + 2 $\phi$ 5 / 8"	8.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje C-C (As. inf.) apoyo final	-	2.465 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Diseño a flexión para la viga VP – 122 (0.25x0.50) Eje 2 – C y volado (pasadizo)					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje C-C (As. sup.) apoyo inicial	-8143.50 Kg-m	4.574 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8" + 2 $\phi$ 5 / 8"	8.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje C-C (As. inf.) apoyo inicial	-	1.525 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple



**DISEÑO A FLEXIÓN DE LAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO VS 1A1 – (0.25x0.30)**

A continuación, se muestra el procedimiento para el cálculo de acero de la viga principal.

Datos del elemento

$$b = 25\text{ cm}, h = 30\text{ cm}$$

$$d = h - \text{rec.} + \phi 3 / 8" + \phi 1 / 2" / 2$$

$$d = 30 - 4 + 0.952 + 1.270 / 2$$

$$d = 24.41\text{ cm}$$

$$f'_c = 210\text{ Kg/cm}^2 \text{ y } f_y = 4200\text{ Kg/cm}^2$$

Se tiene la expresión para  $\phi = 0.90$

$$A_s = \frac{0.85f'_c bd}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f'_c bd^2}} \right]$$

**Verificación de las cuantías**

De lo anterior se tiene  $\rho_b = 0.02125$ .

La cuantía máxima según E.060 - 1989 es:

$$\rho_{\max} \leq 0.75\rho_b = 0.01594 \text{ (falla dúctil)}$$

Acero Máximo

$$A_{s_{\max}} = \max 0.50\rho_b bd; 0.75\rho_b bd$$

$$A_{s_{\max}} = 9.73\text{ cm}^2$$

La cuantía mínima según E.060 – 1989.

$$\rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.00242$$

Acero Mínimo

$$A_{s_{\min}} = \min \left\{ 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd; \frac{14}{f_y} bd \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = 1.48\text{ cm}^2$$

Entonces debe cumplir

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$\text{Donde } \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_{s_{\min}} < A_{s_{\text{pro.}}} < A_{s_{\max}}$$

A continuación, se muestra el cálculo de acero para la viga secundaria.

Tabla D.6. *Cálculo de acero longitudinal para la viga VS – 1A (0.25x0.30)*

Diseño a flexión para la viga VS – 1A1 (0.25x0.30) Eje A-A y Eje 1-2					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje 1-1 (As. sup.) apoyo inicial	-2839.29 Kg-m	3.237 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2" + 1 $\phi$ 1 / 2"	3.87 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 1-1 (As. inf.) apoyo inicial	-	1.095 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 1-2 (As. sup.) tramo central	-	0.469 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 1-2 (As. inf.) tramo central	+2060.71 Kg-m	2.339 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2" + 1 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 2-2 (As. sup.) apoyo final	-3054.26 Kg-m	3.554 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2" + 1 $\phi$ 1 / 2"	3.87 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 2-2 (As. inf.) apoyo final	-	1.185 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple

Tabla D.7. Cálculo de acero longitudinal para la viga VS – 1A (0.25x0.30)

Diseño a flexión para la viga VS – 1A2 (0.25x0.30), Eje A-A y Eje 2-3					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje 2-2 (As. sup.) apoyo inicial	-2663.70 Kg-m	3.068 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2" + 1 $\phi$ 1 / 2"	3.87 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 2-2 (As. inf.) apoyo inicial	-	1.023 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 2-3 (As. sup.) tramo central	-	0.282 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 2-3 (As. inf.) tramo central	+1264.79 Kg-m	1.409 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2" + 1 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 3-3 (As. sup.) apoyo final	-2702.01 Kg-m	3.116 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2" + 1 $\phi$ 1 / 2"	3.87 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 3-3 (As. inf.) apoyo final	-	1.039 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple

A continuación, se muestra las longitudes del acero de refuerzo negativo (superior) y positivo (inferior) dadas a partir de las experiencias de los ingenieros.

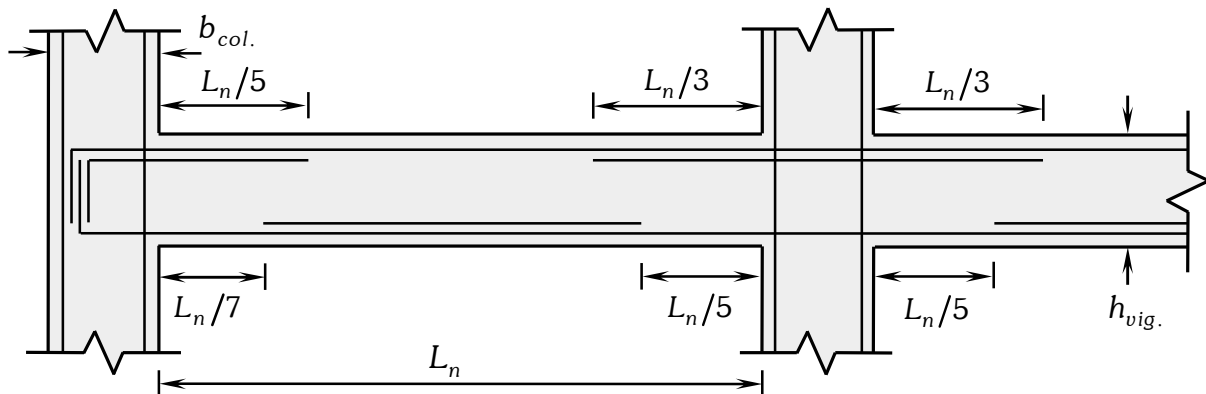


Figura D.11. Longitud del acero de refuerzo negativo y positivo

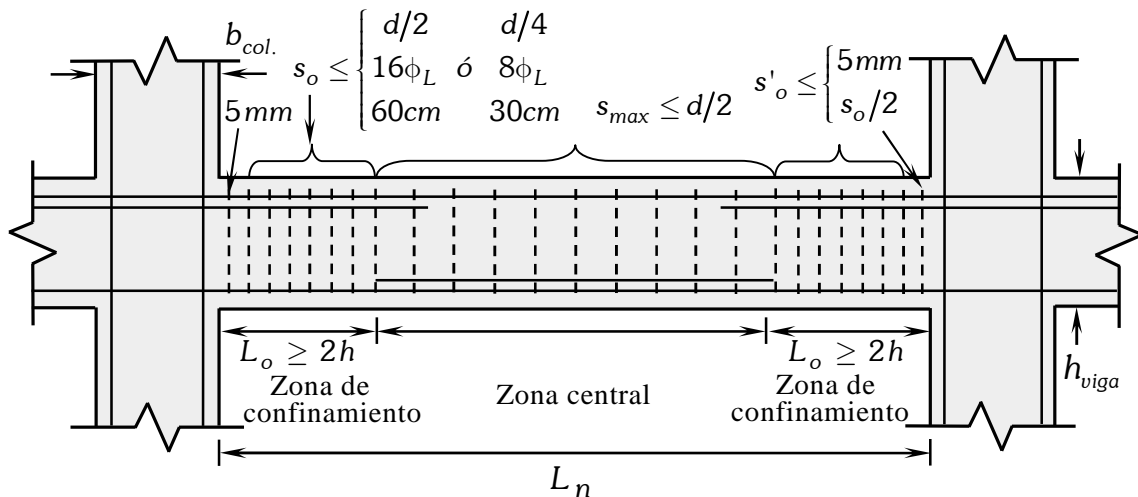
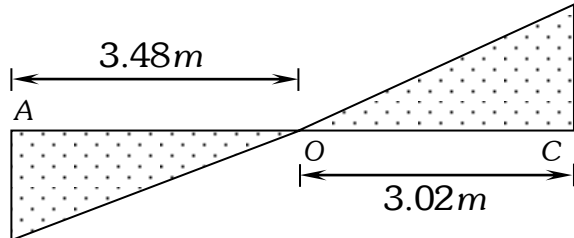


Figura D.12. Detalle de la viga para acero transversal

## DISEÑO POR CORTANTE DE VP - 121 (0.25x0.55), EJE 2-2 Y EJE A-B, tramo AO

Los cortantes obtenidos del ETABS a partir de la envolvente, para la viga AB es:

$$Vu(+)=10528.44\text{ Kg}$$



$$Vu(-)=-8751.27\text{ Kg}$$

Para el cálculo del acero transversal se prosiguió de acuerdo a la norma E.060.

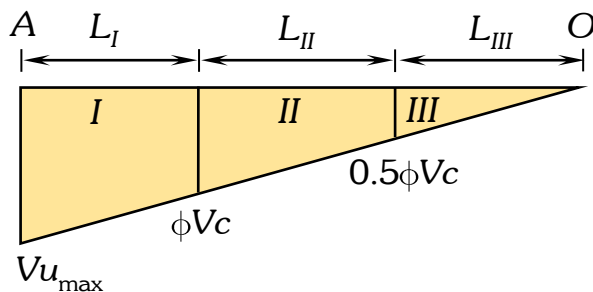
$$Vc=0.53\sqrt{f'c}b_wd=9456.53\text{ Kg}$$

$$\phi Vc=8038.05\text{ Kg}$$

$$0.5\phi Vc=4019.03\text{ Kg}$$

La cortante ultima en el apoyo "A" es:

$$Vu_{max}=-8751.27\text{ Kg}$$



La longitud de los tramos se tiene por proporcionalidad.

$$\frac{L_{II}+L_{III}}{\phi Vc=8038.05}=\frac{3.48\text{ m}}{Vu_{max}=8751.27\text{ Kg}}$$

Resolviendo se tiene:

$$L_{II}=L_{III}=1.60\text{ m}, \quad L_I=0.28\text{ m}$$

### Zona I "L<sub>I</sub>"

Corresponde para,  $Vu > \phi Vc$

$$Vu \leq Vn, \quad Vn = Vc + Vs$$

$$Vs = \frac{Vu_{max}}{\phi} - \frac{\phi Vc}{\phi} = \frac{8751.27}{0.85} - \frac{8038.05}{0.85}$$

$$Vs = 839.08\text{ Kg}$$

$$1.06\sqrt{f'c} \times b_w \times d = 18913.06\text{ Kg}$$

Las condiciones para esta zona son:

a). Si,  $Vs \leq 1.06\sqrt{f'c} \times b_w \times d$  (cumple)

Los espaciamientos están dados por:

$$s \leq \frac{d}{2} \text{ ó } s \leq 60\text{ cm}$$

$$s = \frac{Av \times fy \times d}{Vs}$$

Numero de estribos en la zona I,  $n = L_I/s$

b). Si,  $Vs > 1.06\sqrt{f'c} \times b_w \times d$

Los espaciamientos están dados por:

$$s \leq \frac{d}{4} \text{ ó } s \leq 30\text{ cm}$$

c). Si,  $Vs > 2.12\sqrt{f'c} \times b_w \times d$ , entonces:

- ✓ Cambiar la sección
- ✓ Mejorar la calidad del concreto

### Zona II "L<sub>II</sub>"

Corresponde para,  $0.5\phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc$

$$s_{min} = \frac{Av \times fy}{3.5b}$$

Donde:  $Av = 2\text{ ramas } \phi 3/8" = 1.42\text{ cm}^2$

$$s_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60\text{ cm}$$

Numero de estribos en la zona II,  $n = L_{II}/s$

### Zona III "L<sub>III</sub>"

Corresponde a tramos desde  $Vu < 0.5\phi Vc$

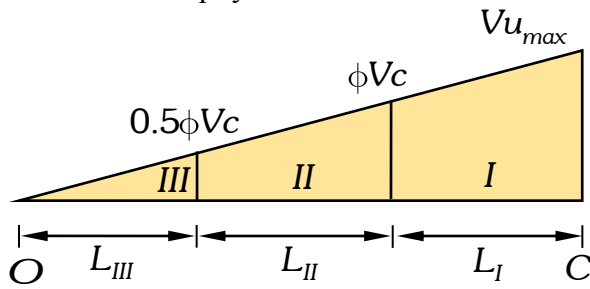
$$s_{min} \leq \frac{d}{2},$$

Numero de estribos en la zona III,  $n = L_{III}/s$



### DISEÑO POR CORTANTE DE VP – 122 (0.25x0.55), EJE 2-2 Y EJE A-B, tramo OC

Cortante en el apoyo "C"



$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} b_w d = 9456.53 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 8038.05 \text{ Kg}$$

$$0.5\phi V_c = 4019.03 \text{ Kg}$$

$$V_{u_{max}} = +10528.44 \text{ Kg}$$

La longitud por proporcionalidad es:

$$\frac{L_{II} + L_{III}}{8038.05 \text{ Kg}} = \frac{3.02 \text{ m}}{10528.44 \text{ Kg}}$$

De la proporción se tiene:

$$L_{II} = L_{III} = 1.15 \text{ m}, \quad L_I = 0.72 \text{ m}$$

Resolviendo de forma similar a lo anterior:

A continuación, se tiene el cálculo del acero a corte.

Tabla D.8. Diseño a cortante de la viga principal VP – 121 (0.25x0.55)

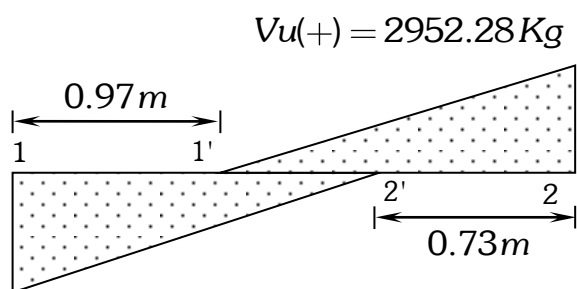
Diseño por cortante de VP – 121 (0.25x0.55), Eje 2-2 y Eje A-B, tramo AO				
DESCRIPCIÓN	$\phi$ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	$\phi 3/8"$	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" " $L_I = 0.28 \text{ m}$ " Condicion $V_u > \phi V_c$	$\phi 3/8"$	24.63 cm	10.00 cm	3 estribos
Zona "II" " $L_{II} = 1.60 \text{ m}$ " Condicion $\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c/2$	$\phi 3/8"$	68.16 cm	15.00 cm	10 estribos
Zona "III" " $L_{III} = 1.60 \text{ m}$ " Condicion $V_u < \phi V_c/2$	$\phi 3/8"$	24.63 cm	20.00 cm	8 estribos
Distribución final de estribos para el tramo AB es:	$\square \phi 3/8" : 1@0.05, 3@0.10, 10@0.15, R@0.20$			
Diseño por cortante de VP – 121 (0.25x0.55), Eje 2-2 y Eje A-B, tramo OC				
DESCRIPCIÓN	$\phi$ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	$\phi 3/8"$	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" " $L_I = 0.72 \text{ m}$ " Condicion $V_u > \phi V_c$	$\phi 3/8"$	24.63 cm	10.00 cm	7 estribos
Zona "II" " $L_{II} = 1.15 \text{ m}$ " Condicion $\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c/2$	$\phi 3/8"$	68.16 cm	15.00 cm	7 estribos
Zona "III" " $L_{III} = 1.15 \text{ m}$ " Condicion $V_u < \phi V_c/2$	$\phi 3/8"$	24.63 cm	20.00 cm	6 estribos
Distribución final de estribos para el tramo OC es:	$\square \phi 3/8" : 1@0.05, 7@0.10, 7@0.15, R@0.20$			

Tabla D.9. Diseño a cortante de la viga principal VP – 122 (0.25x0.55), Volado

Diseño por cortante de VP – 122 (0.25x0.55), Eje 2-C, Volado				
DESCRIPCIÓN	$\phi$ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	$\phi 3/8"$	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" " $L_I = 0.83m$ " Condicion $V_u > \phi V_c$	$\phi 3/8"$	24.63 cm	10.00 cm	8 estribos
Zona "II" " $L_{II} = 0.67m$ " Condicion $\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c/2$	$\phi 3/8"$	68.16 cm	15.00 cm	4 estribos
Zona "III" " $L_{III} = 0.67m$ " Condicion $V_u < \phi V_c/2$	$\phi 3/8"$	24.63 cm	20.00 cm	4 estribos
Distribución final de estribos para el tramo Volado es:	$\square \phi 3/8" : 1@0.05, 8@0.10, 4@0.15, R@0.20$			

**DISEÑO POR CORTANTE DE VS – 1A1 (0.25x0.30), EJE A-A Y EJE 1-2, tramo 1-1'**

Los cortantes obtenidos del ETABS a partir de la envolvente, para  $d = 24.41cm$  es:



$V_u(-) = -2395.15 Kg$

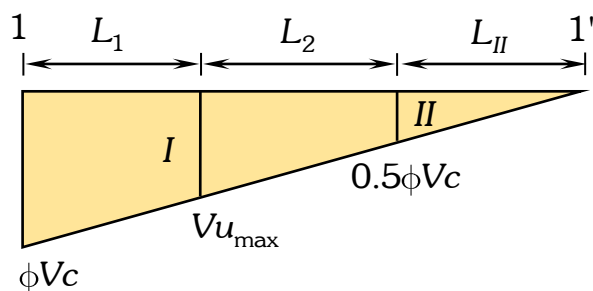
**Cortante apoyo "1"**

$V_c = 0.53\sqrt{f'c} b_w d = 4686.98 Kg$

$\phi V_c = 3983.93 Kg$

$0.5\phi V_c = 1991.97 Kg$

$V_u = -2413.39 Kg$



La longitud de los tramos se tiene por proporcionalidad.

$$\frac{L_{II}}{1991.97 Kg} = \frac{2.92 m}{3983.93 Kg}$$

Resolviendo se tiene:

$L_I = L_1 + L_2 = 1.46m, \quad L_{II} = 1.46m$

Para el cálculo del acero transversal se prosiguió de acuerdo a la norma E.060.

**Zona I " $L_1 + L_2$ "**

Corresponde para,  $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$

$$s_{min} = \frac{A_v \times f_y}{3.5b}$$

Donde:  $A_v = 2ramas \phi 3/8" = 1.42 cm^2$

$$s_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60cm$$

Numero de estribos en la zona I,  $n = L_I/s$

**Zona II " $L_{II}$ "**

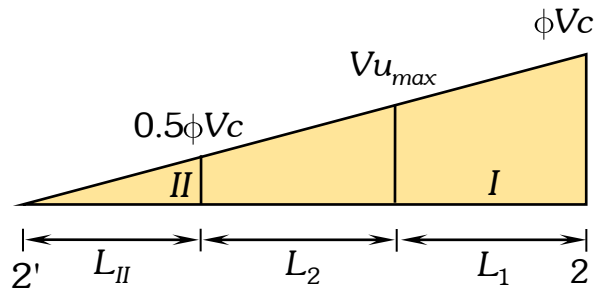
Corresponde a tramos desde  $V_u < 0.5\phi V_c$

$$s_{min} \leq d/2,$$

Numero de estribos en la zona II,  $n = L_{II}/s$

**DISEÑO POR CORTANTE DE VS – 1A1 (0.25x0.30), EJE A-A Y EJE 1-2, tramo 2'-2**

Cortante en el apoyo "2"



$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} b_w d = 4686.98 \text{ Kg}$$

$$\phi Vc = 3983.93 \text{ Kg}$$

$$0.5\phi Vc = 1991.97 \text{ Kg}$$

$$Vu_{max} = +2952.28 \text{ Kg}$$

La longitud por proporcionalidad es:

$$\frac{L_{II}}{1991.97 \text{ Kg}} = \frac{2.68 \text{ m}}{3983.93 \text{ Kg}}$$

Resolviendo se tiene:

$$L_I = L_1 + L_2 = 1.34 \text{ m}, \quad L_{II} = 1.34 \text{ m}$$

**Zona I "L<sub>1</sub> + L<sub>2</sub>"**

Corresponde para,  $0.5\phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc$

$$s_{min} = \frac{Av \times fy}{3.5b}$$

**Zona II "L<sub>II</sub>"**

Corresponde a tramos desde  $Vu < 0.5\phi Vc$

$$s_{min} \leq d/2,$$

A continuación, se tiene el cálculo del acero a corte.

Tabla D.10. *Diseño a cortante de la viga secundaria VS – 1A (0.25x0.30)*

<b>Diseño por cortante de VS – 1A1 (0.25x0.30), Eje A-A y Eje 1-2, tramo 1-1'</b>				
DESCRIPCIÓN	φ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	φ3/8"	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" "L <sub>I</sub> = 1.46m"				
Condicion $\phi Vc \geq Vu \geq \phi Vc/2$	φ3/8"	12.21 cm	15.00 cm	9 estribos
Zona "II" "L <sub>II</sub> = 1.46m"				
Condicion $Vu < \phi Vc/2$	φ3/8"	12.21 cm	20.00 cm	7 estribos
Distribución final de estribos para el tramo 1-1' es:		□φ3/8" : 1@0.05, 9@0.15, R@0.20		
<b>Diseño por cortante de VS – 1A1 (0.25x0.30), Eje A-A y Eje 1-2, tramo 2'-2</b>				
DESCRIPCIÓN	φ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	φ3/8"	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" "L <sub>I</sub> = 1.34m"				
Condicion $\phi Vc \geq Vu \geq \phi Vc/2$	φ3/8"	12.21 cm	15.00 cm	9 estribos
Zona "II" "L <sub>II</sub> = 1.34m"				
Condicion $Vu < \phi Vc/2$	φ3/8"	12.21 cm	20.00 cm	7 estribos
Distribución final de estribos para el tramo 2'-2 es:		□φ3/8" : 1@0.05, 9@0.15, R@0.20		

## DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN DE COLUMNAS C-1

Se tiene las expresiones

$$P_u = \phi P_{n_{max}}$$

$$P_{u_{max}} = \phi 0.80 [0.85f'_c A_g - A_{st} + A_{st} \times F_y]$$

$$A_{st} = \frac{1}{f_y - 0.85f'_c} \left[ \frac{P_{u_{max}}}{\phi 0.80} - 0.85f'_c \times A_g \right]$$

Donde,  $\phi = 0.70$  por ser un elemento con estribo.

$$A_g = 25 \times 50 = 1250 \text{ cm}^2$$

$$P_{u_{max}} = 37184.39 \text{ Kg}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$A_{st} = -38.97 \text{ cm}^2$$

No es necesario el refuerzo en la columna

### Diagrama de interacción de la columna:

La fuerza nominal sera:

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_{s3} - T_{s4}$$

El momento nominal sera:

$$P_n = C_c y_o - a/2 + C_{s1} y_o - d_1 + C_{s2} y_o - d_2 - T_{s3} y_o - d_3 - T_{s4} y_o - d_4 .$$

Donde:

$$C_c = 0.85f'_c \times b \times a$$

$$C_{s1} = A_{s1} f_{s1}$$

Calculo del acero mínimo a partir de la cuantías mínimas en lo que debe cumplir:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times A_g = 0.01 \times 1250 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 12.50 \text{ cm}^2$$

En varillas se tiene:

$$4\phi 5/8" + 4\phi 1/2" \text{ y } A_{s_{adop.}} = 13.16 \text{ cm}^2$$

Verificación de las cuantías puesto que debe cumplir la siguiente condicion:

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$\rho_{min} = 0.01, \quad \rho_{max} = 0.06$$

$$\rho = \frac{A_{s_{pro.}}}{A_g} = \frac{13.16 \text{ cm}^2}{1250 \text{ cm}^2} = 0.0105$$

Ok cumple con la condicion.

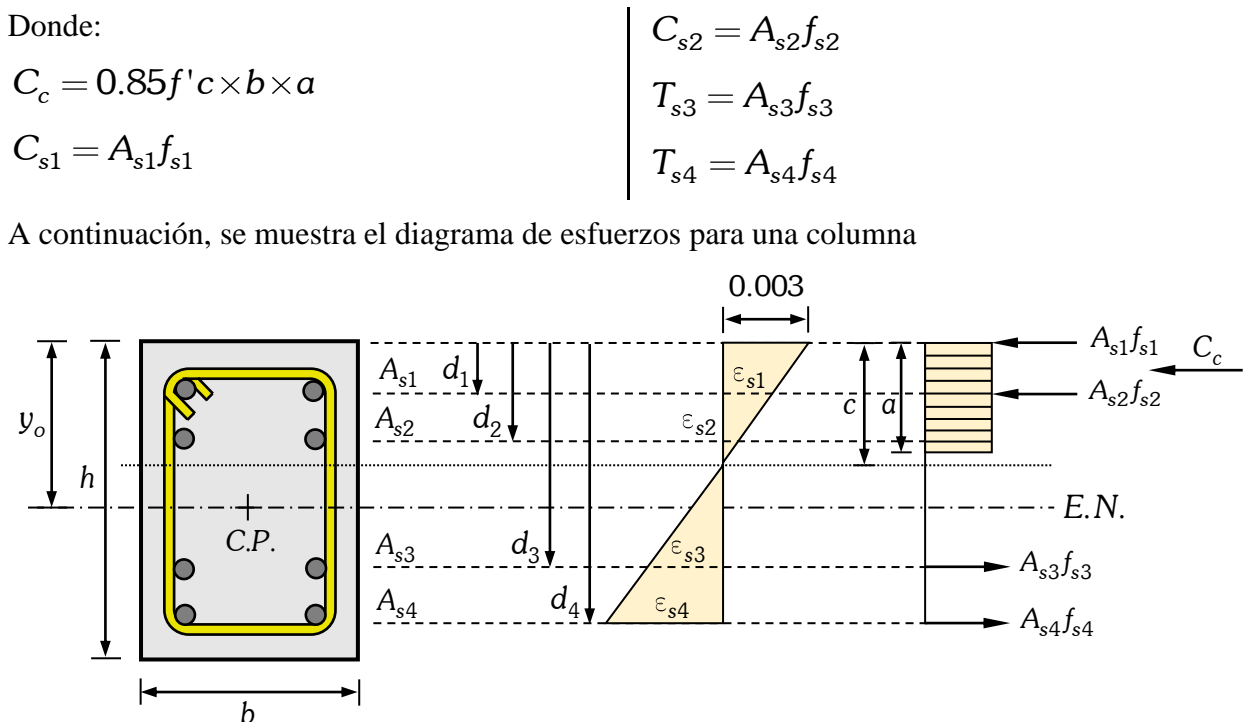


Figura D.13. Diagrama de esfuerzos de la columna

Para calcular el centroide plástico se emplea la siguiente expresión:

$$y_o = \frac{Ag0.85f'c \times h/2 + A'_s fy \times d_1 + A_{s2} fy \times d_2}{Ag0.85f'c + A'_s fy + A_{s2} fy} \quad \text{Ec.D.3}$$

Ubicación del diagrama de deformaciones:

**Punto 01 "c<sub>o</sub>"**

Está en compresión pura y no hay acero a tracción.

$$P_o = 0.85f'c Ag - Ast + Ast \times fy$$

$$c = \varepsilon_{s1} \frac{d_1}{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_t}, \text{ por lo que: } \varepsilon_t = 0$$

**Punto 02**

Diagrama de deformaciones:

$$\varepsilon'_s = 0.003 \frac{c - d_2}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s1} \frac{d_2}{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = \frac{fy}{2Es}$$

**Punto 03**

$$\varepsilon_{s3} = 0.003 \frac{c - d_3}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s3} \frac{d_3}{\varepsilon_{s3} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = \frac{fy}{Es}$$

**Punto 04**

A partir del diagrama de deformaciones

$$\varepsilon_{s4} = 0.003 \frac{c - d_4}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s4} \frac{d_4}{\varepsilon_{s4} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = \frac{1}{2} \varepsilon_y + 0.005$$

**Punto 05**

$$\varepsilon_{s5} = 0.003 \frac{c - d_5}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s5} \frac{d_5}{\varepsilon_{s5} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = 0.005$$

**Punto 06**

$$\varepsilon_{s6} = 0.003 \frac{c - d_6}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s6} \frac{d_6}{\varepsilon_{s6} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t > 0.005$$

Condicion de falla balanceada

$$c_b = \frac{0.003d}{0.003 + \varepsilon_y}$$

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{Es}$$

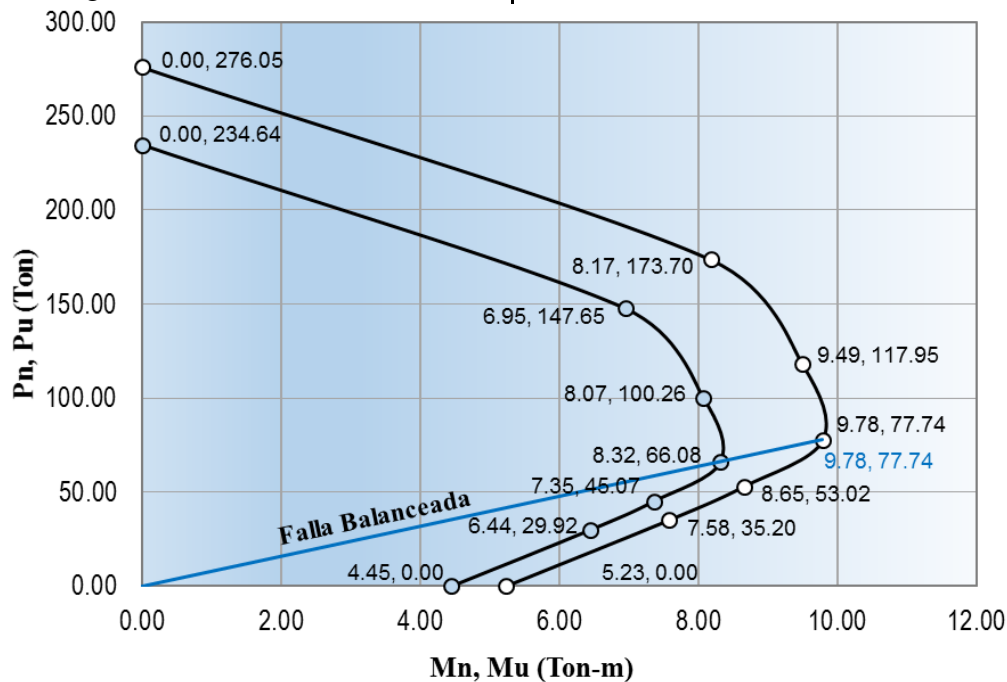


Figura D.14. Diagrama de interacción de la columna C-1

## DISEÑO POR CORTANTE DE LA COLUMNA C-1

Se tiene la carga ultima:

$$Pu_{\max} = 37184.39 \text{ Kg}$$

$$Mn = 6958.76 \text{ Kg} - m$$

Cortante ultima:

$$Vu = \frac{6958.76 + 5116.80}{2.85} = 4237.00 \text{ Kg}$$

$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d \left( 1 + 0.0071 \frac{Pu}{Ag} \right)$$

Donde para una seccion de 25x55 se tiene:

$$d = h - \left( \text{rec} + \phi 3/8'' + \frac{\phi 5/8''}{2} \right) = 19.25$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Vc = 0.53 \sqrt{210} \cdot 50 \cdot 19.25 \left( 1 + 0.0071 \times \frac{37184.39}{1250} \right)$$

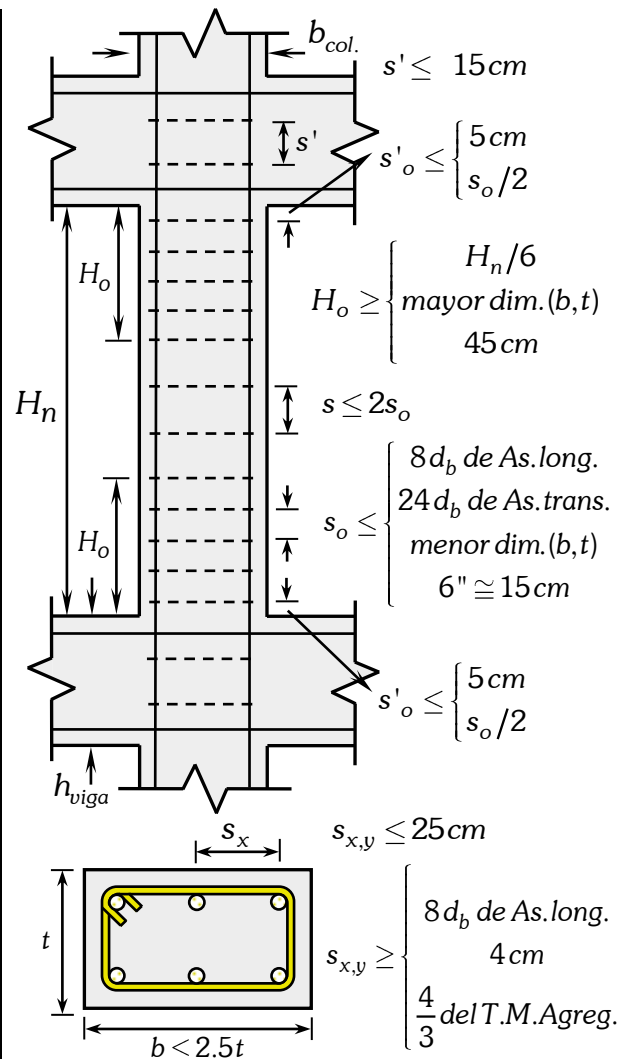
$$Vc = 7570.32 \text{ Kg}, \text{ y tenemos que } Vu < Vc.$$

Calculo de los espaciamientos

$$s = \frac{Av \times fy}{3.5b} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 50} = 34.08 \text{ cm}$$

El espaciamiento previsto de acuerdo a los detallados y en la zona de confinamiento "H<sub>o</sub>":

$$\square \phi 3/8'' : 1@0.05, 4@0.15, R@0.20 \text{ (m)}$$



## DISEÑO A FLEJO COMPRESIÓN DE LA COLUMNA C-02

Se tiene las expresiones

$$Pu = \phi Pn_{\max}$$

$$Pu_{\max} = \phi 0.80 \left[ 0.85 f'c Ag - Ast + Ast \times Fy \right]$$

$$Ast = \frac{1}{fy - 0.85 f'c} \left[ \frac{Pu_{\max}}{\phi 0.80} - 0.85 f'c \times Ag \right]$$

Donde,  $\phi = 0.70$  para elemento con estribo.

$$Ag = 25 \times 45 = 1125 \text{ cm}^2$$

$$Pu_{\max} = 23126.90 \text{ Kg}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Ast = -39.66 \text{ cm}^2$$

No es necesario el refuerzo en la columna

Calculo del acero mínimo a partir de la cuantías mínimas en lo que debe cumplir:

$$As_{\min} = \rho_{\min} \times Ag = 0.01 \times 1125 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 11.25 \text{ cm}^2$$

En varillas se tiene:

$$3\phi 5/8'' + 3\phi 5/8'' \text{ y } As_{\text{adop.}} = 12.00 \text{ cm}^2$$

Verificando la condicion de las cuantías:

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$\rho_{\min} = 0.01, \quad \rho_{\max} = 0.06$$

$$\rho = \frac{As_{\text{pro.}}}{Ag} = \frac{12.00 \text{ cm}^2}{1125 \text{ cm}^2} = 0.0107$$

Ok cumple con la condicion.

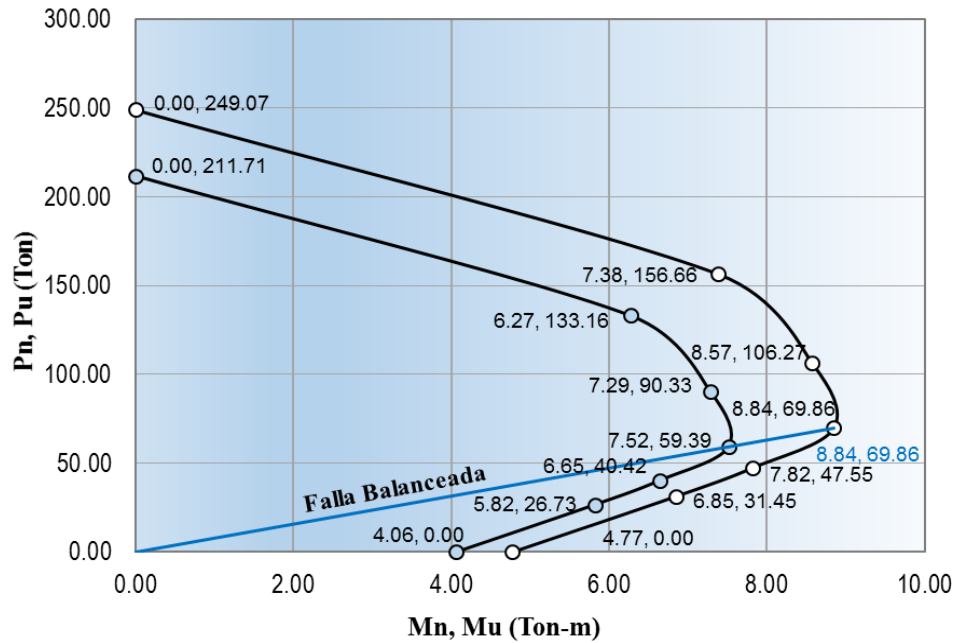


Figura D.15. Diagrama de interacción de la columna C-2

### DISEÑO POR CORTANTE DE LA COLUMNA C-2

Se tiene la carga ultima:

$$Pu_{\max} = 23126.90 \text{ Kg}$$

$$Mn = 6019.28 \text{ Kg} - m$$

Cortante ultima:

$$Vu = \frac{6019.28 + 4223.56}{2.85} = 3593.98 \text{ Kg}$$

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c}b_w d \left( 1 + 0.0071 \frac{Pu}{Ag} \right)$$

Donde para una seccion de 25x50 se tiene:

$$d = h - \left( \text{rec} + \phi 3/8'' + \frac{\phi 5/8''}{2} \right) = 19.25$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Vc = 0.53\sqrt{210} \cdot 45 \cdot 19.25 \left( 1 + 0.0071 \times \frac{23126.90}{1125} \right)$$

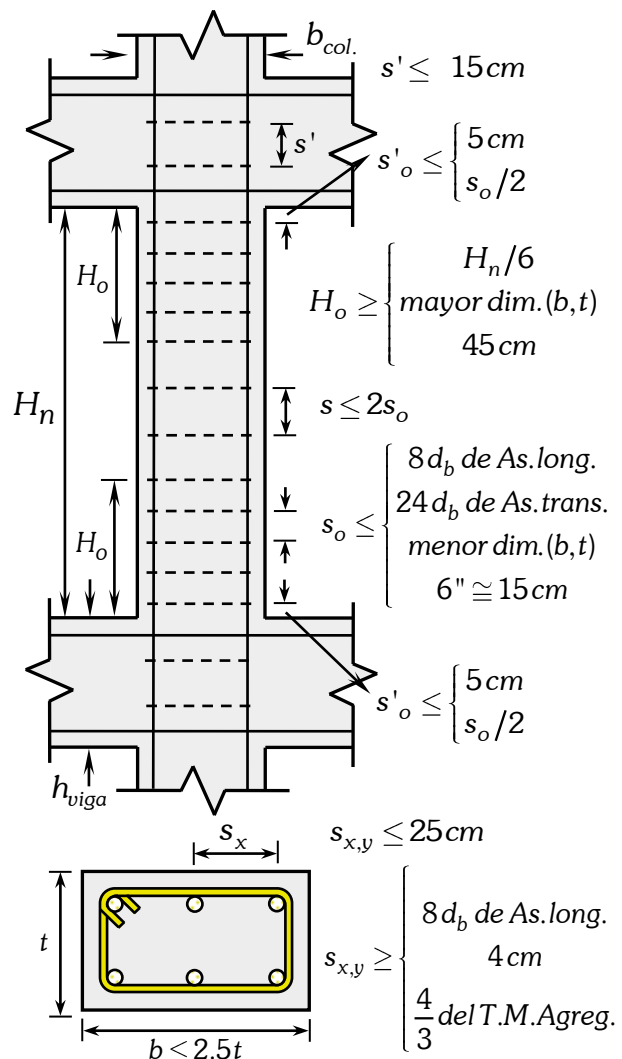
$$Vc = 7570.32 \text{ Kg}, \text{ y tenemos que } Vu < Vc.$$

Calculo de los espaciamentos

$$s = \frac{Av \times fy}{3.5b} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 50} = 34.08 \text{ cm}$$

El espaciamento previsto de acuerdo a los detallados y en la zona de confinamiento "H<sub>o</sub>":

$$\square \phi 3/8'' : 1@0.05, 4@0.15, R@0.20 \text{ (m)}$$



## MEMORIA DE CÁLCULO PARA EL REPLANTEO DE LOS PLANOS

**NOMBRE DEL PROYECTO:** I. E. S. Técnico Industrial  
Roque Saenz Peña

**LUGAR:** Ciudad de Ayaviri – Melgar - Puno

**AÑO DE CONSTRUCCIÓN:** 2002

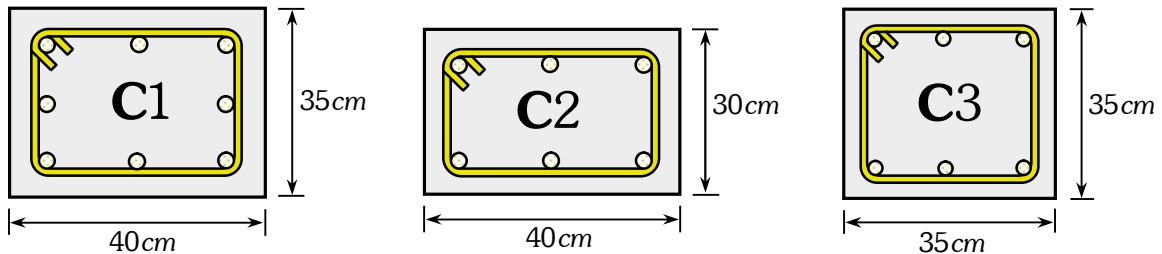
**ENTIDAD EJECUTORA:** Municipalidad Provincial de Melgar

**NÚMERO DE NIVELES:** 02 Niveles

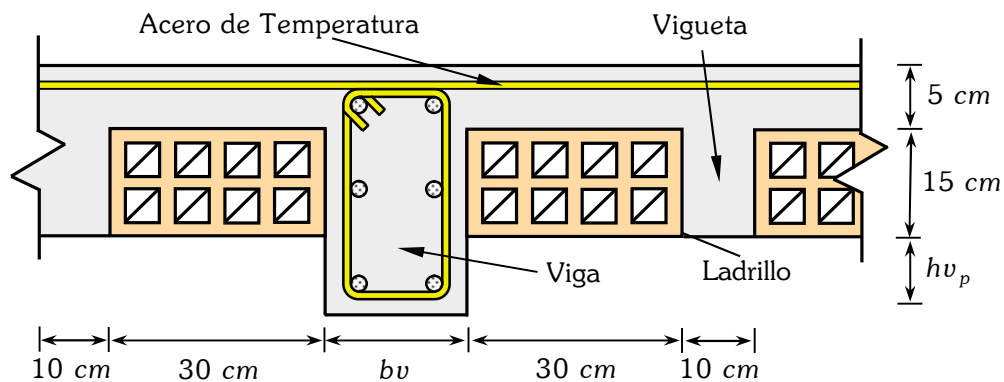


### DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EXISTENTES

Dimensiones de las columnas.



Dimensiones de las vigas y la losa aligerada.



### METRADO DE CARGAS DE LA ESTRUCTURA

Tabla D.1. Cargas muertas y vivas para la edificación "E3"

CARGA MUERTA					
Componente	Cant./m <sup>2</sup>	Kg/cant.	Kg/m <sup>2</sup>	Carga Parcial Kg/m <sup>2</sup>	Carga Total Kg/m <sup>2</sup>
Ladrillo techo de 30x30x15cm	8.33	9		75	
Tarrajeo en el cielorraso	1		25	25	200
Acabados de piso terminado con cemento pulido	1		100	100	
CARGA VIVA O SOBRECARGA					
S/C (Aulas)	1		250	250	250
Escaleras y pasadizos	1		400	400	400



### METRADO DE CARGAS DE PARAPETO "CM".

Metrado de cargas para los parapetos de la escalera  $h_p = 1.20m$ .

$$w_p = (e_p)(h_p)(\gamma_p)$$

$$w_p = (0.13m)(1.20m)(1800 \text{ Kg/m}^3)$$

$$w_p = 280.80 \text{ Kg/m}$$

Metrado de cargas para los parapetos de las ventanas  $h_m = 2.25m$ .

$$w_m = (e_m)(h_m)(\gamma_m)$$

$$w_m = (0.13m)(2.25m)(1800 \text{ Kg/m}^3)$$

$$w_m = 526.50 \text{ Kg/m}$$

### METRADO DE CARGAS DE LA COBERTURA.

Cargas de diseño por peso propio.

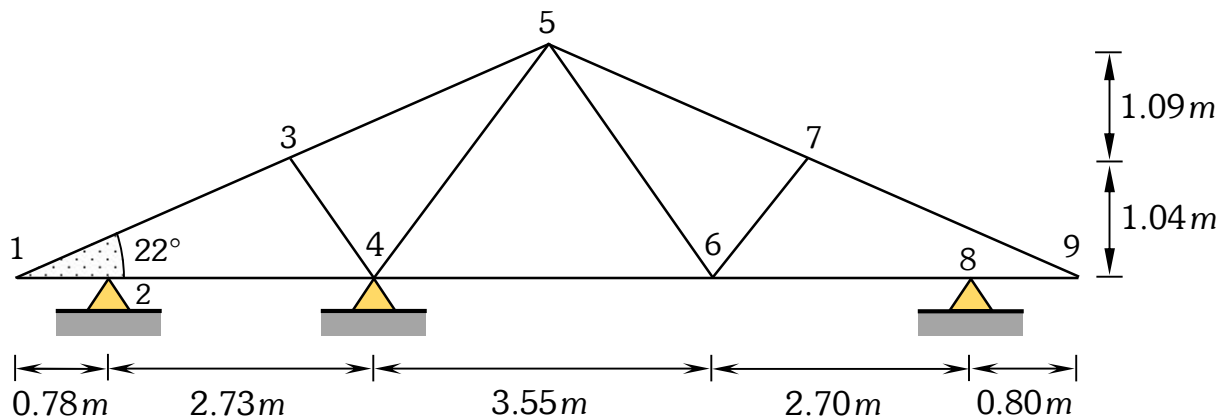


Figura D.1. Dimensiones del tejado de la edificación "E3"

### Metrado de cargas del tejado

Tabla D.2: *Metrado de cargas del tejado*

ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	Longitud (m)	Sección		Area (m <sup>2</sup> )	Peso (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso (Kg)
			b (in)	h (in)			
Tramo 1-2	Cordón inferior	0.775	2"	6"	0.0077	700	4.200
Tramo 2-4	Cordón inferior	2.726	2"	6"	0.0077	700	14.773
Tramo 1-3	Cordón superior	2.782	2"	6"	0.0077	700	15.077
Tramo 3-4	Montante	1.391	2"	4"	0.0052	700	5.026
Tramo 3-5	Cordón superior	2.907	2"	6"	0.0077	700	15.754
Tramo 4-5	Diagonal	2.773	2"	4"	0.0052	700	10.019
Tramo 4-6	Cordón inferior	3.547	2"	6"	0.0077	700	19.222
Tramo 5-6	Diagonal	2.773	2"	4"	0.0052	700	10.019
Tramo 5-7	Cordón superior	2.907	2"	6"	0.0077	700	15.754
Tramo 6-7	Montante	1.391	2"	4"	0.0052	700	5.026
Tramo 7-9	Cordón superior	2.782	2"	6"	0.0077	700	15.077
Tramo 6-8	Cordón inferior	2.701	2"	6"	0.0077	700	14.638
Tramo 8-9	Cordón inferior	0.800	2"	6"	0.0077	700	4.335
Peso total del tejado							148.918



## CARGAS MUERTAS "CM".

### Metrado de carga muerta del tijeral.

Longitud inclinada del tijeral de ambos lados.

$$L = 11.38 \text{ m}$$

Carga distribuida del tijeral.

$$CM_1 = 13.08 \text{ Kg/m}$$

### Metrado de cargas de la cobertura y correas.

Espaciamiento de correas.

$$e = 0.75 \text{ m}$$

Numero de correas en ambos lados

$$n_c = 18 \text{ correas}$$

Peso total de las correas de 2"×3".

$$w_{cor.} = A \times n_c \times \delta_m = (0.0038)(18)(700)$$

$$w_{cor.} = 47.88 \text{ Kg/m}$$

Peso de las calaminas y clavos por  $m^2$ .

$$Q_{cal} = 2.54 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_{cla.} = 0.081 \text{ Kg/m}^2$$

Distancia entre tijerales.

$$e_t = 1.50 \text{ m}$$

Carga distribuida para las calaminas y clavos.

$$w_{cob.} = (2.62 \text{ Kg/m}^2)(1.50 \text{ m})$$

$$w_{cob.} = 3.93 \text{ Kg/m}$$

Carga distribuida de la cobertura y correas

$$CM_2 = w_{cor.} + w_{cob.} = 51.81 \text{ Kg/m}$$

### Metrado de cargas de las cuerdas inferiores y el cielorraso.

Espaciamiento de la correa inferior.

$$e_{c.i.} = 1.10 \text{ m}$$

Numero de las correas inferiores de 2"×2".

$$w_{c.i.} = A \times n_c \times \delta_m = (0.0026)(10)(700)$$

$$w_{c.i.} = 18.20 \text{ Kg/m}$$

Peso del cielorraso por  $m^2$ .

$$Q_{ciel} = 30 \text{ Kg/m}^2$$

Distancia entre tijerales.

$$e_t = 1.50 \text{ m}$$

Carga distribuida para el cielorraso.

$$w_{ciel.} = (30 \text{ Kg/m}^2)(1.50 \text{ m})$$

$$w_{ciel.} = 45 \text{ Kg/m}$$

$$CM_3 = w_{c.i.} + w_{ciel.} = 63.20 \text{ Kg/m}$$

## CARGAS VIVAS "CV".

### Carga viva de techo.

Carga viva para techos con coberturas livianas.

$$Q_{vc} = 30 \text{ Kg/m}^2$$

### Carga de nieve.

Carga básica de nieve sobre el suelo " $Q_s$ ".

$$Q_s = 40 \text{ Kg/m}^2$$

Para la carga adicional por nieve o granizo de acuerdo a la norma E.020 nos dice que para techos de dos aguas con inclinaciones comprendidas entre  $15^\circ$  y  $30^\circ$  la carga de diseño " $Q_t$ ", sobre la proyección horizontal, será:

$$Q_t = 0.80 Q_s$$

Entonces.

$$Q_t = 0.80(40 \text{ Kg/m}^2) = 32 \text{ Kg/m}^2$$

Luego obtendremos la carga viva distribuida para una distancia de separación de tijerales

$$e_t = 1.30 \text{ m}$$

$$CV = (30 \text{ Kg/m}^2 + 32 \text{ Kg/m}^2)(1.50 \text{ m})$$

$$CV = 93.00 \text{ Kg/m}$$

## DISTRIBUCION DE CARGAS A LA ARMADURA DEL TIJERAL

A continuación, se muestra el resumen de cargas metrados para la cobertura.

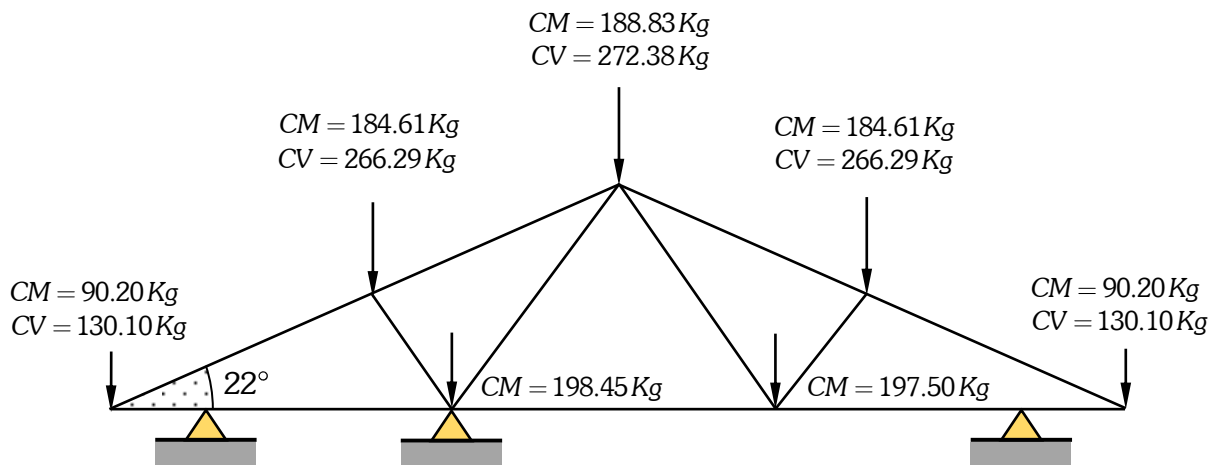


Figura D.2. Carga muerta y viva del tijeral en los nodos

Resultados de las reacciones, a partir del programa SAP2000, para cada caso de carga, Carga Muerta "CM", Carga viva "CV" y carga de viento "CVi".

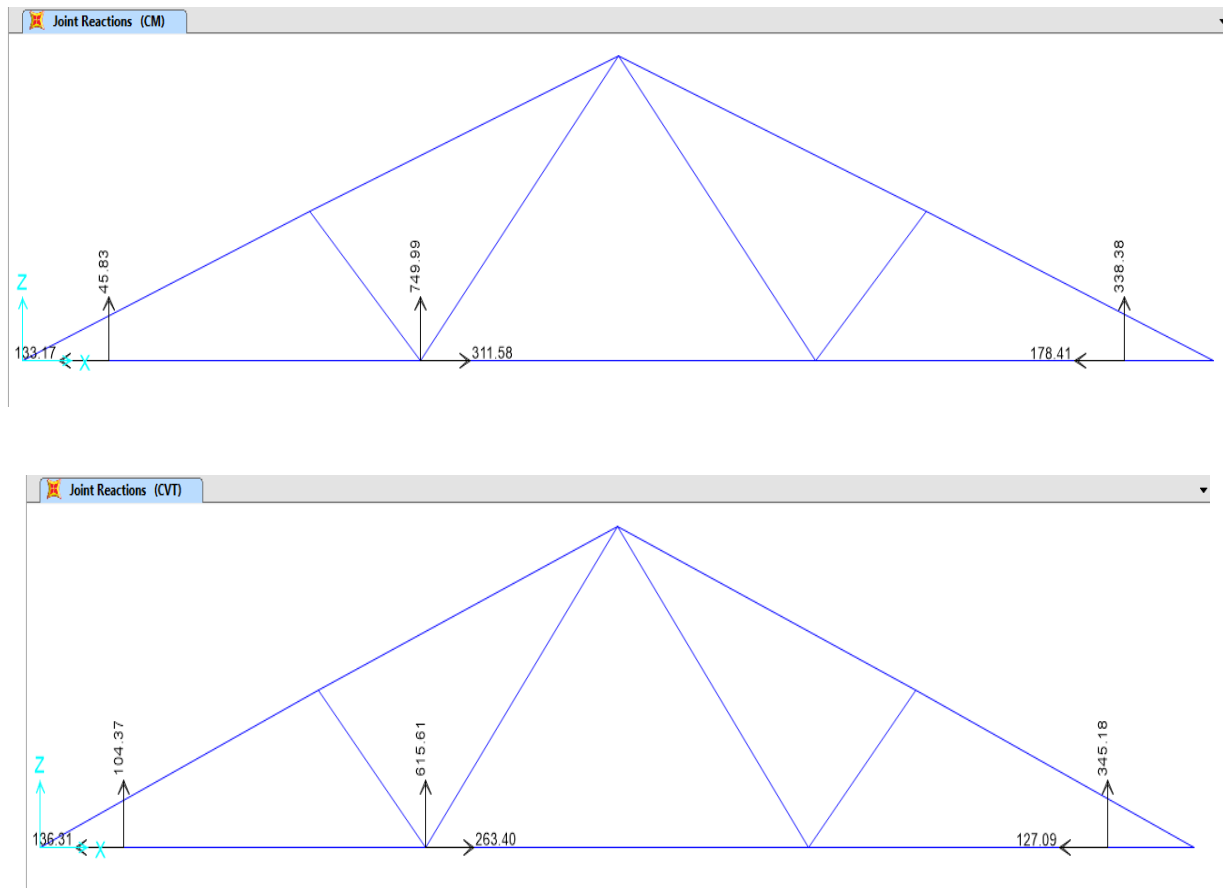


Figura D.3. Reacciones para distintas cargas obtenidas para la edificación "E3"

### CARGAS PUNUALES EN LOS TRAMOS CENTRALES.

A continuación, se tiene las cargas que transmite la cobertura a la viga.

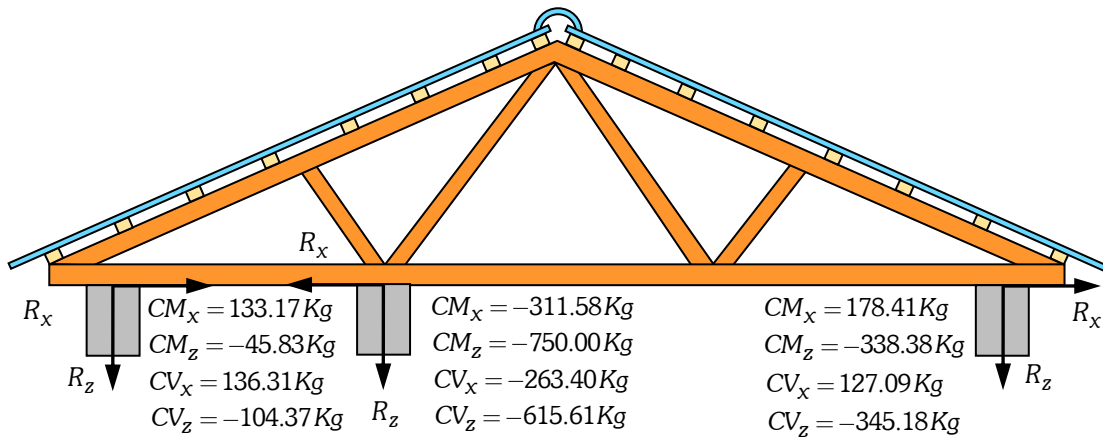


Figura D.4. Cargas transmitidas de la cobertura a la edificación "E3"

### ANÁLISIS DINAMICO ESPECTRAL

Para el análisis dinámico espectral se trabajó con la norma de diseño sismoresistente de E.030 – 1997 para el cual se tiene los siguientes resultados.

Tabla D.3: Datos sísmicos de "E3"

Factores sísmicos NTE E.030 - 1997		
Zona (Zona 2)	Factor de importancia (U)	Factor de suelo (S)
0.3	1.5	1.4
Valor de periodo $T_p$	Factor de reducción $R_x$	Factor de reducción $R_y$
0.9 s	6	10
Altura de la edificación $H_n$	Coficiente sísmico del edificio $CT_x$	Coficiente sísmico del edificio $CT_y$
6.30 m	60	35
Aceleración de la gravedad (g)	Periodo fundamental del edificio $T_x$	Periodo fundamental del edificio $T_y$
9.81 m/s <sup>2</sup>	0.11 seg.	0.18 seg.



### Aceleración espectral en "X-X" y "Y-Y"

De acuerdo a la norma E.030 – 1997 para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizó un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g, \quad C = 2.5 \left( \frac{T_P}{T} \right); C \leq 2.5 \quad \text{Ec.D.1}$$

Para el análisis en la dirección vertical se usó un espectro con valores iguales a 2/3 del espectro empleado en la dirección horizontal.

Para estimar el periodo fundamental de la edificación se utilizó la siguiente expresión.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad \text{Ec.D.2}$$

A continuación se muestran las gráficas de la aceleración espectral T vs Sa.

Espectro de respuesta en dirección X-X

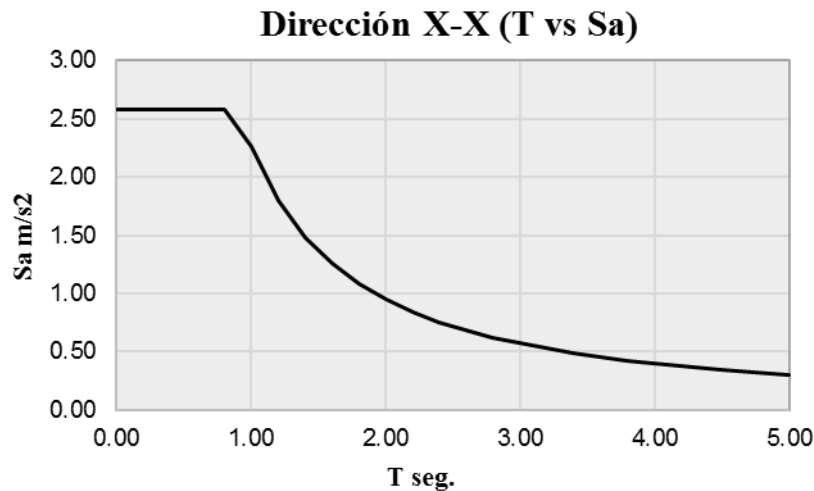


Figura D.5. Espectro en dirección X-X

Así también se muestra el espectro de pseudo aceleraciones en la dirección Y-Y

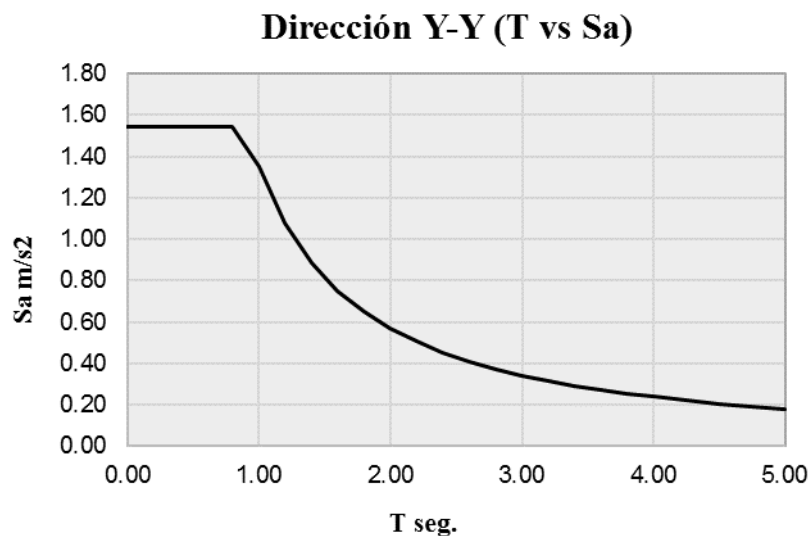


Figura D.6. Espectro en dirección Y-Y

## Definición de los materiales isotrópicos

### Concreto

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 15000\sqrt{210} \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.2 \text{ Coeficiente de Poisson}$$

### Albañilería

Ladrillo clase IV sólidos, tipo King Kong de arcilla, t=23cm.

$$f'm = 45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Em = 500 \times f'm = 22500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Gm = 0.4Em = 9000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.25 \text{ Coeficiente de Poisson}$$

### Acero

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2 \times 10^6$$

$$\mu = 0.3$$

## Combinaciones de carga

Para las combinaciones de la resistencia requerida "U" se trabajó a partir de la norma NTE E.060 - 1989 expresados en su sección 10.2.

$$\text{Carga de servicio} = CM + CV$$

$$\text{COMB.01} = 1.5CM + 1.8CV$$

$$\text{COMB.02} = 1.25(CM + CV + CSX)$$

$$\text{COMB.03} = 1.25(CM + CV - CSX)$$

$$\text{COMB.04} = 1.25(CM + CV + CSY)$$

$$\text{COMB.05} = 1.25(CM + CV - CSY)$$

$$\text{COMB.06} = 0.9CM + 1.25CSX$$

$$\text{COMB.07} = 0.9CM - 1.25CSX$$

$$\text{COMB.08} = 0.9CM + 1.25CSY$$

$$\text{COMB.09} = 0.9CM - 1.25CSY$$

$$\text{Envolvente} = \text{Carga de servicio} + \text{COMB.01} + \text{COMB.02} + \text{COMB.03} + \text{COMB.04} + \text{COMB.05} + \text{COMB.06} + \text{COMB.07} + \text{COMB.08} + \text{COMB.09}$$

## Modelamiento de la estructura en ETABS 2015

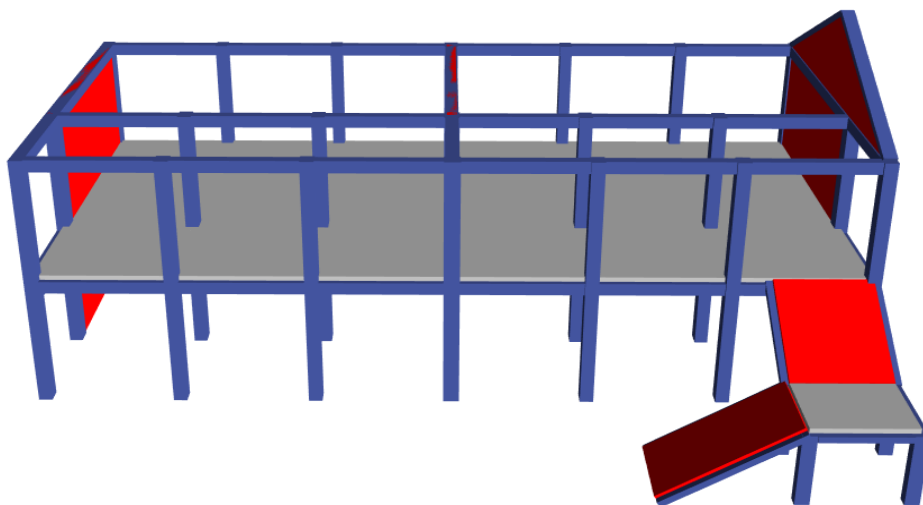


Figura D.7. Modelamiento de la estructura en ETABS – 2015

## Asignación de las cargas a la estructura

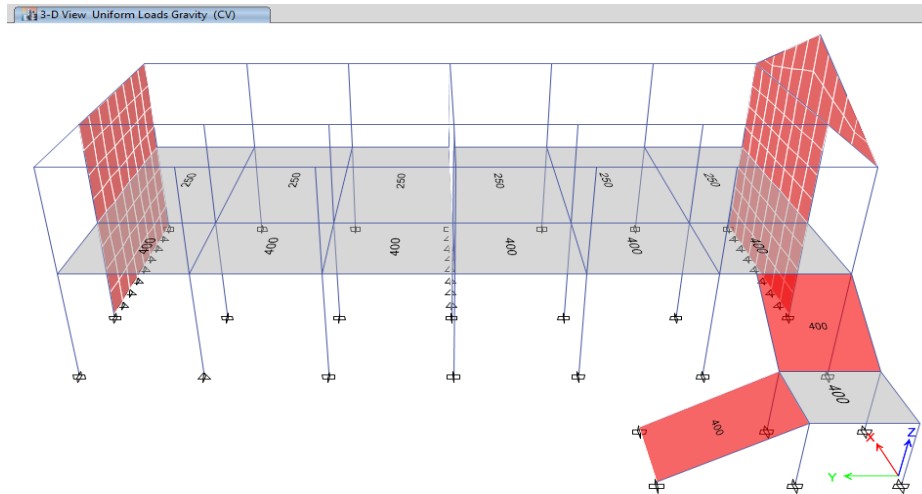


Figura D.8. Asignación de la carga viva

## Obtención de las cortantes maximas de la edificación

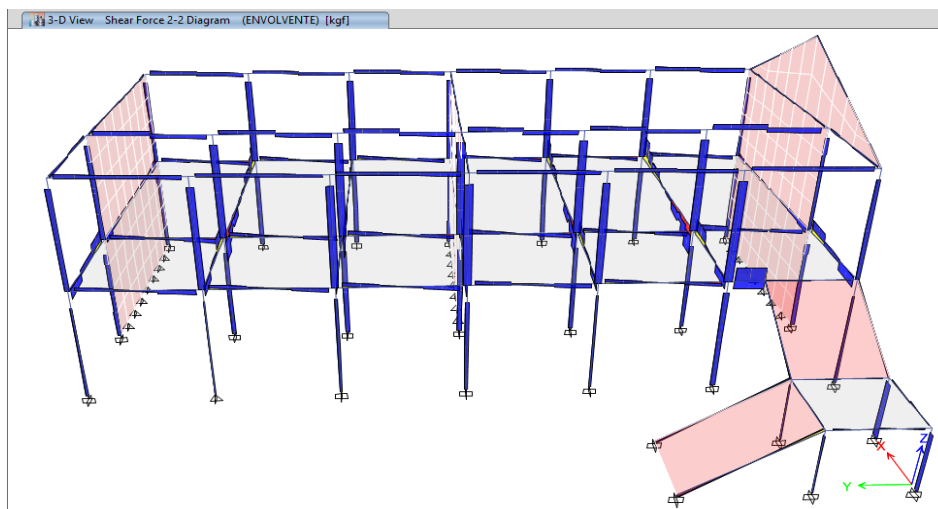


Figura D.9. Resultados de las cortantes maximas de la edificación

## Obtención de los momentos máximos y mínimos

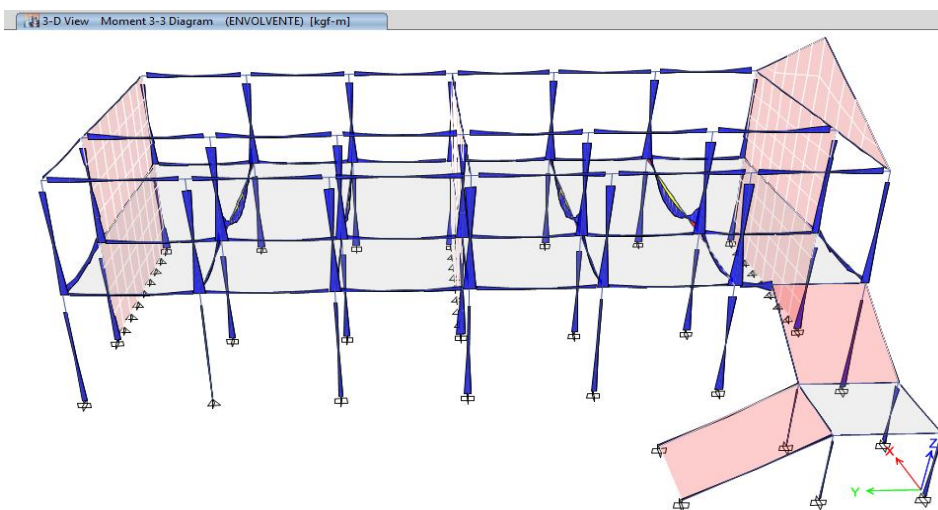


Figura D.10. Resultados de los momentos maximos de la edificación



### DISEÑO A FLEXIÓN DE LAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO VP - 121 (0.30x0.35)

A continuación se muestra el procedimiento para el cálculo de acero de la viga principal

Datos del elemento

$$b=0.30m, h=0.35m$$

$$d = h - rec. + \phi 3 / 8" + \phi 5 / 8" / 2$$

$$d = 29.25cm$$

Calculo del acero a partir de esta expresión se tiene el acero  $\phi = 0.90$ .

$$A_s = \frac{0.85f'_c bd}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f'_c bd^2}} \right]$$

#### Verificación de las cuantías

La cuantía balanceada según E.060 - 1989 es:

$$\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) = 0.02125$$

La cuantía máxima es:

$$\rho_{max} \leq 0.75\rho_b = 0.01594 \text{ (falla dúctil)}$$

Acero Máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75\rho_b bd = 13.99cm^2$$

La cuantía mínima según E.060 - 1989.

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.00242$$

Acero Mínimo está dado por:

$$A_{s_{min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = 2.12cm^2$$

Entonces debe cumplir

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}, \text{ donde } \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_{s_{min}} < A_{s_{pro.}} < A_{s_{max}}$$

### DISEÑO A FLEXIÓN DE LAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO VP - 122 (0.30x0.50)

A continuación se muestra el procedimiento para el cálculo de acero de la viga principal

Datos del elemento

$$b=0.30m, h=0.50m$$

$$d = h - rec. + \phi 3 / 8" + \phi 5 / 8" / 2$$

$$d = 44.25cm$$

Calculo del acero a partir de esta expresión se tiene el acero  $\phi = 0.90$ .

$$A_s = \frac{0.85f'_c bd}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f'_c bd^2}} \right]$$

#### Verificación de las cuantías

La cuantía balanceada según E.060 - 1989 es:

$$\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) = 0.02125$$

La cuantía máxima es:

$$\rho_{max} \leq 0.75\rho_b = 0.01594 \text{ (falla dúctil)}$$

Acero Máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75\rho_b bd = 21.16cm^2$$

La cuantía mínima según E.060 - 1989.

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.00242$$

Acero Mínimo está dado por:

$$A_{s_{min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = 3.21cm^2$$

Entonces debe cumplir

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}, \text{ donde } \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_{s_{min}} < A_{s_{pro.}} < A_{s_{max}}$$



**Demanda de acero de refuerzo por flexión en vigas según ACI 318-2008**

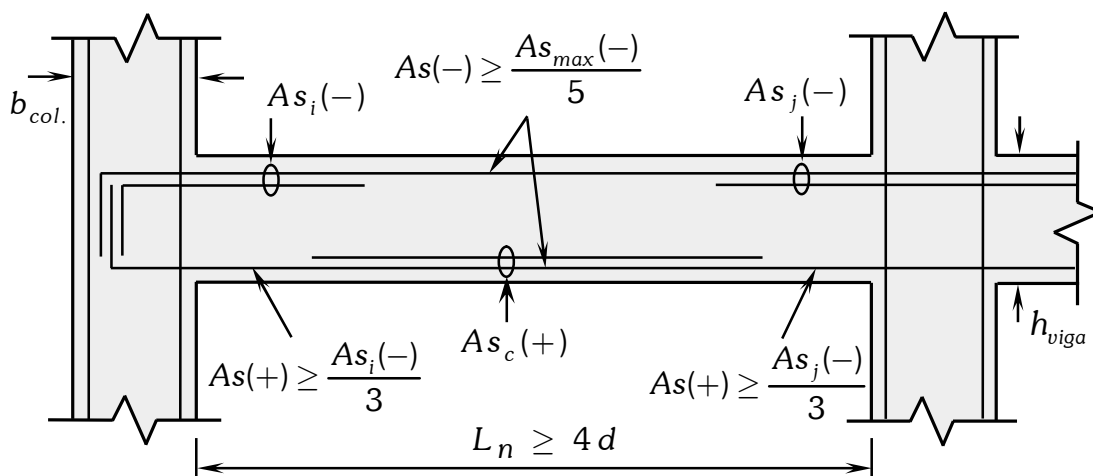


Figura D.11. Detalle del refuerzo longitudinal

Tabla D.4. Cálculo de acero longitudinal para la viga VP – 12 (0.30x0.35), (0.30x0.50)

<b>Diseño a flexión para la viga VP – 121 (0.30x0.35), Eje 2-2 y Eje A-B</b>					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje A-A (As. sup.) apoyo inicial	-1048.64 Kg-m	0.961 cm <sup>2</sup>	2φ5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje A-A (As. inf.) apoyo inicial	-	0.320 cm <sup>2</sup>	2φ5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje A-B (As. sup.) tramo central	-	0.639 cm <sup>2</sup>	2φ1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje A-B (As. inf.) tramo central	+1523.47 Kg-m	1.404 cm <sup>2</sup>	2φ1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje B-B (As. sup.) apoyo final	-3380.52 Kg-m	3.194 cm <sup>2</sup>	2φ5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje B-B (As. inf.) apoyo final	-	1.065 cm <sup>2</sup>	2φ5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
<b>Diseño a flexión para la viga VP – 122 (0.30x0.50), Eje 2-2 y Eje B-C</b>					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje B-B (As. sup.) apoyo inicial	-7934.20 Kg-m	4.962 cm <sup>2</sup>	2φ5 / 8" + 1φ1 / 2"	5.29 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje B-B (As. inf.) apoyo inicial	-	1.654 cm <sup>2</sup>	2φ5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje B-C (As. sup.) tramo central	-	0.992 cm <sup>2</sup>	2φ5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje B-C (As. inf.) tramo central	+5715.99 Kg-m	3.528 cm <sup>2</sup>	2φ5 / 8" + 1φ1 / 2"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje C-C (As. sup.) apoyo final	-6335.25 Kg-m	3.924 cm <sup>2</sup>	2φ5 / 8" + 1φ1 / 2"	5.29 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje C-C (As. inf.) apoyo final	-	1.308 cm <sup>2</sup>	2φ5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple



## DISEÑO A FLEXIÓN DE LAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO VS 1B1 – (0.25x0.30)

A continuación, se muestra el procedimiento para el cálculo de acero de la viga principal.

Datos del elemento

$$b = 25 \text{ cm}, h = 30 \text{ cm}$$

$$d = h - \text{rec.} + \phi 3 / 8'' + \phi 1 / 2'' / 2$$

$$d = 30 - 4 + 0.952 + 1.270 / 2$$

$$d = 24.41 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y } f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Se tiene la expresión para  $\phi = 0.90$

$$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi f'_c b d^2}} \right]$$

### Verificación de las cuantías

De lo anterior se tiene  $\rho_b = 0.02125$ .

La cuantía máxima según E.060 - 1989 es:

$$\rho_{\max} \leq 0.75 \rho_b = 0.01594 \text{ (falla dúctil)}$$

Acero Máximo

$$A_{s_{\max}} = \max 0.50 \rho_b b d; 0.75 \rho_b b d$$

$$A_{s_{\max}} = 9.73 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima según E.060 - 1989.

$$\rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.00242$$

Acero Mínimo

$$A_{s_{\max}} = \min \left\{ 0.70 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d; \frac{14}{f_y} b d \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = 1.47 \text{ cm}^2$$

Entonces debe cumplir

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$\text{Donde } \rho = \frac{A_s}{b d}$$

$$A_{s_{\min}} < A_{s_{\text{pro.}}} < A_{s_{\max}}$$

A continuación, se muestra el cálculo de acero para la viga secundaria.

Tabla D.5. Cálculo de acero longitudinal para la viga VS – 1B1 (0.25x0.30)

Diseño a flexión para la viga VS – 1B1 (0.25x0.30) Eje B-B y Eje 1-2					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje 1-1 (As. sup.) apoyo inicial	-515.81 Kg-m	0.565 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1/2" + 1 $\phi$ 1/2"	3.87 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 1-1 (As. inf.) apoyo inicial	-	0.188 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1/2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 1-2 (As. sup.) tramo central	-	0.248 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1/2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 1-2 (As. inf.) tramo central	+535.20 Kg-m	0.587 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1/2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 2-2 (As. sup.) apoyo final	-1117.55 Kg-m	1.241 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1/2" + 1 $\phi$ 1/2"	3.87 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 2-2 (As. inf.) apoyo final	-	0.414 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1/2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple

Tabla D.6. Cálculo de acero longitudinal para la viga VS – 1B2 (0.25x0.30)

Diseño a flexión para la viga VS – 1B2 (0.25x0.30), Eje B-B y Eje 2-3					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje 2-2 (As. sup.) apoyo inicial	-826.33 Kg-m	0.911 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2" + 1 $\phi$ 1 / 2"	3.87 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 2-2 (As. inf.) apoyo inicial	-	0.304 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 2-3 (As. sup.) tramo central	-	0.182 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 2-3 (As. inf.) tramo central	+440.76 Kg-m	0.482 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 3-3 (As. sup.) apoyo final	-792.56 Kg-m	0.874 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2" + 1 $\phi$ 1 / 2"	3.87 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 3-3 (As. inf.) apoyo final	-	0.291 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 1 / 2"	2.58 cm <sup>2</sup>	cumple

A continuación, se muestra las longitudes del acero de refuerzo negativo (superior) y positivo (inferior) dadas a partir de las experiencias de los ingenieros.

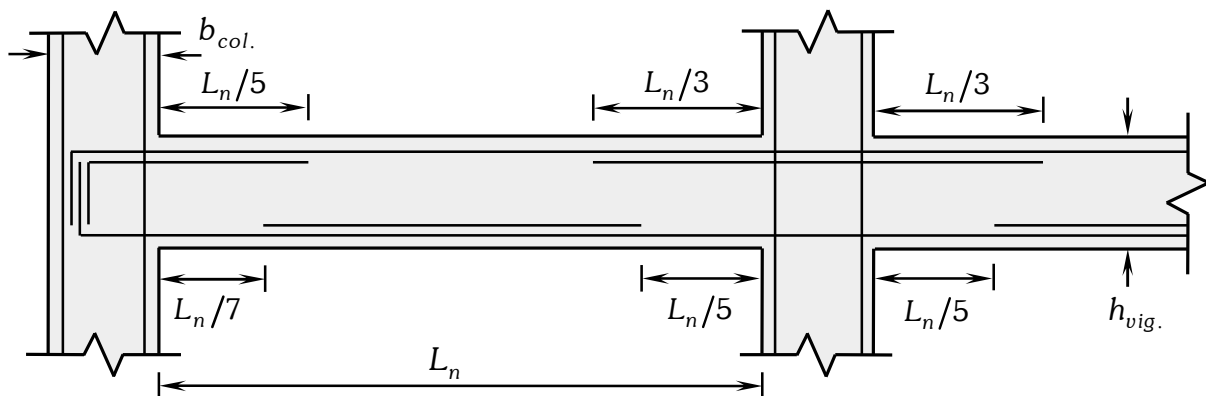


Figura D.12. Longitud del acero de refuerzo negativo y positivo

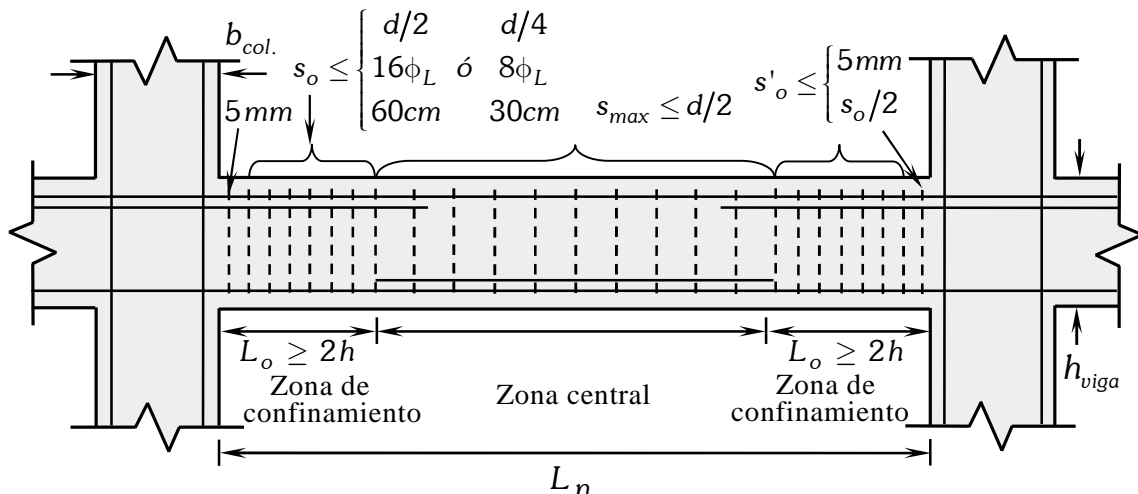
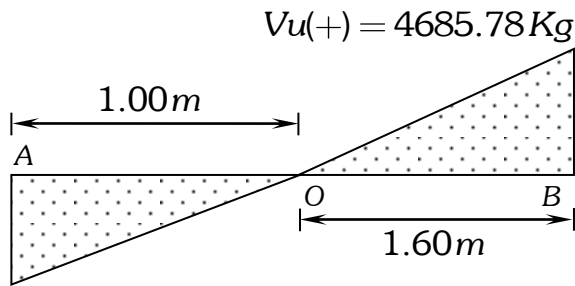


Figura D.13. Detalle de la viga para acero transversal

### DISEÑO POR CORTANTE DE VP – 121 (0.25x0.35), Eje 2-2 y Eje A-B.

Los cortantes obtenidos del ETABS a partir de la envolvente, para la viga AB es:



$$Vu(-) = -3150.03 Kg$$

Para el cálculo del acero transversal se prosiguió de acuerdo a la norma E.060.

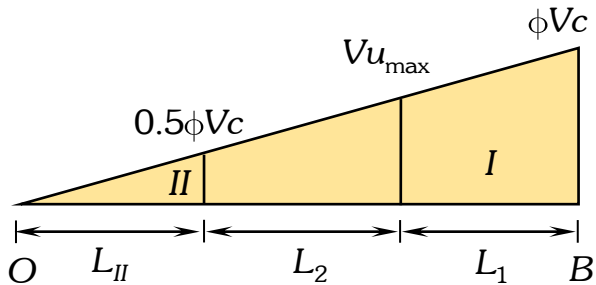
$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} b_w d = 6739.58 Kg$$

$$\phi Vc = 5728.64 Kg$$

$$0.5\phi Vc = 2864.32 Kg$$

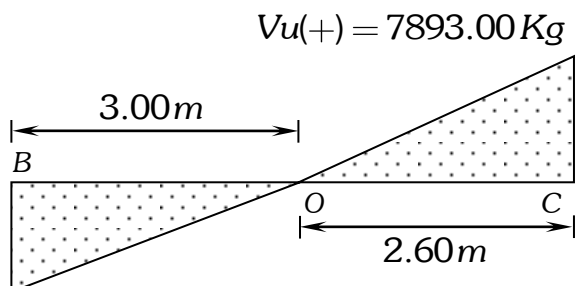
$$Vu_{max} = +4685.78 Kg$$

La cortante en el apoyo B



### DISEÑO POR CORTANTE DE VP – 122 (0.25x0.50), Eje 2-2 y Eje B-C.

Los cortantes obtenidos del ETABS a partir de la envolvente, para la viga AB es:



$$Vu(-) = -8603.70 Kg$$

Para el cálculo del acero transversal se prosiguió de acuerdo a la norma E.060.

Por proporcionalidad de triángulos se tiene la longitud de:

$$\frac{L_{II}}{2864.32 Kg} = \frac{1.60m}{5728.64 Kg}$$

Resolviendo se tiene:

$$L_I = L_1 + L_2 = 0.80m, \quad L_{II} = 0.80m$$

Zona I "L<sub>I</sub>"

Corresponde para,  $0.5\phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc$

$$s_{min} = \frac{Av \times fy}{3.5b}$$

Donde:  $Av = 2ramas \phi 3/8" = 1.42 cm^2$

$$s_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60cm$$

Numero de estribos en la zona I,  $n = L_I/s$

Zona II "L<sub>II</sub>"

Corresponde a tramos desde  $Vu < 0.5\phi Vc$

En este tramo no se requiere estribos ó:

$$s_{min} \leq \frac{d}{2},$$

Numero de estribos en la zona II,  $n = L_{II}/s$

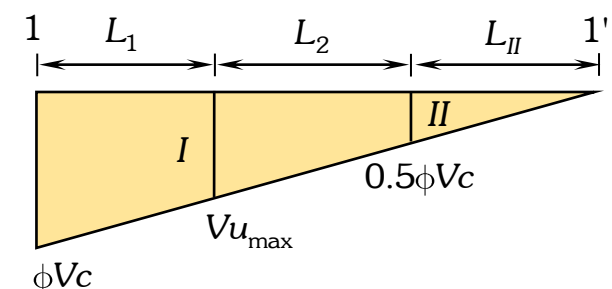
$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} b_w d = 10195.77 Kg$$

$$\phi Vc = 8666.40 Kg$$

$$0.5\phi Vc = 4333.20 Kg$$

$$Vu_{max} = -8603.70 Kg$$

La cortante en el apoyo B





Por proporcionalidad de triángulos se tiene:

$$\frac{L_{II}}{4333.20 \text{ Kg}} = \frac{3.00 \text{ m}}{8666.40 \text{ Kg}}$$

Resolviendo se tiene:

$$L_I = L_1 + L_2 = 1.50 \text{ m}, \quad L_{II} = 1.50 \text{ m}$$

**Zona I "L<sub>I</sub>"**

Corresponde para,  $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$

$$s_{min} = \frac{A_v \times f_y}{3.5b}$$

Donde:  $A_v = 2 \text{ ramas } \phi 3/8" = 1.42 \text{ cm}^2$

$$s_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60 \text{ cm}$$

Numero de estribos en la zona I,  $n = L_I/s$

**Zona II "L<sub>II</sub>"**

Corresponde a tramos desde  $V_u < 0.5\phi V_c$

$$s_{min} \leq \frac{d}{2},$$

Numero de estribos en la zona II,  $n = L_{II}/s$

A continuación, se tiene el cálculo del acero a corte de la viga VP - 121.

Tabla D.7. *Diseño a cortante de la viga principal VP – 121 (0.30x0.35)*

<b>Diseño por cortante de VP – 121 (0.30x0.35), Eje 2-2 y Eje A-B</b>				
DESCRIPCIÓN	$\phi$ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	$\phi 3/8"$	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" " $L_I = 0.80 \text{ m}$ "				
Condicion $\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c/2$	$\phi 3/8"$	14.63 cm	10.00 cm	8 estribos
Zona "II" " $L_{II} = 0.80 \text{ m}$ "				
Condicion $V_u < \phi V_c/2$	$\phi 3/8"$	14.63 cm	20.00 cm	4 estribos
Distribución final de estribos para el tramo AB es:	$\square \phi 3/8" : 1@0.05, 8@0.10, R@0.20$			

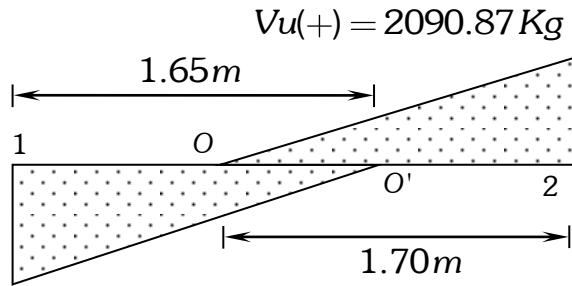
A continuación, se muestra los resultados a cortante de la viga VP - 122

Tabla D.8. *Diseño a cortante de la viga principal VP – 122 (0.30x0.50), Eje 2-2 y Eje B-C*

<b>Diseño por cortante de VP – 122 (0.30x0.50), Eje 2-2 y Eje B-C</b>				
DESCRIPCIÓN	$\phi$ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	$\phi 3/8"$	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" " $L_I = 1.50 \text{ m}$ "				
Condicion $\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c/2$	$\phi 3/8"$	22.12 cm	15.00 cm	10 estribos
Zona "II" " $L_{II} = 1.50 \text{ m}$ "				
Condicion $V_u < \phi V_c/2$	$\phi 3/8"$	22.12 cm	20.00 cm	7 estribos
Distribución final de estribos para el tramo BC es:	$\square \phi 3/8" : 1@0.05, 10@0.15, R@0.20$			

**DISEÑO POR CORTANTE DE VS – 1A1 (0.25x0.30), EJE A-A Y EJE 1-2, TRAMO 1-1'**

Los cortantes obtenidos del ETABS a partir de la envolvente, para  $d = 24.41\text{ cm}$  es:



$$Vu(-) = -1175.77\text{ Kg}$$

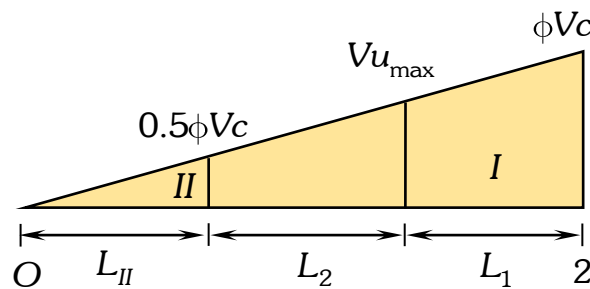
Cortante apoyo "2" es:

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} b_w d = 4686.98\text{ Kg}$$

$$\phi Vc = 3983.93\text{ Kg}$$

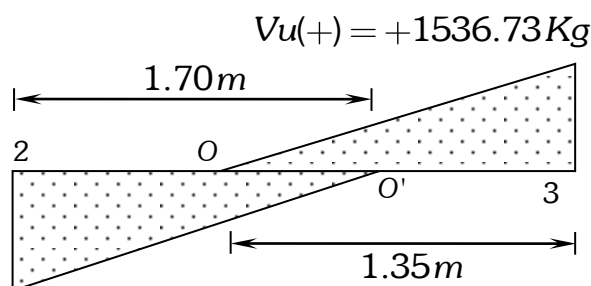
$$0.5\phi Vc = 1991.97\text{ Kg}$$

$$Vu_{max} = +2090.87\text{ Kg}$$



**DISEÑO POR CORTANTE DE VS – 1A1 (0.25x0.30), EJE A-A Y EJE 1-2, TRAMO 1-1'**

Los cortantes obtenidos del ETABS a partir de la envolvente, para  $d = 24.41\text{ cm}$  es:



$$Vu(-) = -1585.91\text{ Kg}$$

Para el cálculo del acero transversal se prosiguió de acuerdo a la norma E.060.

Cortante apoyo "2"

La longitud de los tramos se tiene por proporcionalidad.

$$\frac{L_{II}}{1991.97\text{ Kg}} = \frac{1.65\text{ m}}{3983.93\text{ Kg}}$$

Resolviendo se tiene:

$$L_I = L_1 + L_2 = 0.83\text{ m}, \quad L_{II} = 0.83\text{ m}$$

Para el cálculo del acero transversal se prosiguió de acuerdo a la norma E.060.

**Zona I "L<sub>1</sub> + L<sub>2</sub>"**

Corresponde para,  $0.5\phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc$

$$s_{min} = \frac{Av \times fy}{3.5b}$$

Donde:  $Av = 2\text{ ramas } \phi 3/8" = 1.42\text{ cm}^2$

$$s_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60\text{ cm}$$

Numero de estribos en la zona I,  $n = L_I/s$

**Zona II "L<sub>II</sub>"**

Corresponde a tramos desde  $Vu < 0.5\phi Vc$

$$s_{min} \leq d/2,$$

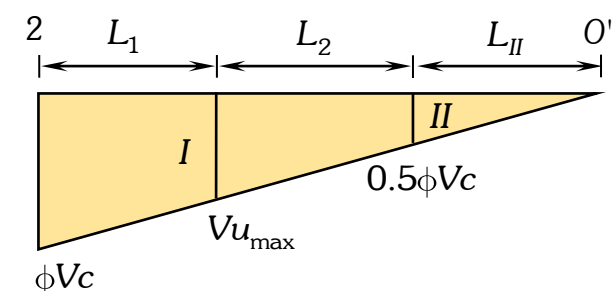
Numero de estribos en la zona II,  $n = L_{II}/s$

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} b_w d = 4686.98\text{ Kg}$$

$$\phi Vc = 3983.93\text{ Kg}$$

$$0.5\phi Vc = 1991.97\text{ Kg}$$

$$Vu = -1585.91\text{ Kg}$$





La longitud de los tramos se tiene por proporcionalidad.

$$\frac{L_{II}}{1991.97 \text{ Kg}} = \frac{1.70 \text{ m}}{3983.93 \text{ Kg}}$$

Resolviendo se tiene:

$$L_I = L_1 + L_2 = 0.85 \text{ m}, \quad L_{II} = 0.85 \text{ m}$$

**Zona I "L<sub>1</sub> + L<sub>2</sub>"**

Corresponde para,  $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$

$$s_{min} = \frac{A_v \times f_y}{3.5b}$$

Donde:  $A_v = 2 \text{ ramas } \phi 3/8" = 1.42 \text{ cm}^2$

$$s_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60 \text{ cm}$$

Numero de estribos en la zona I,  $n = L_I/s$

**Zona II "L<sub>II</sub>"**

Corresponde a tramos desde  $V_u < 0.5\phi V_c$

En este tramo no se requiere estribos ó:

$$s_{min} \leq d/2,$$

Numero de estribos en la zona II,  $n = L_{II}/s$

A continuación, se tiene el cálculo del acero a corte de la viga secundaria.

Tabla D.9. *Diseño a cortante de la viga secundaria VS – 1B1 (0.25x0.30)*

Diseño por cortante de VS – 1B1 (0.25x0.30), Eje B-B y Eje 1-2				
DESCRIPCIÓN	$\phi$ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	$\phi 3/8"$	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" " $L_I = 0.83 \text{ m}$ "	$\phi 3/8"$	12.21 cm	10.00 cm	8 estribos
Condicion $\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c/2$				
Zona "II" " $L_{II} = 0.83 \text{ m}$ "	$\phi 3/8"$	12.21 cm	20.00 cm	4 estribos
Condicion $V_u < \phi V_c/2$				
Distribución final de estribos para la viga VS – 1B1 es:	$\square \phi 3/8" : 1@0.05, 8@0.10, R@0.20$			

A continuación, se muestra el diseño a cortante de la viga VS – 1B2

Tabla D.10. *Diseño a cortante de la viga secundaria VS – 1B2 (0.25x0.30)*

Diseño por cortante de VS – 1B2 (0.25x0.30), Eje B-B y Eje 2-3				
DESCRIPCIÓN	$\phi$ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	$\phi 3/8"$	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" " $L_I = 0.85 \text{ m}$ "	$\phi 3/8"$	12.21 cm	10.00 cm	9 estribos
Condicion $\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c/2$				
Zona "II" " $L_{II} = 0.85 \text{ m}$ "	$\phi 3/8"$	12.21 cm	20.00 cm	4 estribos
Condicion $V_u < \phi V_c/2$				
Distribución final de estribos para el tramo 2'-2 es:	$\square \phi 3/8" : 1@0.05, 9@0.10, R@0.20$			

## DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN DE COLUMNAS C-1

Se tiene las expresiones

$$P_u = \phi P_{n_{max}}$$

$$P_{u_{max}} = \phi 0.80 [0.85f'_c A_g - A_{st} + A_{st} \times F_y]$$

$$A_{st} = \frac{1}{f_y - 0.85f'_c} \left[ \frac{P_{u_{max}}}{\phi 0.80} - 0.85f'_c \times A_g \right]$$

Donde,  $\phi = 0.70$  por ser un elemento con estribo.

$$A_g = 40 \times 35 = 1400 \text{ cm}^2$$

$$P_{u_{max}} = 32319.45 \text{ Kg}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$A_{st} = -47.79 \text{ cm}^2$$

No es necesario el refuerzo en la columna

### Diagrama de interacción de la columna:

La fuerza nominal sera:

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_{s3} - T_{s4}$$

El momento nominal sera:

$$P_n = C_c y_o - a/2 + C_{s1} y_o - d_1 + C_{s2} y_o - d_2 - T_{s3} y_o - d_3 - T_{s4} y_o - d_4 .$$

Donde:

$$C_c = 0.85f'_c \times b \times a$$

$$C_{s1} = A_{s1} f_{s1}$$

Calculo del acero mínimo a partir de la cuantías mínimas en lo que debe cumplir:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times A_g = 0.01 \times 1400 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 14.00 \text{ cm}^2$$

En varillas se tiene:

$$4\phi 5 / 8" + 4\phi 5 / 8" \text{ y } A_{s_{adop.}} = 16.00 \text{ cm}^2$$

Verificación de las cuantías puesto que debe cumplir la siguiente condicion:

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$\rho_{min} = 0.01, \quad \rho_{max} = 0.06$$

$$\rho = \frac{A_{s_{pro.}}}{A_g} = \frac{16.00 \text{ cm}^2}{1400 \text{ cm}^2} = 0.0114$$

Ok cumple con la condicion.

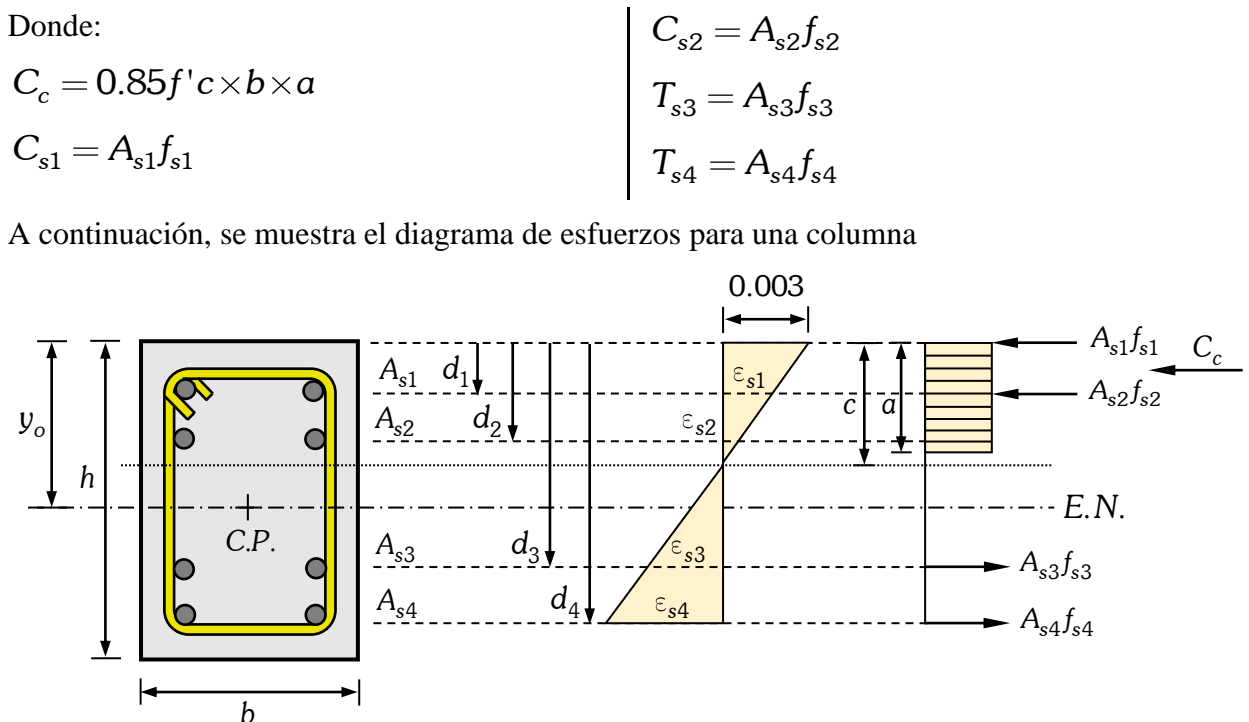


Figura D.14. Diagrama de esfuerzos de la columna



Para calcular el centroide plástico se emplea la siguiente expresión:

$$y_o = \frac{Ag0.85f'c \times h/2 + A'_s fy \times d_1 + A_{s2} fy \times d_2}{Ag0.85f'c + A'_s fy + A_{s2} fy} \quad \text{Ec.D.3}$$

Ubicación del diagrama de deformaciones:

**Punto 01 "c<sub>o</sub>"**

Está en compresión pura y no hay acero a tracción.

$$P_o = 0.85f'c Ag - Ast + Ast \times fy$$

$$c = \varepsilon_{s1} \frac{d_1}{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_t}, \text{ por lo que: } \varepsilon_t = 0$$

**Punto 02**

Diagrama de deformaciones:

$$\varepsilon'_s = 0.003 \frac{c - d_2}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s1} \frac{d_2}{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = \frac{fy}{2Es}$$

**Punto 03**

$$\varepsilon_{s3} = 0.003 \frac{c - d_3}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s3} \frac{d_3}{\varepsilon_{s3} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = \frac{fy}{Es}$$

**Punto 04**

A partir del diagrama de deformaciones

$$\varepsilon_{s4} = 0.003 \frac{c - d_4}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s4} \frac{d_4}{\varepsilon_{s4} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = \frac{1}{2} \varepsilon_y + 0.005$$

**Punto 05**

$$\varepsilon_{s5} = 0.003 \frac{c - d_5}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s5} \frac{d_5}{\varepsilon_{s5} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = 0.005$$

**Punto 06**

$$\varepsilon_{s6} = 0.003 \frac{c - d_6}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s6} \frac{d_6}{\varepsilon_{s6} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t > 0.005$$

Condicion de falla balanceada

$$c_b = \frac{0.003d}{0.003 + \varepsilon_y}$$

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{Es}$$

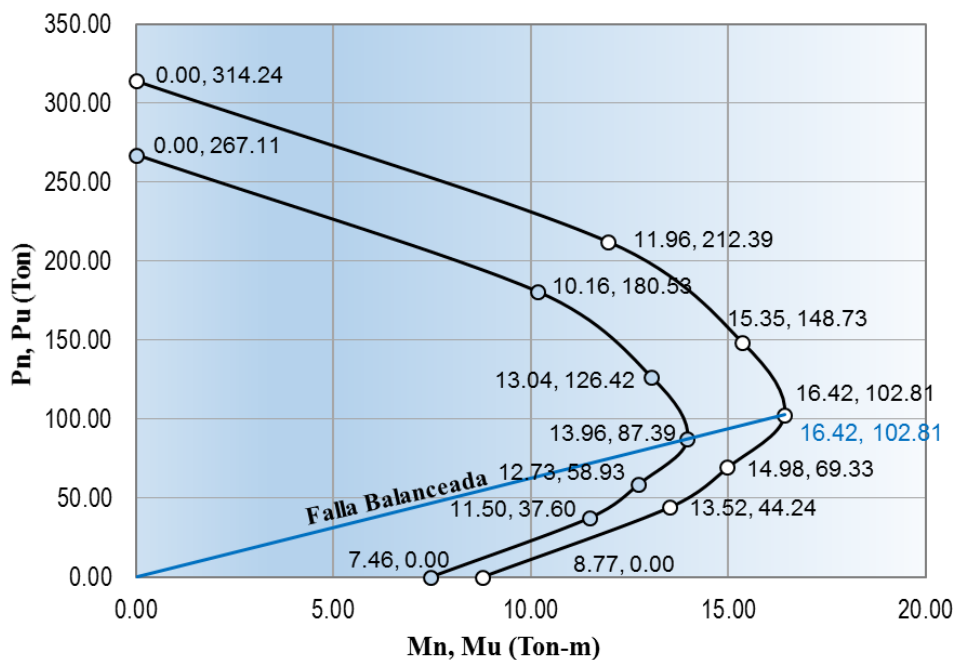


Figura D.15. Diagrama de interacción de la columna C-1

## DISEÑO POR CORTANTE DE LA COLUMNA C-1

Se tiene la carga ultima:

$$Pu_{\max} = 32319.45 \text{ Kg}$$

$$Mn = 1213.21 \text{ Kg} - m$$

Cortante ultima:

$$Vu = \frac{1213.21 + 521.60}{2.70} = 642.52 \text{ Kg}$$

$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d \left( 1 + 0.0071 \frac{Pu}{Ag} \right)$$

Donde para una seccion de 25x55 se tiene:

$$d = h - \left( \text{rec} + \phi 3/8'' + \frac{\phi 5/8''}{2} \right) = 29.25$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Vc = 0.53 \sqrt{210} \cdot 40 \cdot 29.25 \left( 1 + 0.0071 \times \frac{32319.45}{1400} \right)$$

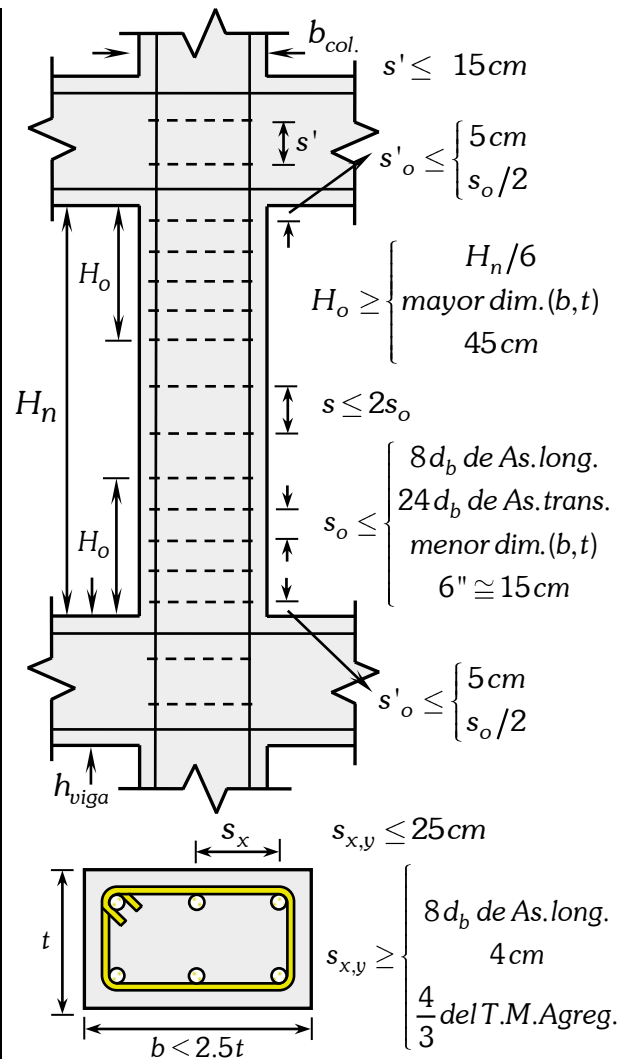
$$Vc = 10458.98 \text{ Kg}, \text{ y tenemos que } Vu < Vc.$$

Calculo de los espaciamientos

$$s = \frac{Av \times fy}{3.5b} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 40} = 42.60 \text{ cm}$$

El espaciamiento previsto de acuerdo a los detallados y en la zona de confinamiento "H<sub>o</sub>":

$$\square \phi 3/8'' : 1 @ 0.05, 4 @ 0.15, R @ 0.20 (m)$$



## DISEÑO A FLEJO COMPRESIÓN DE LA COLUMNA C-02

Se tiene las expresiones

$$Pu = \phi Pn_{\max}$$

$$Pu_{\max} = \phi 0.80 [0.85 f'c Ag - Ast + Ast \times Fy]$$

$$Ast = \frac{1}{fy - 0.85 f'c} \left[ \frac{Pu_{\max}}{\phi 0.80} - 0.85 f'c \times Ag \right]$$

Donde,  $\phi = 0.70$  para elemento con estribo.

$$Ag = 40 \times 30 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$Pu_{\max} = 14987.87 \text{ Kg}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Ast = -46.61 \text{ cm}^2$$

No es necesario el refuerzo en la columna

Calculo del acero mínimo a partir de la cuantías mínimas en lo que debe cumplir:

$$As_{\min} = \rho_{\min} \times Ag = 0.01 \times 1200 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 12.00 \text{ cm}^2$$

En varillas se tiene:

$$3\phi 5/8'' + 3\phi 5/8'' \text{ y } As_{adop.} = 12.00 \text{ cm}^2$$

Verificando la condicion de las cuantías:

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$\rho_{\min} = 0.01, \quad \rho_{\max} = 0.06$$

$$\rho = \frac{As_{pro.}}{Ag} = \frac{12.00 \text{ cm}^2}{1200 \text{ cm}^2} = 0.0100$$

Ok cumple con la condicion.

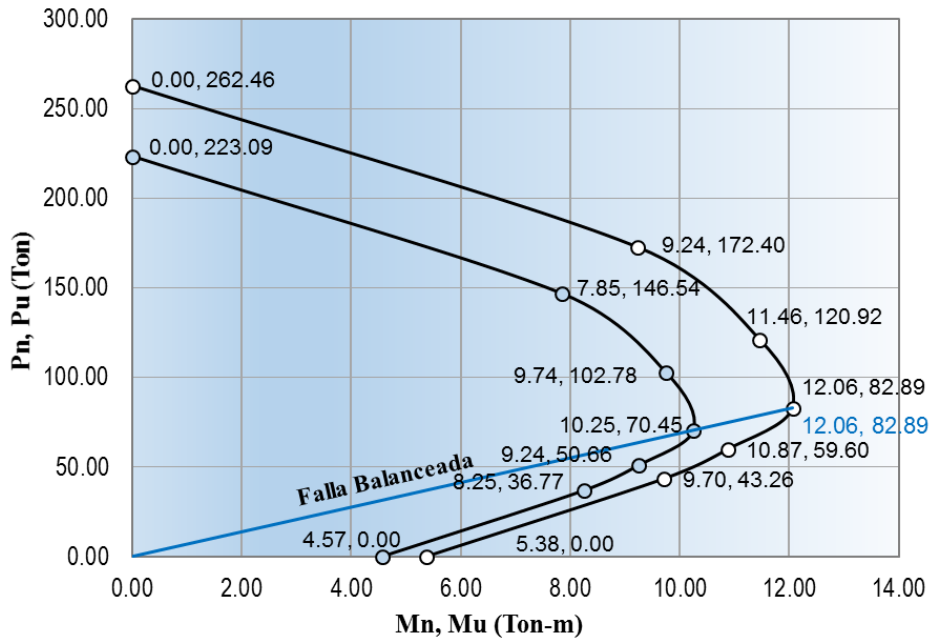


Figura D.16. Diagrama de interacción de la columna C-2

### DISEÑO POR CORTANTE DE LA COLUMNA C-2

Se tiene la carga ultima:

$$Pu_{max} = 14987.87 \text{ Kg}$$

$$Mn = 897.08 \text{ Kg} - m$$

Cortante ultima:

$$Vu = \frac{897.08 + 843.77}{2.70} = 644.76 \text{ Kg}$$

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c}b_wd \left( 1 + 0.0071 \frac{Pu}{Ag} \right)$$

Donde para una seccion de 25x50 se tiene:

$$d = h - \left( rec + \phi 3/8'' + \frac{\phi 5/8''}{2} \right) = 24.25$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Vc = 0.53\sqrt{210} \cdot 40 \cdot 24.25 \left( 1 + 0.0071 \times \frac{14987.87}{1200} \right)$$

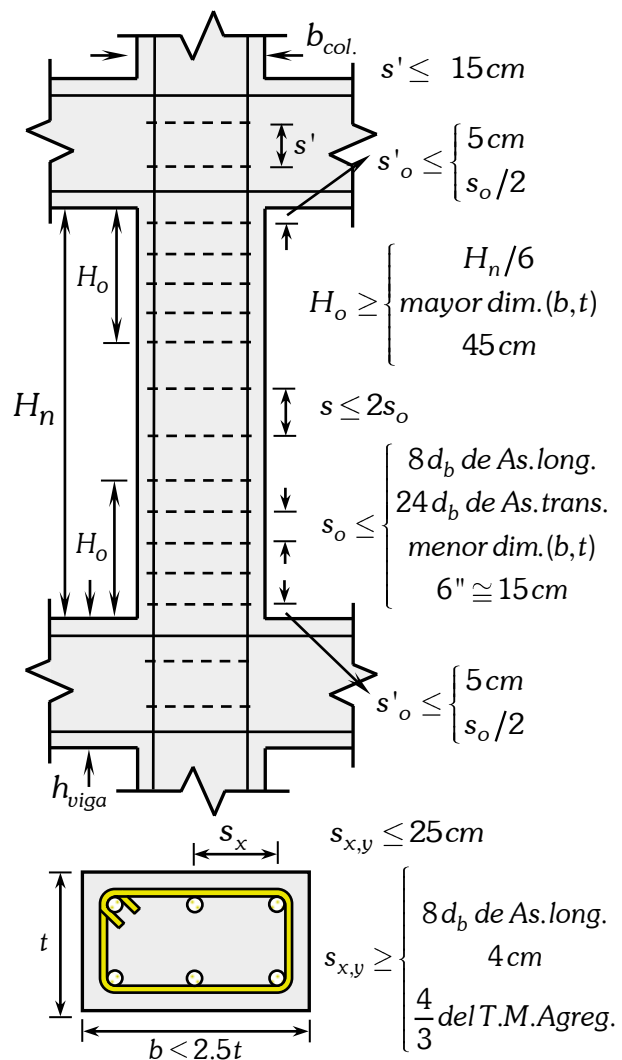
$$Vc = 8110.67 \text{ Kg}, \text{ y tenemos que } Vu < Vc.$$

Calculo de los espaciamientos

$$s = \frac{Av \times fy}{3.5b} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 40} = 42.60 \text{ cm}$$

El espaciamiento previsto de acuerdo a los detallados y en la zona de confinamiento "H<sub>o</sub>":

$$\square \phi 3/8'' : 1@0.05, 4@0.15, R@0.20 (m)$$



## MEMORIA DE CÁLCULO PARA EL REPLANTEO DE LOS PLANOS

**NOMBRE DEL PROYECTO:** I. E. S. Agropecuario Nro. 72

**LUGAR:** Ciudad de Ayaviri – Melgar - Puno

**AÑO DE CONSTRUCCIÓN:** 1995

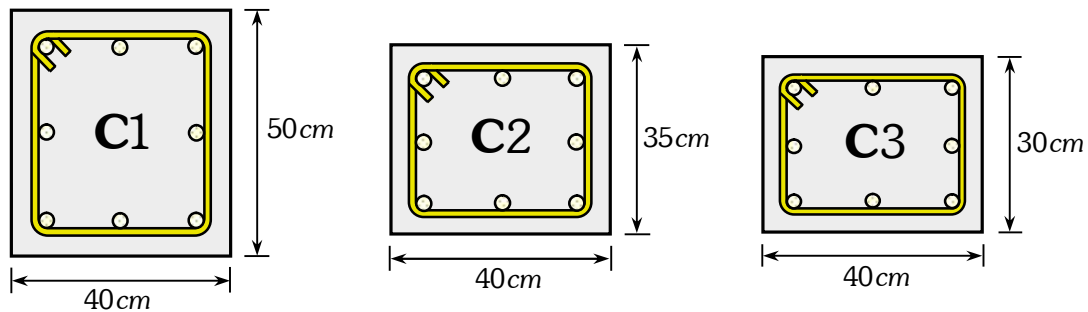
**ENTIDAD EJECUTORA:** PRES - INFES

**NÚMERO DE NIVELES:** 03 Niveles

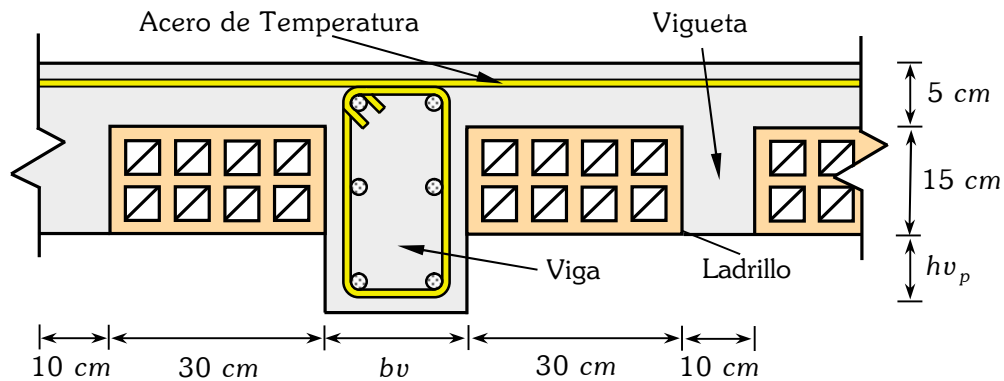


### DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EXISTENTES

Dimensiones de las columnas.



Dimensiones de las vigas y la losa aligerada.



### METRADO DE CARGAS DE LA ESTRUCTURA

Tabla D.1. Cargas muertas y vivas para la edificación "E4"

CARGA MUERTA					
Componente	Cant./m <sup>2</sup>	Kg/cant.	Kg/m <sup>2</sup>	Carga Parcial Kg/m <sup>2</sup>	Carga Total Kg/m <sup>2</sup>
Ladrillo techo de 30x30x15cm	8.33	9		75	
Tarrajeo en el cielorraso	1		25	25	150
Acabados de piso terminado con parquet	1		50	50	
CARGA VIVA O SOBRECARGA					
S/C (Aulas)	1		250	250	250
Escaleras y pasadizos	1		400	400	400

**METRADO DE CARGAS DE PARAPETO "CM".**

Metrado de cargas para los parapetos de la escalera  $h_p = 1.20m$ .

$$w_p = (e_p)(h_p)(\gamma_p)$$

$$w_p = (0.13m)(1.20m)(1800 Kg/m^3)$$

$$w_p = 280.80 Kg/m$$

Metrado de cargas para los parapetos de las ventanas  $h_p = 1.50m$ .

$$w_p = (e_p)(h_p)(\gamma_p)$$

$$w_p = (0.13m)(1.50m)(1800 Kg/m^3)$$

$$w_p = 351.00 Kg/m$$

**METRADO DE CARGAS DE LA COBERTURA.**

Cargas de diseño por peso propio.

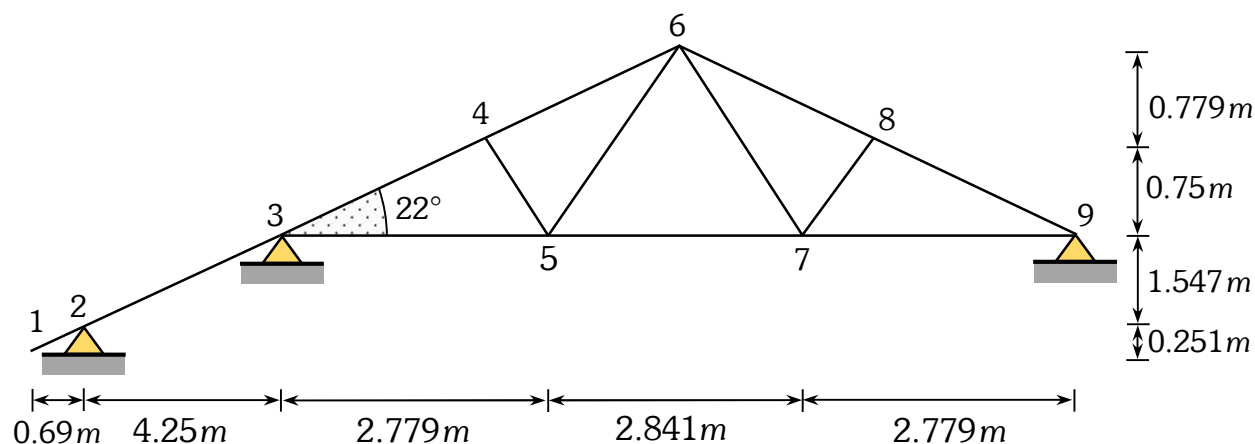


Figura D.1. Dimensiones del tejado de la edificación "E3"

**Metrado de cargas del tejado**

Tabla D.2. *Metrado de cargas del tejado*

ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	Longitud (m)	Sección		Area (m <sup>2</sup> )	Peso (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso (Kg)
			b (in)	h (in)			
Tramo 1-2	Cordón inferior	0.735	2"	6"	0.0077	700.00	3.96
Tramo 2-4	Cordón inferior	4.523	2"	6"	0.0077	700.00	24.38
Tramo 1-3	Cordón superior	2.193	2"	6"	0.0077	700.00	11.82
Tramo 3-4	Montante	2.779	2"	6"	0.0077	700.00	14.98
Tramo 3-5	Cordón superior	1.039	2"	4"	0.0052	700.00	3.78
Tramo 4-5	Diagonal	2.277	2"	6"	0.0077	700.00	12.27
Tramo 4-6	Cordón inferior	2.087	2"	4"	0.0052	700.00	7.60
Tramo 5-6	Diagonal	2.841	2"	6"	0.0077	700.00	15.31
Tramo 5-7	Cordón superior	2.087	2"	4"	0.0052	700.00	7.60
Tramo 6-7	Montante	2.277	2"	6"	0.0077	700.00	12.27
Tramo 7-9	Cordón superior	1.039	2"	4"	0.0052	700.00	3.78
Tramo 6-8	Cordón inferior	2.779	2"	6"	0.0077	700.00	14.98
Tramo 8-9	Cordón inferior	2.193	2"	6"	0.0077	700.00	11.82
Peso total del tejado							148.918



## CARGAS MUERTAS "CM".

### Metrado de carga muerta del tijeral.

Longitud inclinada del tijeral de ambos lados.

$$L = 14.971 m$$

Carga distribuida del tijeral.

$$CM_1 = 9.66 \text{ Kg/m}$$

### Metrado de la cobertura y correas.

Espaciamiento de correas.

$$e = 0.75 m.$$

Numero de correas en ambos lados

$$n_c = 22 \text{ correas}$$

Peso total de las correas de 2"×3".

$$w_{cor.} = A \times n_c \times \delta_m = (0.0038)(22)(700)$$

$$w_{cor.} = 58.52 \text{ Kg/m}$$

Peso de las calaminas y clavos por  $m^2$ .

$$Q_{cal} = 2.54 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_{cla.} = 0.081 \text{ Kg/m}^2$$

Distancia entre tijerales.

$$e_t = 2.10 m.$$

Carga distribuida para las calaminas y clavos.

$$w_{cob.} = (2.62 \text{ Kg/m}^2)(2.10 m)$$

$$w_{cob.} = 5.50 \text{ Kg/m}$$

Carga distribuida de la cobertura y correas

$$CM_2 = w_{cor.} + w_{cob.} = 64.02 \text{ Kg/m}$$

### Metrado de cargas de las cuerdas inferiores y el cielorraso.

Espaciamiento de la correa inferior.

$$e_{c.i.} = 1.10 m$$

Numero de las correas inferiores de 2"×2".

$$w_{c.i.} = A \times n_c \times \delta_m = (0.0026)(10)(700)$$

$$w_{c.i.} = 18.20 \text{ Kg/m}$$

Peso del cielorraso por  $m^2$ .

$$Q_{ciel} = 30 \text{ Kg/m}^2$$

Distancia entre tijerales.

$$e_t = 2.10 m.$$

Carga distribuida para el cielorraso.

$$w_{ciel.} = (30 \text{ Kg/m}^2)(2.10 m)$$

$$w_{ciel.} = 14.28 \text{ Kg/m}$$

$$CM_3 = w_{c.i.} + w_{ciel.} = 32.48 \text{ Kg/m}$$

## CARGAS VIVAS "CV".

### Carga viva de techo.

Carga viva para techos con coberturas livianas.

$$Q_{vc} = 30 \text{ Kg/m}^2$$

### Carga de nieve.

Carga básica de nieve sobre el suelo " $Q_s$ ".

$$Q_s = 40 \text{ Kg/m}^2$$

Para la carga adicional por nieve o granizo de acuerdo a la norma E.020 nos dice que para techos de dos aguas con inclinaciones comprendidas entre  $15^\circ$  y  $30^\circ$  la carga de diseño " $Q_t$ ", sobre la proyección horizontal, será:

$$Q_t = 0.80 Q_s$$

Entonces.

$$Q_t = 0.80(40 \text{ Kg/m}^2) = 32 \text{ Kg/m}^2$$

Luego obtendremos la carga viva distribuida para una distancia de separación de tijerales

$$e_t = 2.10 m :$$

$$CV = (30 \text{ Kg/m}^2 + 32 \text{ Kg/m}^2)(2.10 m)$$

$$CV = 29.52 \text{ Kg/m}$$

## DISTRIBUCION DE CARGAS A LA ARMADURA DEL TIJERAL

A continuación, se muestra el resumen de cargas metrados para la cobertura.

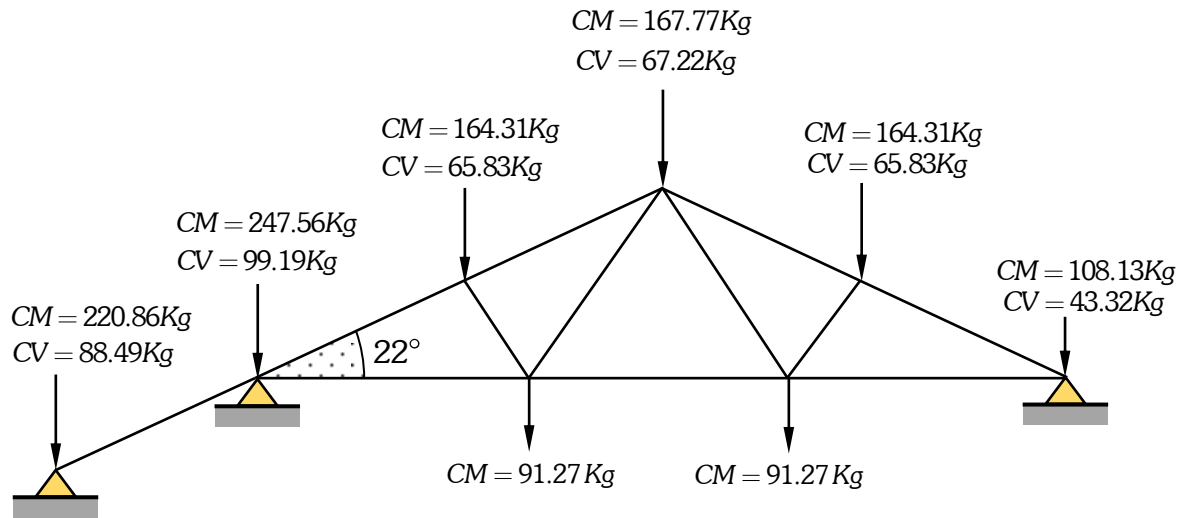


Figura D.2. Carga muerta y viva del tijeral en los nodos

Resultados de las reacciones, a partir del programa SAP2000, para cada caso de carga, Carga Muerta "CM", Carga viva "CV" y carga de viento "CVi".

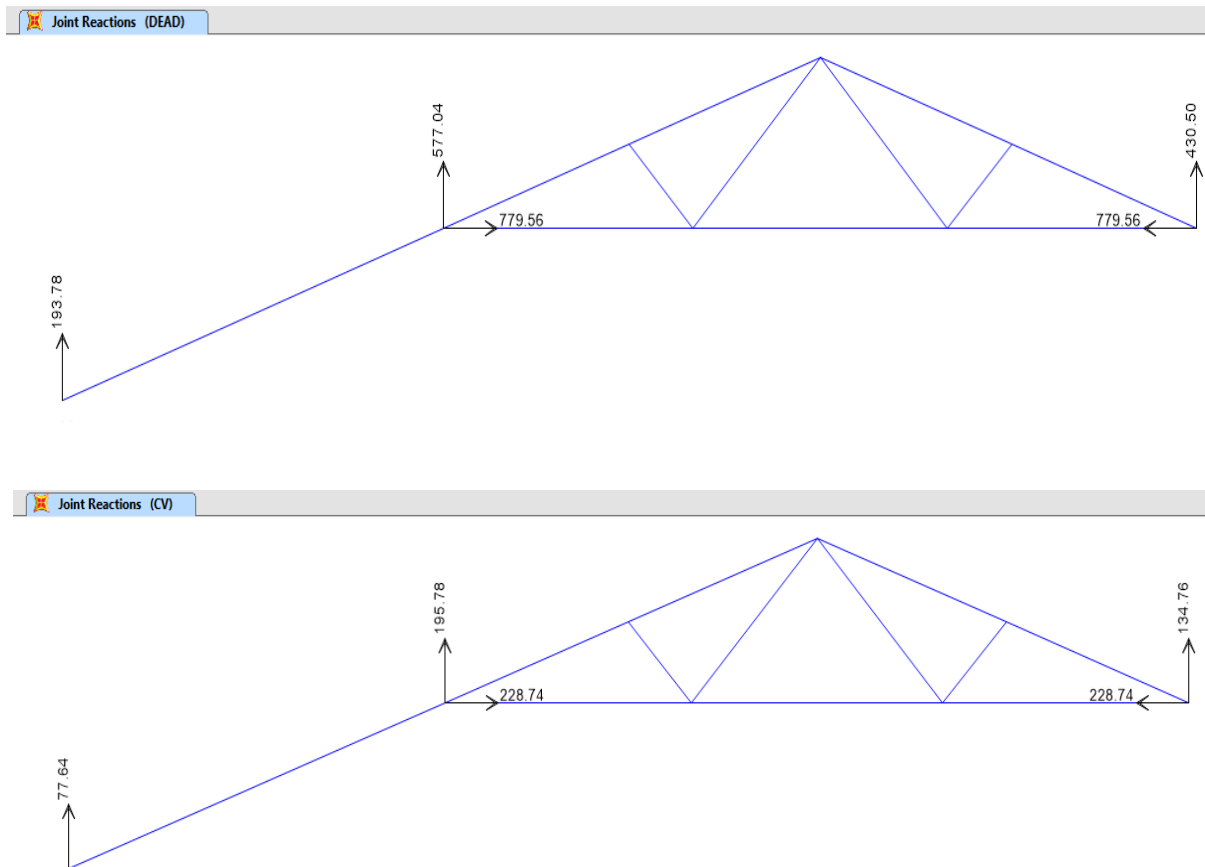


Figura D.3. Reacciones para distintas cargas obtenidas para la edificación "E3"

### CARGAS PUNUALES EN LOS TRAMOS CENTRALES.

A continuación, se tiene las cargas que transmite la cobertura a la viga.

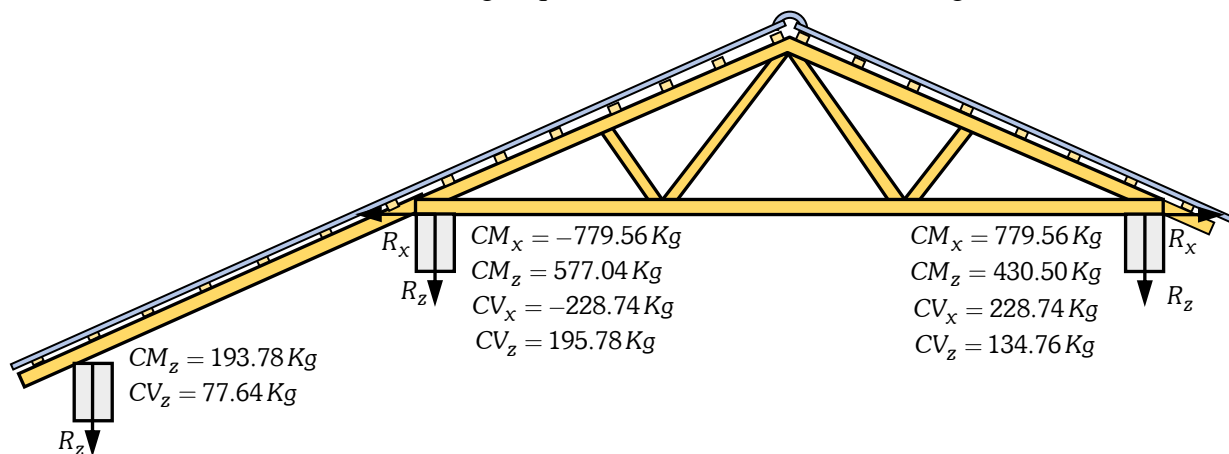



Figura D.4. Cargas transmitidas de la cobertura a la edificación "E4"

### ANÁLISIS DINAMICO ESPECTRAL

Para el análisis dinámico espectral se trabajó con la norma de diseño sismoresistente de E.030 – 1977 para el cual se tiene los siguientes resultados.

Tabla D.3. Datos sísmicos de "E4"

Factores sísmicos NBD E.030 - 1977		
Zona (Zona 2)	Factor de importancia (U)	Factor de suelo (S)
0.7	1.3	1.4
Periodo del suelo en seg. (Ts)	Factor de ductilidad $R_{dx}$	Factor de ductilidad $R_{dy}$
0.9	2.5	6.0
Altura de la edificación $H_n$	Dimensión horizontal del edificio (D)	Número de pisos (N)
10.00 m	20.25 m	3.0
Aceleración de la gravedad (g)	Periodo fundamental $T_x = \frac{0.07 \times h}{\sqrt{D}}$	Periodo fundamental $T_y = 0.08 \times N$
9.81 m/s <sup>2</sup>	0.16 seg.	0.24 seg.



The map shows Peru divided into three seismic zones: ZONA 1 (central), ZONA 2 (north-central), and ZONA 3 (north and south). Neighboring countries Ecuador, Colombia, Brazil, Bolivia, and Chile are also labeled.



### Aceleración espectral en "X-X" y "Y-Y"

De acuerdo a la norma E.030 – 1977 para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizó un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R_d} g \quad \text{Ec.D.1}$$

Para el análisis en la dirección vertical se usó un espectro con valores iguales a 2/3 del espectro empleado en la dirección horizontal.

$$C = \frac{0.8}{\left(\frac{T}{T_s} + 1.0\right)} \quad \text{Ec.D.2}$$

En la cual C no puede ser menor que 0.16 ni mayor que 0.4;  $T_s$  no se tomará menor que 0.3 seg. ni mayor que 0.9 seg.

A continuación se muestran las gráficas de la aceleración espectral T vs  $S_a$ .

Espectro de respuesta en dirección X-X

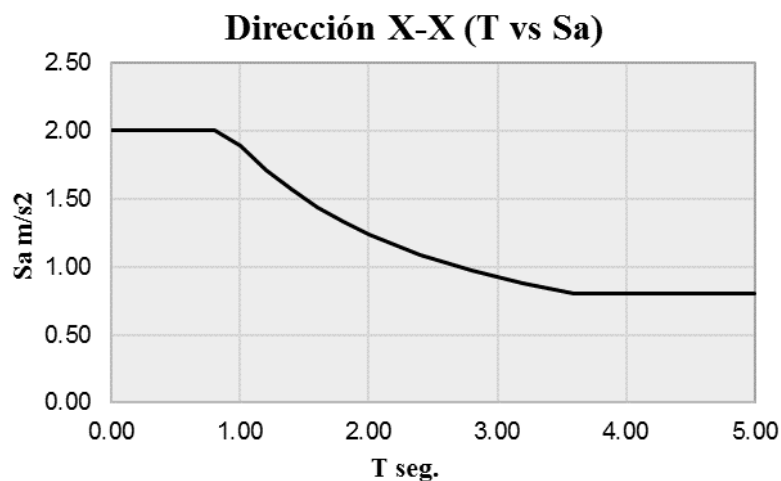


Figura D.5. Espectro en dirección X-X

Así también se muestra el espectro de pseudo aceleraciones en la dirección Y-Y

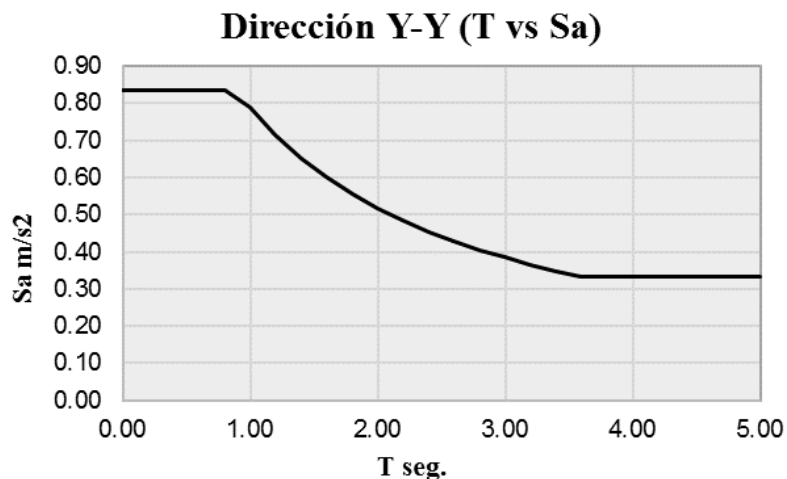


Figura D.6. Espectro en dirección Y-Y

## Definición de los materiales isotrópicos

### Concreto

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 15000\sqrt{210} \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.2 \text{ Coeficiente de Poisson}$$

### Albañilería

Ladrillo clase IV sólidos, tipo King Kong de arcilla, t=23cm.

$$f'm = 45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Em = 500 \times f'm = 22500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Gm = 0.4Em = 9000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.25 \text{ Coeficiente de Poisson}$$

### Acero

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2 \times 10^6$$

$$\mu = 0.3$$

## Combinaciones de carga

Para las combinaciones de la resistencia requerida "U" se trabajó a partir de la norma NTE E.060 - 1989 expresados en su sección 10.2.

$$\text{Carga de servicio} = CM + CV$$

$$\text{COMB.01} = 1.5CM + 1.8CV$$

$$\text{COMB.02} = 1.25(CM + CV + CSX)$$

$$\text{COMB.03} = 1.25(CM + CV - CSX)$$

$$\text{COMB.04} = 1.25(CM + CV + CSY)$$

$$\text{COMB.05} = 1.25(CM + CV - CSY)$$

$$\text{COMB.06} = 0.9CM + 1.25CSX$$

$$\text{COMB.07} = 0.9CM - 1.25CSX$$

$$\text{COMB.08} = 0.9CM + 1.25CSY$$

$$\text{COMB.09} = 0.9CM - 1.25CSY$$

$$\text{Envolvente} = \text{Carga de servicio} + \text{COMB.01} + \text{COMB.02} + \text{COMB.03} + \text{COMB.04} + \text{COMB.05} + \text{COMB.06} + \text{COMB.07} + \text{COMB.08} + \text{COMB.09}$$

## Modelamiento de la estructura en ETABS 2015

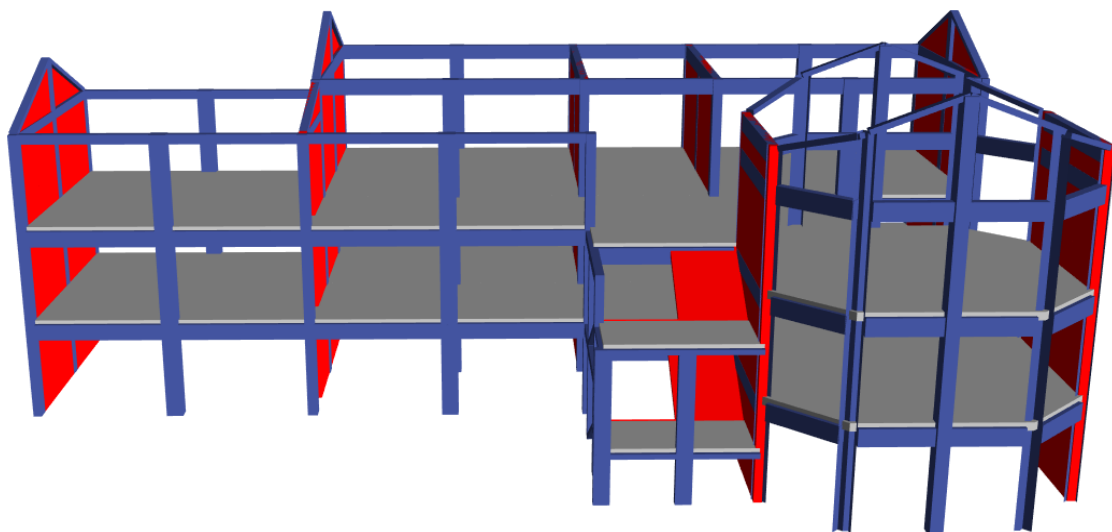


Figura D.7. Modelamiento de la estructura en ETABS – 2015

## Asignación de las cargas a la estructura

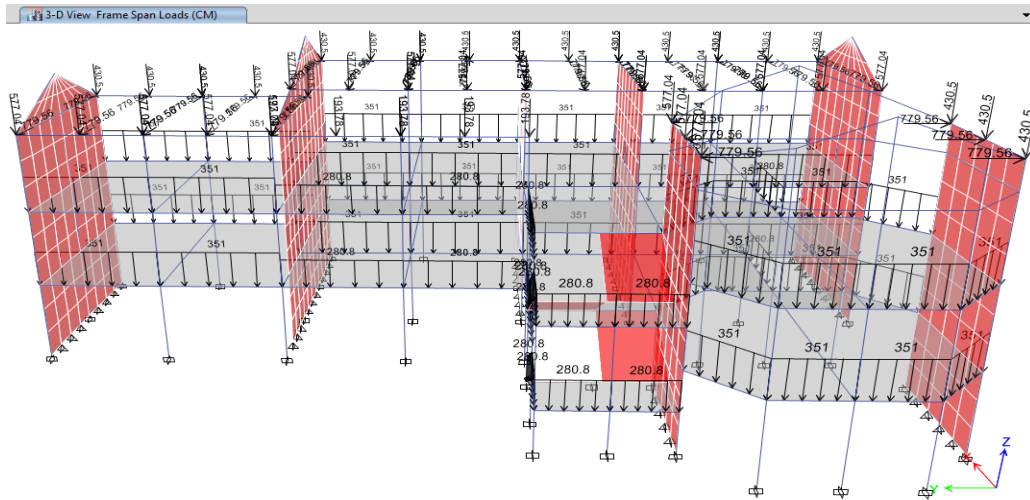


Figura D.8. Asignación de la carga muerta

## Obtención de las cortantes maximas de la edificación

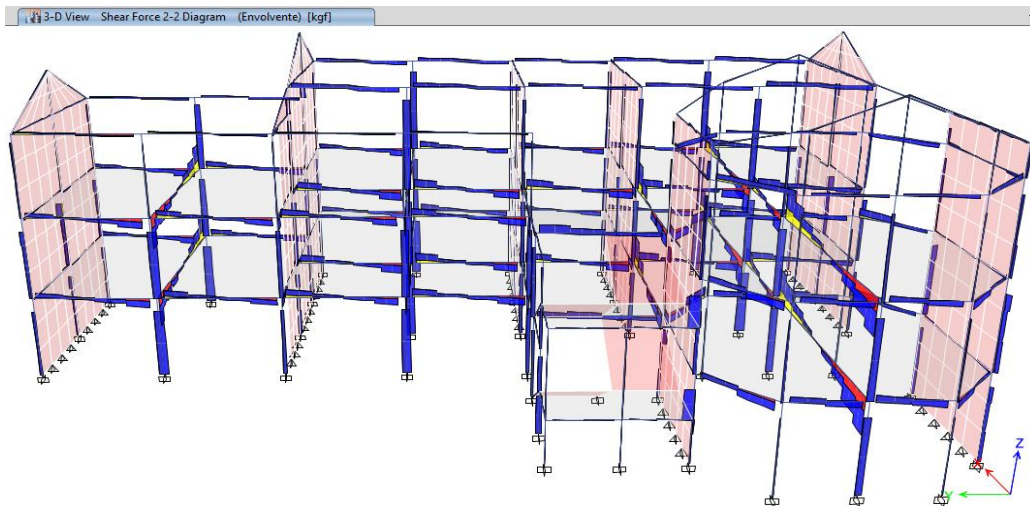


Figura D.9. Resultados de las cortantes maximas de la edificación

## Obtención de los momentos máximos y mínimos

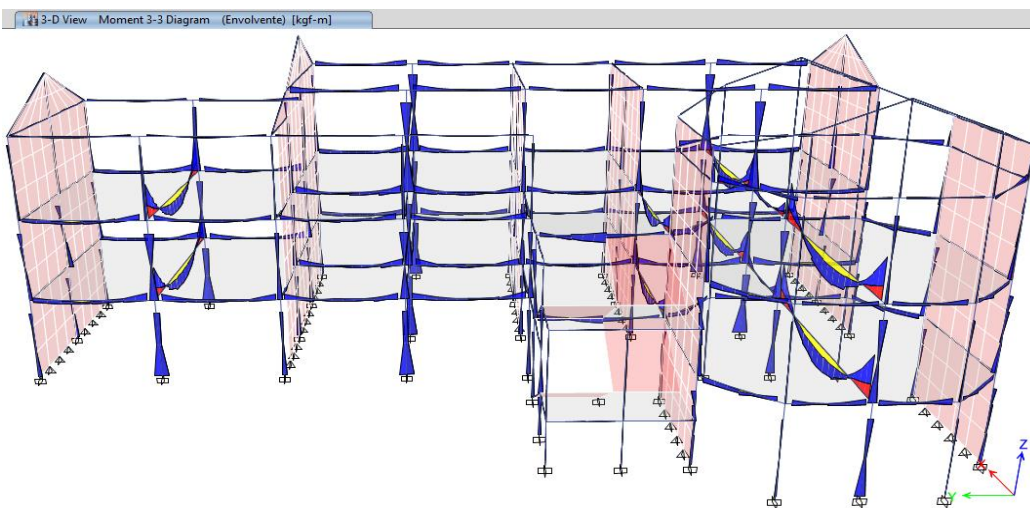


Figura D.10. Resultados de los momentos maximos de la edificación



### DISEÑO A FLEXIÓN DE LAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO VP - 131 (0.30x0.50)

A continuación se muestra el procedimiento para el cálculo de acero de la viga principal

Datos del elemento

$$b=0.30m, h=0.50m$$

$$d = h - rec. + \phi 3 / 8" + \phi 5 / 8" / 2$$

$$d = 44.25cm$$

Calculo del acero a partir de esta expresión se tiene el acero  $\phi = 0.90$ .

$$A_s = \frac{0.85f'_c bd}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f'_c bd^2}} \right]$$

#### Verificación de las cuantías

La cuantía balanceada según E.060 - 1989 es:

$$\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) = 0.02125$$

La cuantía máxima es:

$$\rho_{max} \leq 0.75\rho_b = 0.01594 \text{ (falla dúctil)}$$

Acero Máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75\rho_b bd = 21.16cm^2$$

La cuantía mínima según E.060 - 1989.

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.00242$$

Acero Mínimo está dado por:

$$A_{s_{min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = 3.21cm^2$$

Entonces debe cumplir

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}, \text{ donde } \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_{s_{min}} < A_{s_{pro.}} < A_{s_{max}}$$

### DISEÑO A FLEXIÓN DE LAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO VP - 132 (0.30x0.50)

A continuación se muestra el procedimiento para el cálculo de acero de la viga principal

Datos del elemento

$$b=0.30m, h=0.50m$$

$$d = h - rec. + \phi 3 / 8" + \phi 5 / 8" / 2$$

$$d = 44.25cm$$

Calculo del acero a partir de esta expresión se tiene el acero  $\phi = 0.90$ .

$$A_s = \frac{0.85f'_c bd}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f'_c bd^2}} \right]$$

#### Verificación de las cuantías

La cuantía balanceada según E.060 - 1989 es:

$$\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) = 0.02125$$

La cuantía máxima es:

$$\rho_{max} \leq 0.75\rho_b = 0.01594 \text{ (falla dúctil)}$$

Acero Máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75\rho_b bd = 21.16cm^2$$

La cuantía mínima según E.060 - 1989.

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.00242$$

Acero Mínimo está dado por:

$$A_{s_{min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = 3.21cm^2$$

Entonces debe cumplir

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}, \text{ donde } \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_{s_{min}} < A_{s_{pro.}} < A_{s_{max}}$$

## DISEÑO A FLEXIÓN DE LAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO VP - 133 (0.30x0.50)

A continuación se muestra el procedimiento para el cálculo de acero de la viga principal

Datos del elemento

$$b=0.30m, h=0.50m$$

$$d = h - rec. + \phi 3 / 8" + \phi 5 / 8" / 2$$

$$d = 44.25cm$$

Calculo del acero a partir de esta expresión se tiene el acero  $\phi = 0.90$ .

$$A_s = \frac{0.85f'_c bd}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f'_c bd^2}} \right]$$

### Verificación de las cuantías

La cuantía balanceada según E.060 - 1989 es:

$$\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) = 0.02125$$

La cuantía máxima es:

$$\rho_{max} \leq 0.75\rho_b = 0.01594 \text{ (falla dúctil)}$$

Acero Máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75\rho_b bd = 21.16cm^2$$

La cuantía mínima según E.060 - 1989.

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.00242$$

Acero Mínimo está dado por:

$$A_{s_{min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = 3.21cm^2$$

Entonces debe cumplir

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}, \text{ donde } \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_{s_{min}} < A_{s_{pro.}} < A_{s_{max}}$$

### Demanda de acero de refuerzo por flexión en vigas según ACI 318-1995, sección 21.8.4.1.

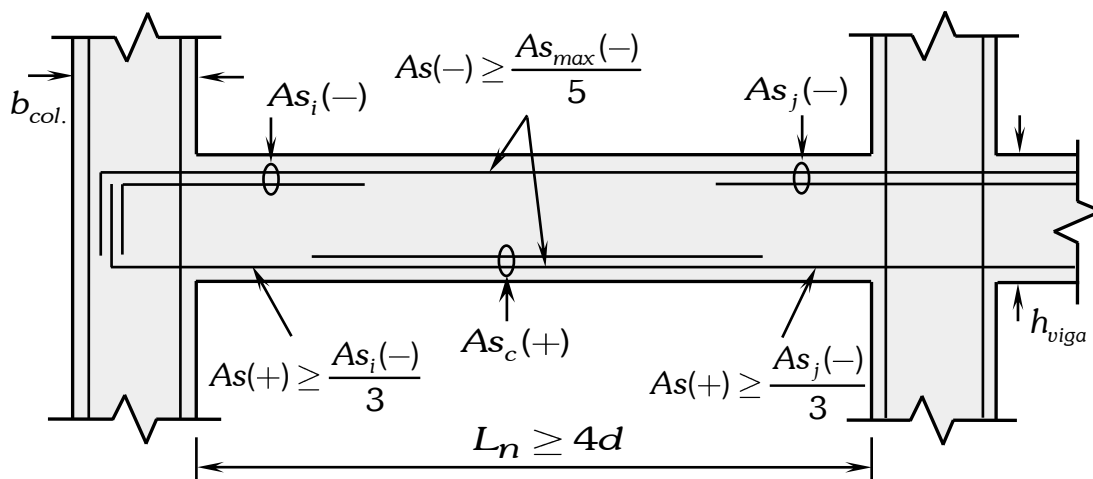


Figura D.11. Detalle del refuerzo longitudinal

A continuación se muestra la tabla de áreas y diámetros de las varillas de fabricación peruana.

Tabla D.5. Datos de acero de fabricación peruana

$\phi$	6mm	8mm	3/8"	12mm"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 3/8"
Diametro	0.600	0.800	0.952	1.200	1.270	1.588	1.905	2.540	3.580
Area	0.28	0.50	0.71	1.13	1.29	2.00	2.84	5.10	10.06



Tabla D.6. Cálculo de acero longitudinal para la viga VP – 13 (0.30x0.50)

<b>Diseño a flexión para la viga VP – 131 (0.30x0.50), Eje 3-3 y Eje A-D</b>					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje A-A (As. sup.) apoyo inicial	-15440.99 Kg-m	10.143 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 3 / 4" + 2 $\phi$ 3 / 4"	11.36 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje A-A (As. inf.) apoyo inicial	-	3.381 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje A-D (As. sup.) tramo central	-	2.056 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 3 / 4"	5.68 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje A-D (As. inf.) tramo central	+9076.62 Kg-m	5.716 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8" + 1 $\phi$ 5 / 8"	6.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje D-D (As. sup.) apoyo final	-15630.93 Kg-m	10.282 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 3 / 4" + 2 $\phi$ 3 / 4"	11.36 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje D-D (As. inf.) apoyo final	-	3.427 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
<b>Diseño a flexión para la viga VP – 132 (0.30x0.50), Eje 3-3 y Eje D-F</b>					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje D-D (As. sup.) apoyo inicial	-4349.73 Kg-m	2.663 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 3 / 4"	5.68 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje D-D (As. inf.) apoyo inicial	-	0.888 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje D-F (As. sup.) tramo central	-	0.614 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 3 / 4"	5.68 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje D-F (As. inf.) tramo central	+1055.93 Kg-m	0.635 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje F-F (As. sup.) apoyo final	-4996.90 Kg-m	3.071 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 3 / 4"	5.68 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje F-F (As. inf.) apoyo final	-	1.024 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
<b>Diseño a flexión para la viga VP – 133 (0.30x0.50), Eje 3-3 y Eje F-H</b>					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje F-F (As. sup.) apoyo inicial	-14111.15 Kg-m	9.184 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 3 / 4" + 2 $\phi$ 3 / 4"	11.36 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje F-F (As. inf.) apoyo inicial	-	3.061 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje F-H (As. sup.) tramo central	-	1.837 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje F-H (As. inf.) tramo central	+8320.49 Kg-m	5.215 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8" + 1 $\phi$ 5 / 8"	6.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje H-H (As. sup.) apoyo final	-13207.74 Kg-m	8.543 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 3 / 4" + 2 $\phi$ 3 / 4"	11.36 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje H-H (As. inf.) apoyo final	-	2.848 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple



## DISEÑO A FLEXIÓN DE LAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO VS 1F- (0.25x0.50)

A continuación, se muestra el procedimiento para el cálculo de acero de la viga principal.

Datos del elemento

$$b = 25 \text{ cm}, h = 50 \text{ cm}$$

$$d = h - \text{rec.} + \phi 3 / 8" + \phi 5 / 8" / 2$$

$$d = 50 - 4 + 0.952 + 1.588 / 2$$

$$d = 44.25 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y } f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Se tiene la expresión para  $\phi = 0.90$

$$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi f'_c b d^2}} \right]$$

### Verificación de las cuantías

De lo anterior se tiene  $\rho_b = 0.02125$ .

La cuantía máxima según E.060 - 1989 es:

$$\rho_{\max} \leq 0.75 \rho_b = 0.01594 \text{ (falla dúctil)}$$

Acero Máximo

$$A_{s_{\max}} = \max 0.50 \rho_b b d; 0.75 \rho_b b d$$

$$A_{s_{\max}} = 17.70 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima según E.060 - 1989.

$$\rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.00242$$

Acero Mínimo

$$A_{s_{\max}} = \min \left\{ 0.70 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d; \frac{14}{f_y} b d \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = 2.69 \text{ cm}^2$$

Entonces debe cumplir

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$\text{Donde } \rho = \frac{A_s}{b d}$$

$$A_{s_{\min}} < A_{s_{\text{pro.}}} < A_{s_{\max}}$$

A continuación, se muestra el cálculo de acero para la viga secundaria.

Tabla D.7. Cálculo de acero longitudinal para la viga VS - 1F1 (0.25x0.50)

Diseño a flexión para la viga VS - 1F1 (0.25x0.50) Eje F-F y Eje 1-3					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje 1-1 (As. sup.) apoyo inicial	-1163.88 Kg-m	0.701 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5/8" + 1 $\phi$ 1/2"	5.29 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 1-1 (As. inf.) apoyo inicial	-	0.234 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5/8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 1-3 (As. sup.) tramo central	-	0.370 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5/8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 1-3 (As. inf.) tramo central	+1417.07 Kg-m	0.855 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5/8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 3-3 (As. sup.) apoyo final	-3037.34 Kg-m	1.852 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5/8" + 1 $\phi$ 1/2"	5.29 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 3-3 (As. inf.) apoyo final	-	0.617 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5/8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple

Tabla D.8. *Cálculo de acero longitudinal para la viga VS – 1F2 (0.25x0.30)*

Diseño a flexión para la viga VS – 1F2 (0.25x0.30), Eje F-F y Eje 3-5					
DESCRIPCIÓN	$M_u$	$A_s$ requerido	Barras utilizadas	$A_s$ adoptado	$\rho$
Eje 3-3 (As. sup.) apoyo inicial	-2985.24 Kg-m	1.820 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8" + 1 $\phi$ 1 / 2"	5.29 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 3-3 (As. inf.) apoyo inicial	-	0.607 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
<hr/>					
Eje 3-5 (As. sup.) tramo central	-	0.364 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 3-5 (As. inf.) tramo central	+1594.71 Kg-m	0.963 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple
<hr/>					
Eje 5-5 (As. sup.) apoyo final	-2583.09 Kg-m	1.570 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8" + 1 $\phi$ 1 / 2"	5.29 cm <sup>2</sup>	cumple
Eje 5-5 (As. inf.) apoyo final	-	0.523 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5 / 8"	4.00 cm <sup>2</sup>	cumple

A continuación, se muestra las longitudes del acero de refuerzo negativo (superior) y positivo (inferior) dadas a partir de las experiencias de los ingenieros.

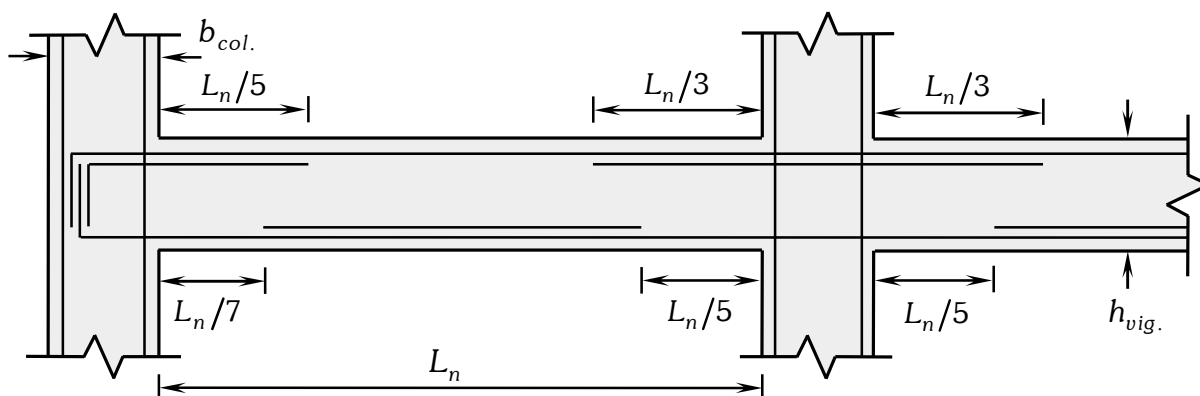


Figura D.12. Longitud del acero de refuerzo negativo y positivo

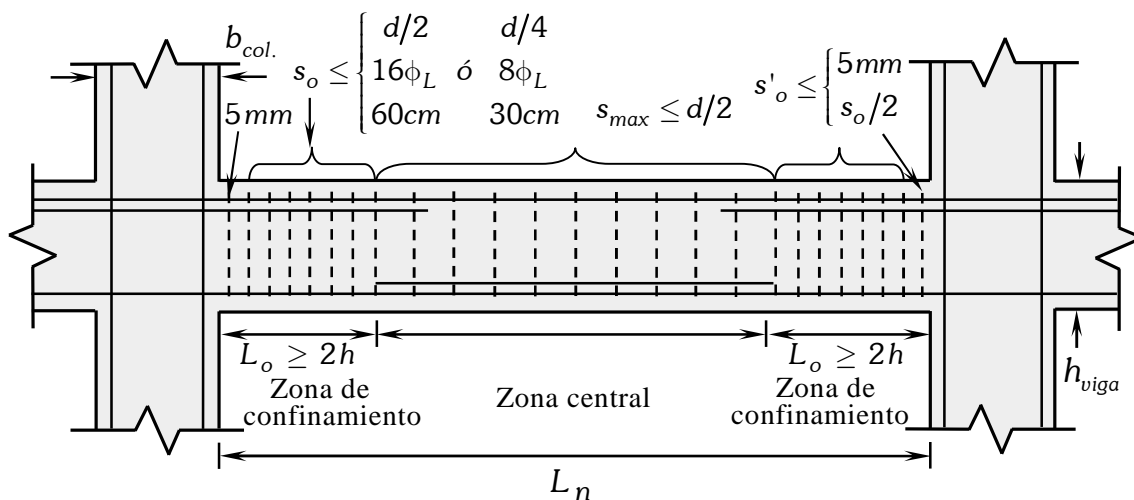


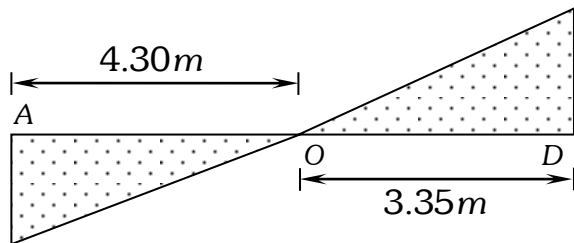
Figura D.13. Detalle de la viga para acero transversal



**DISEÑO POR CORTANTE DE VP – 131 (0.30x0.50), EJE 3-3 Y EJE A-D, tramo AO**

Los cortantes obtenidos del ETABS a partir de la envolvente, para  $d = 44.25\text{cm}$  es:

$$Vu(+) = 11729.52\text{Kg}$$



$$Vu(-) = -12033.05\text{Kg}$$

Se tiene las ecuaciones de acuerdo a la norma E.060 – 1989 y por simetría se tiene:

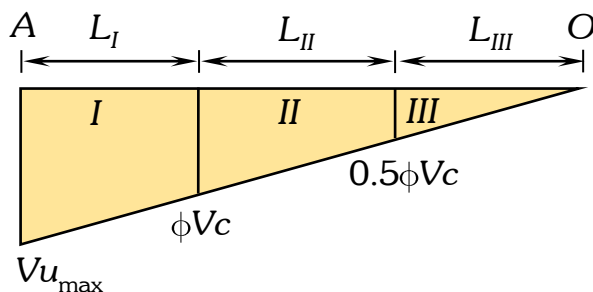
$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} b_w d = 10195.77\text{Kg}$$

$$\phi Vc = 8666.40\text{Kg}$$

$$0.5\phi Vc = 4333.20\text{Kg}$$

La cortante ultima en el apoyo "A" es:

$$Vu_{max} = 12033.05\text{Kg}$$



La longitud de los tramos se tiene por proporcionalidad.

$$\frac{L_{II} + L_{III}}{\phi Vc = 8666.40} = \frac{4.30\text{m}}{Vu_{max} = 12033.05}$$

Resolviendo se tiene:

$$L_{II} = L_{III} = 1.55\text{m}, \quad L_I = 0.30\text{m}$$

**Zona I "L<sub>I</sub>"**

Para  $Vu > \phi Vc$

$$Vu \leq Vn, \quad Vn = Vc + Vs$$

$$Vs = \frac{Vu_{max}}{\phi} - \frac{\phi Vc}{\phi} = \frac{12033.05}{0.85} - \frac{8666.40}{0.85}$$

$$Vs = 3960.76\text{Kg}$$

$$1.06\sqrt{f'c} \times b_w \times d = 20391.54$$

Teniendo las siguientes condiciones.

a). Si,  $1.06\sqrt{f'c} \times b_w \times d$  (cumple)

Los espaciamientos están dados por:

$$s \leq \frac{d}{2} \text{ ó } s \leq 60\text{cm}$$

$$s = \frac{Av \times fy \times d}{Vs}$$

Numero de estribos en la zona I,  $n = L_I/s$

b). Si,  $Vs > 1.06\sqrt{f'c} \times b_w \times d$

Los espaciamientos están dados por:

$$s \leq \frac{d}{4} \text{ ó } s \leq 30\text{cm}$$

c). Si,  $Vs > 2.12\sqrt{f'c} \times b_w \times d$ , entonces:

✓ Cambiar la sección

✓ Mejorar la calidad del concreto

**Zona II "L<sub>II</sub>"**

Para  $0.5\phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc$

$$s_{min} = \frac{Av \times fy}{3.5b}$$

Donde:  $Av = 2\text{ramas } \phi 3/8" = 1.42\text{cm}^2$

$$s_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60\text{cm}$$

Numero de estribos en la zona II,  $n = L_{II}/s$

**Zona III "L<sub>III</sub>"**

Para  $Vu < 0.5\phi Vc$

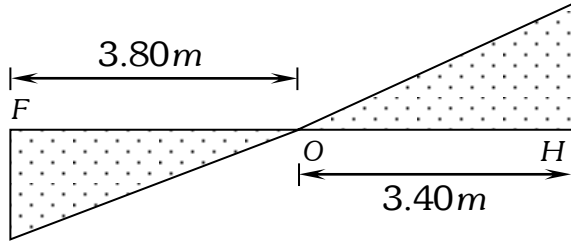
$$s_{min} \leq \frac{d}{2}$$

Numero de estribos en la zona III,  $n = L_{III}/s$

**DISEÑO POR CORTANTE DE VP – 133 (0.30x0.50), EJE 3-3 Y EJE F-H, TRAMO FO**

Los cortantes obtenidos del ETABS a partir de la envolvente, para  $d = 44.25\text{ cm}$  es:

$$Vu(+)= 11000.30\text{ Kg}$$



$$Vu(-) = -11455.90\text{ Kg}$$

Se tiene las ecuaciones de acuerdo a la norma E.060 – 1989 y por simetría se tiene:

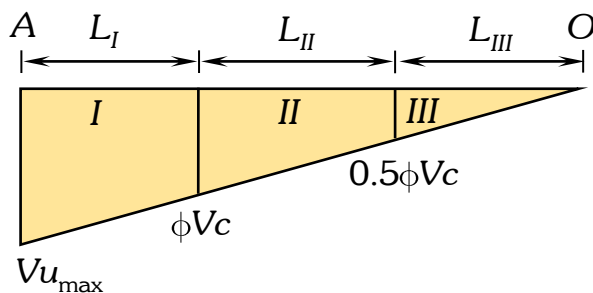
$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} b_w d = 10195.77\text{ Kg}$$

$$\phi Vc = 8666.40\text{ Kg}$$

$$0.5\phi Vc = 4333.20\text{ Kg}$$

La cortante ultima en el apoyo "F" es:

$$Vu_{max} = -11455.90\text{ Kg}$$



Por proporcionalidad se tiene:

$$\frac{L_{II} + L_{III}}{\phi Vc = 8666.40} = \frac{3.80\text{ m}}{Vu_{max} = 11455.90}$$

Resolviendo se tiene:

$$L_{II} = L_{III} = 1.44\text{ m}, \quad L_I = 0.92\text{ m}$$

**Zona I "L<sub>I</sub>"**

Para  $Vu > \phi Vc$

$$Vu \leq Vn, \quad Vn = Vc + Vs$$

$$Vs = \frac{Vu_{max}}{\phi} - \frac{\phi Vc}{\phi} = \frac{11455.90}{0.85} - \frac{8666.40}{0.85}$$

$$Vs = 3281.76\text{ Kg}$$

$$1.06\sqrt{f'c} \times b_w \times d = 20391.54$$

Teniendo las siguientes condiciones.

a). Si,  $1.06\sqrt{f'c} \times b_w \times d$  (cumple)

Los espaciamientos están dados por:

$$s \leq \frac{d}{2} \text{ ó } s \leq 60\text{ cm}$$

$$s = \frac{Av \times fy \times d}{Vs}$$

Numero de estribos en la zona I,  $n = L_I/s$

b). Si,  $Vs > 1.06\sqrt{f'c} \times b_w \times d$

Los espaciamientos están dados por:

$$s \leq \frac{d}{4} \text{ ó } s \leq 30\text{ cm}$$

c). Si,  $Vs > 2.12\sqrt{f'c} \times b_w \times d$ , entonces:

- ✓ Cambiar la sección
- ✓ Mejorar la calidad del concreto

**Zona II "L<sub>II</sub>"**

Para  $0.5\phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc$

$$s_{min} = \frac{Av \times fy}{3.5b}$$

Donde:  $Av = 2\text{ ramas } \phi 3/8" = 1.42\text{ cm}^2$

$$s_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60\text{ cm}$$

Numero de estribos en la zona II,  $n = L_{II}/s$

**Zona III "L<sub>III</sub>"**

Para  $Vu < 0.5\phi Vc$

$$s_{min} \leq \frac{d}{2}$$

Numero de estribos en la zona III,  $n = L_{III}/s$

A continuación, se muestra los cálculos a cortante de la viga principal VP – 13.



Tabla D.9. *Diseño a cortante de la viga principal VP – 131 (0.30x0.50)*

<b>Diseño por cortante de VP – 131 (0.30x0.50), Eje 3-3 y Eje A-D</b>				
DESCRIPCIÓN	$\phi$ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	$\phi 3 / 8''$	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" " $L_I = 1.55m$ " Condicion $V_u > \phi V_c$	$\phi 3 / 8''$	22.13 cm	10.00 cm	15 estribos
Zona "II" " $L_{II} = 1.55m$ " Condicion $\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c / 2$	$\phi 3 / 8''$	22.13 cm	15.00 cm	10 estribos
Zona "III" " $L_{III} = 0.30m$ " Condicion $V_u < \phi V_c / 2$	$\phi 3 / 8''$	22.13 cm	20.00 cm	2 estribos
Distribución final de estribos para el tramo AD es:	$\square \phi 3 / 8'' : 1@0.05, 15@0.10, 10@0.15 R@0.20$			

Tabla D.10. *Diseño a cortante de la viga principal VP – 132 (0.30x0.50)*

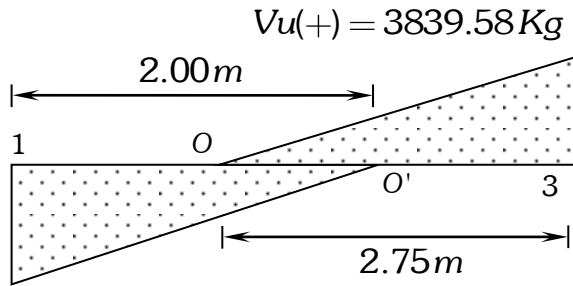
<b>Diseño por cortante de VP – 132 (0.30x0.50), Eje 3-3 y Eje D-F</b>				
DESCRIPCIÓN	$\phi$ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	$\phi 3 / 8''$	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" " $L_I = 0.98m$ " Condicion $\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c / 2$	$\phi 3 / 8''$	22.13 cm	15.00 cm	6 estribos
Zona "II" " $L_{II} = 0.98m$ " Condicion $V_u < \phi V_c / 2$	$\phi 3 / 8''$	22.13 cm	20.00 cm	5 estribos
Distribución final de estribos para el tramo DF es:	$\square \phi 3 / 8'' : 1@0.05, 6@0.15, R@0.20$			

Tabla D.11. *Diseño a cortante de la viga principal VP – 133 (0.30x0.50)*

<b>Diseño por cortante de VP – 133 (0.30x0.50), Eje 3-3 y Eje F-H</b>				
DESCRIPCIÓN	$\phi$ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	$\phi 3 / 8''$	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" " $L_I = 1.44m$ " Condicion $V_u > \phi V_c$	$\phi 3 / 8''$	22.13 cm	10.00 cm	14 estribos
Zona "II" " $L_{II} = 1.44m$ " Condicion $\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c / 2$	$\phi 3 / 8''$	22.13 cm	15.00 cm	10 estribos
Zona "III" " $L_{III} = 0.92m$ " Condicion $V_u < \phi V_c / 2$	$\phi 3 / 8''$	22.13 cm	20.00 cm	5 estribos
Distribución final de estribos para el tramo FH es:	$\square \phi 3 / 8'' : 1@0.05, 14@0.10, 10@0.15 R@0.20$			

**DISEÑO POR CORTANTE DE VS – 1F1 (0.25x0.50), EJE F-F Y EJE 1-3, tramo O-3**

Los cortantes obtenidos del ETABS a partir de la envolvente, para  $d = 44.25\text{ cm}$  es:



$$Vu(-) = -2157.29\text{ Kg}$$

Segun E.060 – 1989 y por simetría se tiene:

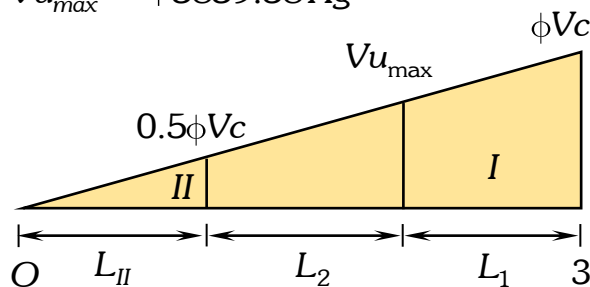
$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} b_w d = 8496.47\text{ Kg}$$

$$\phi Vc = 7222.00\text{ Kg}$$

$$0.5\phi Vc = 3611.00\text{ Kg}$$

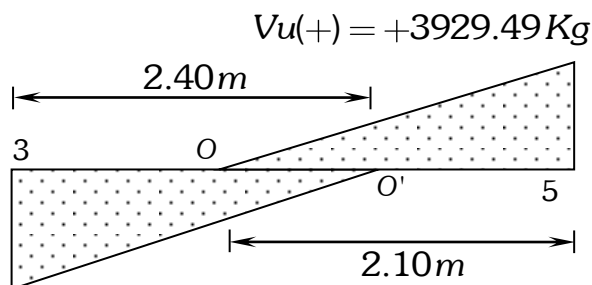
La cortante última en el apoyo "3" es:

$$Vu_{max} = +3839.58\text{ Kg}$$



**DISEÑO POR CORTANTE DE VS – 1F2 (0.25x0.50), EJE F-F Y EJE 3-5, tramo 2-O'**

Los cortantes obtenidos del ETABS a partir de la envolvente, para  $d = 44.25\text{ cm}$  es:



$$Vu(-) = -4034.59\text{ Kg}$$

Segun E.060 – 1989 y por simetría se tiene:

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} b_w d = 8496.47\text{ Kg}$$

Por proporcionalidad se tiene:

$$\frac{L_{II}}{3611.00\text{ Kg}} = \frac{2.75\text{ m}}{7222.00\text{ Kg}}$$

Resolviendo se tiene:

$$L_I = L_1 + L_2 = 1.37\text{ m}, \quad L_{II} = 1.37\text{ m}$$

De lo anterior se muestra que:

$$Vu_{max} < \phi Vc$$

**Zona I "  $L_1 + L_2$  "**

Corresponde para,  $0.5\phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc$

$$s_{min} = \frac{Av \times fy}{3.5b}$$

Donde:  $Av = 2\text{ ramas } \phi 3/8" = 1.42\text{ cm}^2$

$$s_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60\text{ cm}$$

Numero de estribos en la zona I,  $n = L_I/s$

**Zona II "  $L_{II}$  "**

Corresponde a tramos desde  $Vu < 0.5\phi Vc$

$$s_{min} \leq d/2,$$

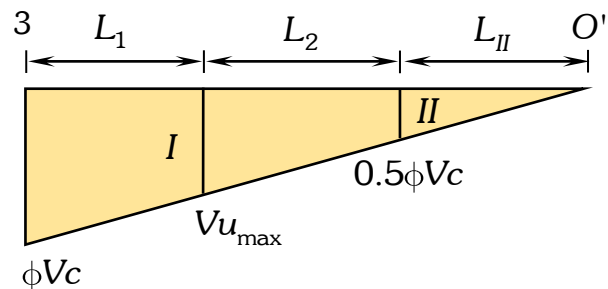
Numero de estribos en la zona II,  $n = L_{II}/s$

$$\phi Vc = 7222.00\text{ Kg}$$

$$0.5\phi Vc = 3611.00\text{ Kg}$$

La cortante última en el apoyo "3" es:

$$Vu = -4034.59\text{ Kg}$$





La longitud de los tramos se tiene por proporcionalidad.

$$\frac{L_{II}}{3611.00 \text{ Kg}} = \frac{2.40 \text{ m}}{7222.00 \text{ Kg}}$$

Resolviendo se tiene:

$$L_I = L_1 + L_2 = 1.20 \text{ m}, \quad L_{II} = 1.20 \text{ m}$$

**Zona I "L<sub>1</sub> + L<sub>2</sub>"**

Corresponde para,  $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$

$$s_{min} = \frac{A_v \times f_y}{3.5b}$$

Donde:  $A_v = 2 \text{ ramas } \phi 3/8" = 1.42 \text{ cm}^2$

$$s_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60 \text{ cm}$$

Numero de estribos en la zona I,  $n = L_I/s$

**Zona II "L<sub>II</sub>"**

Corresponde a tramos desde  $V_u < 0.5\phi V_c$

En este tramo no se requiere estribos ó:

$$s_{min} \leq d/2,$$

Numero de estribos en la zona II,  $n = L_{II}/s$

A continuación, se tiene el cálculo del acero a corte de la viga secundaria.

Tabla D.12. *Diseño a cortante de la viga secundaria VS – 1F1 (0.25x0.50)*

Diseño por cortante de VS – 1F1 (0.25x0.50), Eje F-F y Eje 1-3				
DESCRIPCIÓN	$\phi$ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	$\phi 3/8"$	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" " $L_I = 1.37 \text{ m}$ "				
Condicion $\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c/2$	$\phi 3/8"$	22.13 cm	15.00 cm	9 estribos
Zona "II" " $L_{II} = 1.37 \text{ m}$ "				
Condicion $V_u < \phi V_c/2$	$\phi 3/8"$	22.13 cm	20.00 cm	7 estribos
Distribución final de estribos para la viga VS – 1F1 es:		$\square \phi 3/8" : 1@0.05, 9@0.15, R@0.20$		

A continuación, se muestra el diseño a cortante de la viga VS – 1F2

Tabla D.13. *Diseño a cortante de la viga secundaria VS – 1F2 (0.25x0.50)*

Diseño por cortante de VS – 1F2 (0.25x0.50), Eje F-F y Eje 3-5				
DESCRIPCIÓN	$\phi$ estribo	Espaciamiento calculado "s"	Espaciamiento adoptado "s"	Numero de estribos
Primer estribo	$\phi 3/8"$	5.00 cm	5.00 cm	1 estribo
Zona "I" " $L_I = 1.20 \text{ m}$ "				
Condicion $\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c/2$	$\phi 3/8"$	22.13 cm	10.00 cm	8 estribos
Zona "II" " $L_{II} = 1.20 \text{ m}$ "				
Condicion $V_u < \phi V_c/2$	$\phi 3/8"$	22.13 cm	20.00 cm	6 estribos
Distribución final de estribos para la viga VS – 1F2 es:		$\square \phi 3/8" : 1@0.05, 8@0.15, R@0.20$		

## DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN DE COLUMNAS C-1

Se tiene las expresiones

$$P_u = \phi P_{n_{max}}$$

$$P_{u_{max}} = \phi 0.80 [0.85f'_c A_g - A_{st} + A_{st} \times F_y]$$

$$A_{st} = \frac{1}{f_y - 0.85f'_c} \left[ \frac{P_{u_{max}}}{\phi 0.80} - 0.85f'_c \times A_g \right]$$

Donde,  $\phi = 0.70$  por ser un elemento con estribo.

$$A_g = 40 \times 50 = 2000 \text{ cm}^2$$

$$P_{u_{max}} = 64342.26 \text{ Kg}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$A_{st} = -60.20 \text{ cm}^2$$

No es necesario el refuerzo en la columna

### Diagrama de interacción de la columna:

La fuerza nominal sera:

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_{s3} - T_{s4}$$

El momento nominal sera:

$$P_n = C_c y_o - a/2 + C_{s1} y_o - d_1 + C_{s2} y_o - d_2 - T_{s3} y_o - d_3 - T_{s4} y_o - d_4 .$$

Donde:

$$C_c = 0.85f'_c \times b \times a$$

$$C_{s1} = A_{s1} f_{s1}$$

Calculo del acero mínimo a partir de la cuantías mínimas en lo que debe cumplir:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times A_g = 0.01 \times 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 20.00 \text{ cm}^2$$

En varillas se tiene:

$$4\phi 3/4" + 4\phi 3/4" \text{ y } A_{s_{adop.}} = 22.72 \text{ cm}^2$$

Verificación de las cuantías puesto que debe cumplir la siguiente condicion:

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$\rho_{min} = 0.01, \quad \rho_{max} = 0.06$$

$$\rho = \frac{A_{s_{pro.}}}{A_g} = \frac{22.72 \text{ cm}^2}{2000 \text{ cm}^2} = 0.0114$$

Ok cumple con la condicion.

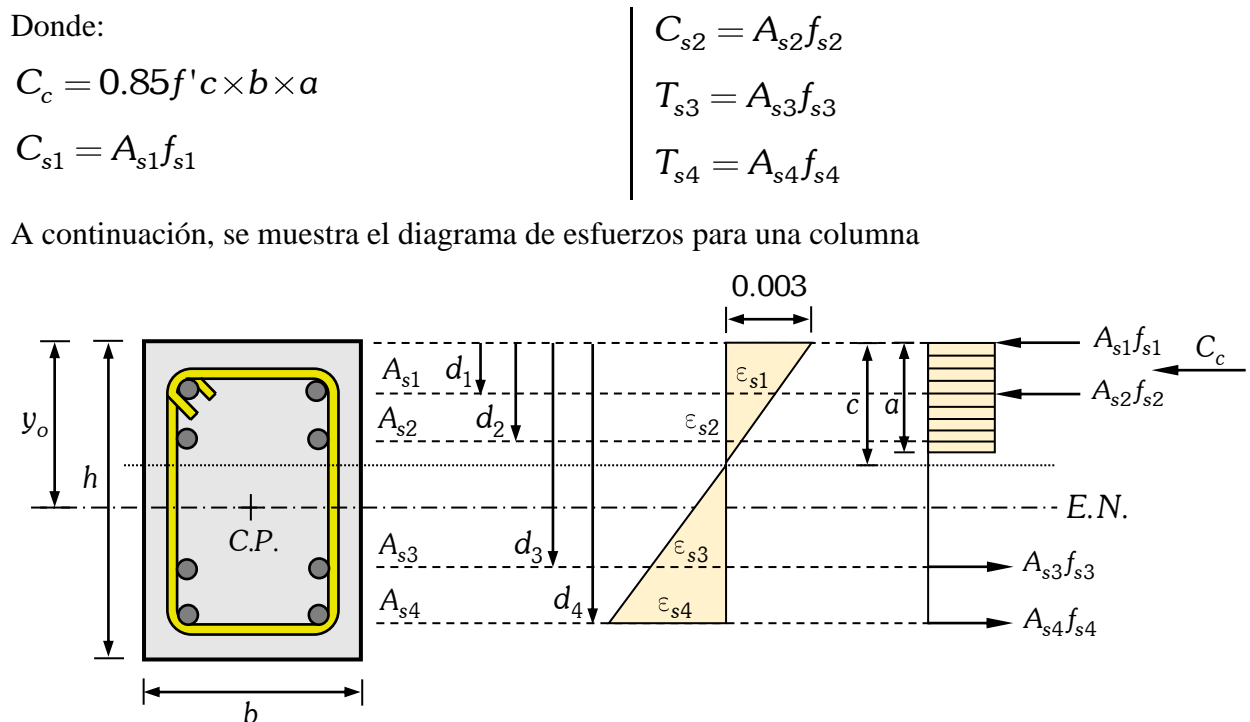


Figura D.14. Diagrama de esfuerzos de la columna

Para calcular el centroide plástico se emplea la siguiente expresión:

$$y_o = \frac{Ag0.85f'c \times h/2 + A'_s fy \times d_1 + A_{s2} fy \times d_2}{Ag0.85f'c + A'_s fy + A_{s2} fy} \quad \text{Ec.D.3}$$

Ubicación del diagrama de deformaciones:

**Punto 01 "c<sub>o</sub>"**

Está en compresión pura y no hay acero a tracción.

$$P_o = 0.85f'c Ag - Ast + Ast \times fy$$

$$c = \varepsilon_{s1} \frac{d_1}{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_t}, \text{ por lo que: } \varepsilon_t = 0$$

**Punto 02**

Diagrama de deformaciones:

$$\varepsilon'_s = 0.003 \frac{c - d_2}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s1} \frac{d_2}{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = \frac{fy}{2Es}$$

**Punto 03**

$$\varepsilon_{s3} = 0.003 \frac{c - d_3}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s3} \frac{d_3}{\varepsilon_{s3} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = \frac{fy}{Es}$$

**Punto 04**

A partir del diagrama de deformaciones

$$\varepsilon_{s4} = 0.003 \frac{c - d_4}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s4} \frac{d_4}{\varepsilon_{s4} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = \frac{1}{2} \varepsilon_y + 0.005$$

**Punto 05**

$$\varepsilon_{s5} = 0.003 \frac{c - d_5}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s5} \frac{d_5}{\varepsilon_{s5} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t = 0.005$$

**Punto 06**

$$\varepsilon_{s6} = 0.003 \frac{c - d_6}{c} \geq \frac{fy}{Es}$$

$$c = \varepsilon_{s6} \frac{d_6}{\varepsilon_{s6} + \varepsilon_t}, \quad \varepsilon_t > 0.005$$

Condicion de falla balanceada

$$c_b = \frac{0.003d}{0.003 + \varepsilon_y}$$

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{Es}$$

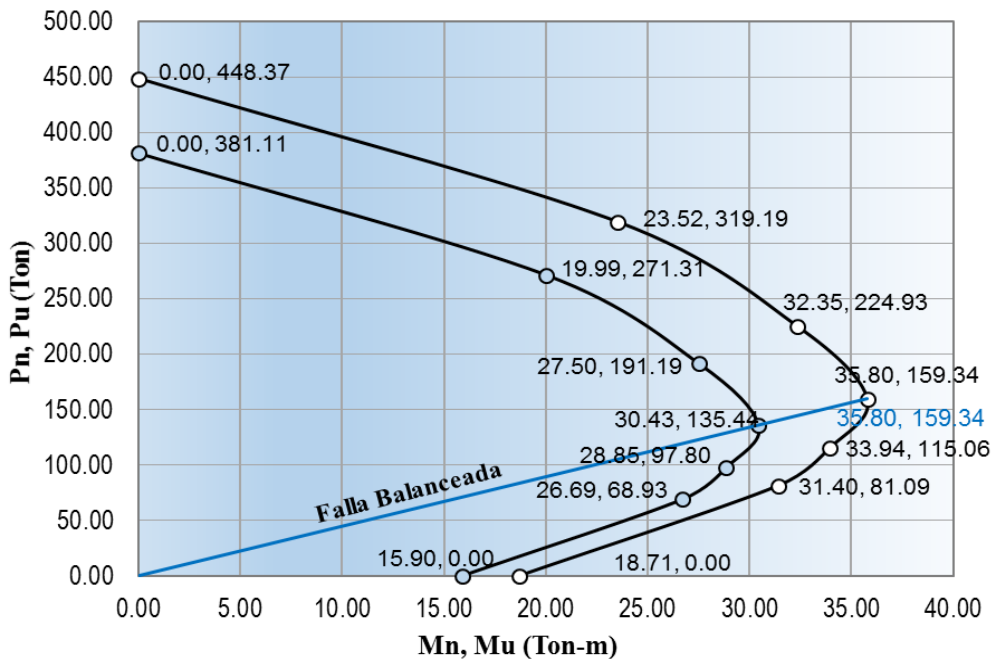


Figura D.15. Diagrama de interacción de la columna C-1

## DISEÑO POR CORTANTE DE LA COLUMNA C-1

Se tiene la carga ultima:

$$Pu_{\max} = 64342.26 \text{ Kg}$$

$$Mn = 3384.73 \text{ Kg} - m$$

Cortante ultima:

$$Vu = \frac{3384.73 + 1698.27}{2.50} = 2033.20 \text{ Kg}$$

$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d \left( 1 + 0.0071 \frac{Pu}{Ag} \right)$$

Donde para una seccion de 40x50 se tiene:

$$d = h - \left( \text{rec} + \phi 3 / 8'' + \frac{\phi 3 / 4''}{2} \right) = 44.10$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Vc = 0.53 \sqrt{210} \cdot 40 \cdot 44.10 \left( 1 + 0.0071 \times \frac{64342.26}{2000} \right)$$

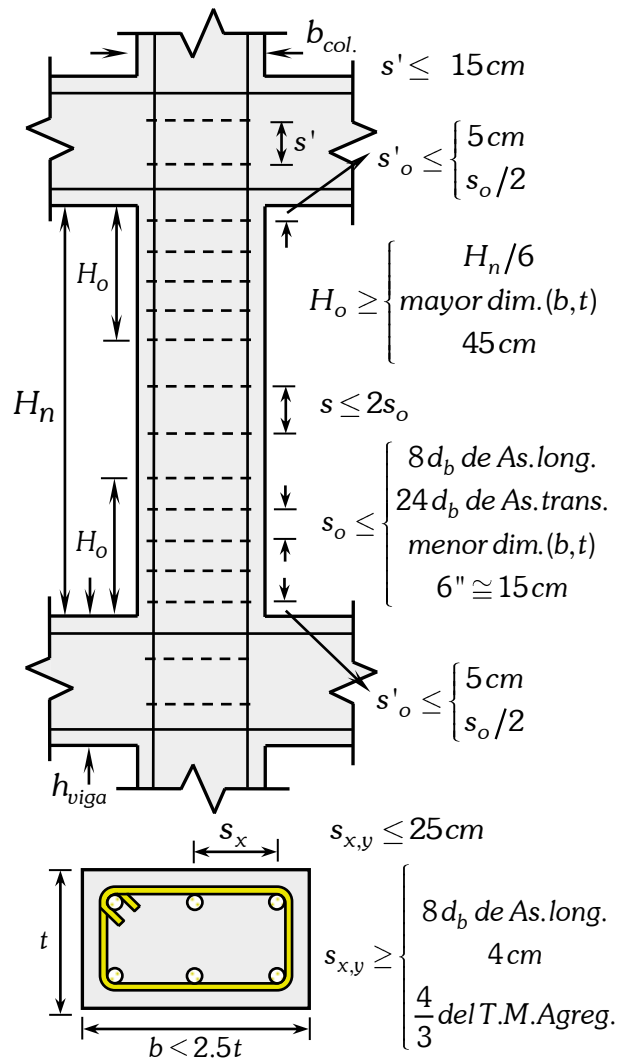
$$Vc = 16642.91 \text{ Kg}, \text{ y tenemos que } Vu < Vc.$$

Calculo de los espaciamientos

$$s = \frac{Av \times fy}{3.5b} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 40} = 42.60 \text{ cm}$$

El espaciamiento previsto de acuerdo a los detallados y en la zona de confinamiento "H<sub>o</sub>":

$$\square \phi 3 / 8'' : 1 @ 0.05, 4 @ 0.15, R @ 0.20 \text{ (m)}$$



## DISEÑO A FLEJO COMPRESIÓN DE LA COLUMNA C-02

Se tiene las expresiones

$$Pu = \phi Pn_{\max}$$

$$Pu_{\max} = \phi 0.80 \left[ 0.85 f'c Ag - Ast + Ast \times Fy \right]$$

$$Ast = \frac{1}{fy - 0.85 f'c} \left[ \frac{Pu_{\max}}{\phi 0.80} - 0.85 f'c \times Ag \right]$$

Donde,  $\phi = 0.70$  para elemento con estribo.

$$Ag = 40 \times 35 = 1400 \text{ cm}^2$$

$$Pu_{\max} = 47933.02 \text{ Kg}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Ast = -40.85 \text{ cm}^2$$

No es necesario el refuerzo en la columna

Calculo del acero mínimo a partir de la cuantías mínimas en lo que debe cumplir:

$$As_{\min} = \rho_{\min} \times Ag = 0.01 \times 1400 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 14.00 \text{ cm}^2$$

En varillas se tiene:

$$8 \phi 5 / 8'' \text{ y } As_{\text{adop.}} = 16.00 \text{ cm}^2$$

Verificando la condicion de las cuantías:

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$\rho_{\min} = 0.01, \quad \rho_{\max} = 0.06$$

$$\rho = \frac{As_{\text{pro.}}}{Ag} = \frac{16.00 \text{ cm}^2}{1400 \text{ cm}^2} = 0.0114$$

Ok cumple con la condicion.



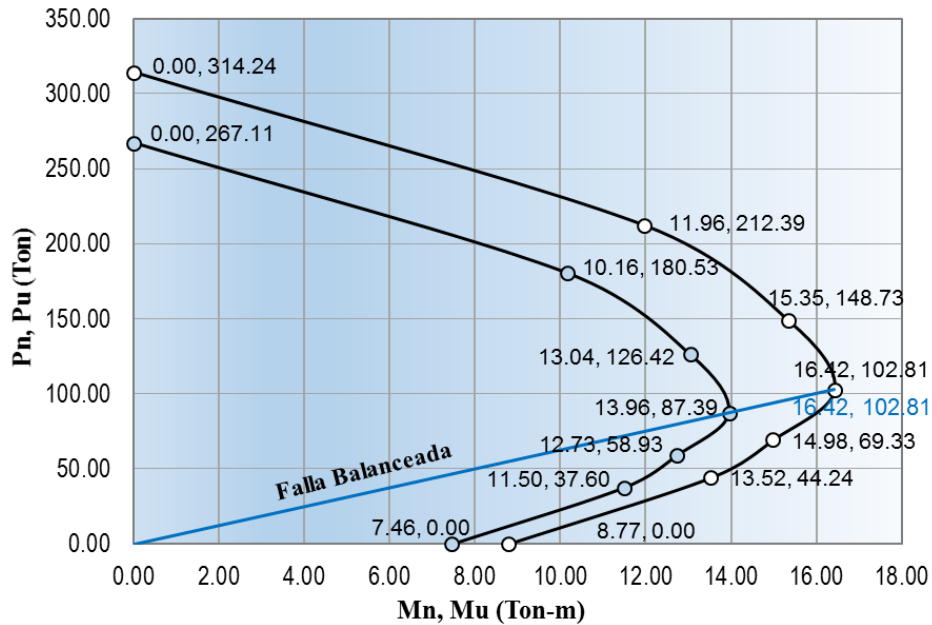


Figura D.16. Diagrama de interacción de la columna C-2

### DISEÑO POR CORTANTE DE LA COLUMNA C-2

Se tiene la carga ultima:

$$Pu_{max} = 47933.02 \text{ Kg}$$

$$Mn = 3936.50 \text{ Kg} - m$$

Cortante ultima:

$$Vu = \frac{2494.24 + 3936.50}{2.50} = 2572.30 \text{ Kg}$$

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c}b_wd \left( 1 + 0.0071 \frac{Pu}{Ag} \right)$$

Donde para una seccion de 40x35 se tiene:

$$d = h - \left( \text{rec} + \phi 3 / 8'' + \frac{\phi 5 / 8''}{2} \right) = 29.25$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Vc = 0.53\sqrt{210} \cdot 40 \cdot 29.25 \left( 1 + 0.0071 \times \frac{47933.02}{1400} \right)$$

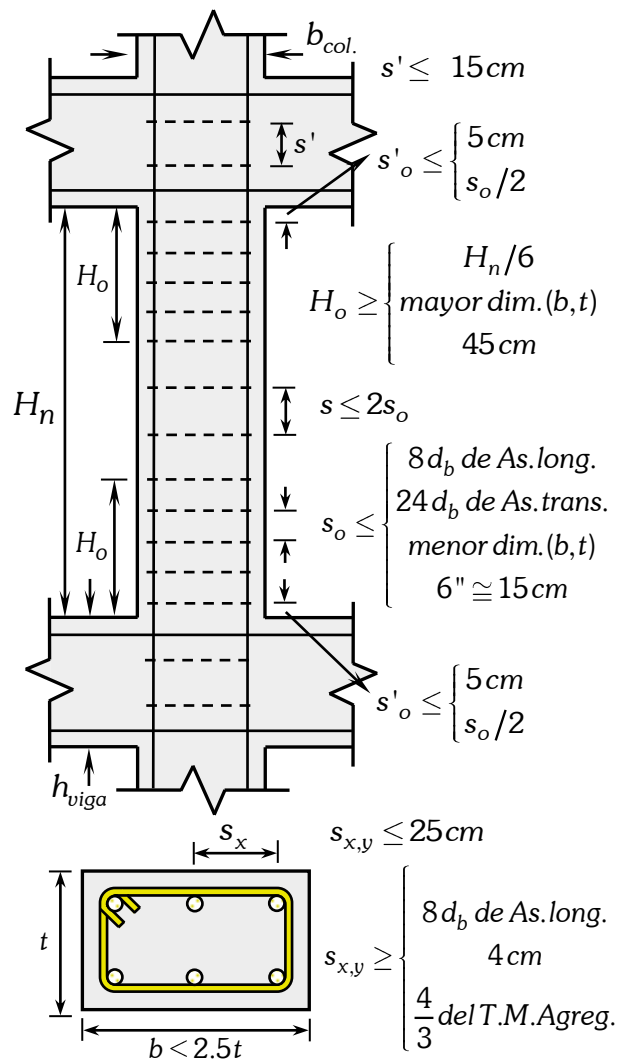
$$Vc = 11170.52 \text{ Kg}, \text{ y tenemos que } Vu < Vc.$$

Calculo de los espaciamientos

$$s = \frac{Av \times fy}{3.5b} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 40} = 42.60 \text{ cm}$$

El espaciamiento previsto de acuerdo a los detallados y en la zona de confinamiento "H<sub>o</sub>":

$$\square \phi 3 / 8'' : 1 @ 0.05, 4 @ 0.15, R @ 0.20 \text{ (m)}$$



**TESIS:**

**VULNERABILIDAD SÍSMICA EN LAS EDIFICACIONES EDUCATIVAS  
PÚBLICAS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE AYAVIRI,  
PUNO - 2018**

**ANEXO “E”**

**PANEL FOTOGRAFICO**

## I.E.S. NUESTRA SEÑORA DE ALTA GRACIA



## ENSAYO DE ESCLERÓMETRO EN LA I.E.S. NUESTRA SEÑORA DE ALTA GRACIA



## I.E.P. 70480 NIÑO JESUS DE PRAGA



## ENSAYO DE ESCLERÓMETRO EN LA I.E.P. 70480 NIÑO JESUS DE PRAGA





## I.E.S. TÉCNICO INDUSTRIAL ROQUE SAENZ PEÑA



## ENSAYO DE ESCLERÓMETRO EN LA I.E.S. TÉCNICO INDUSTRIAL ROQUE SAENZ PEÑA





## I.E.S. AGROPECUARIO NRO. 72



## ENSAYO DE ESCLERÓMETRO EN LA I.E.S. AGROPECUARIO NRO. 72





## I.E.P. 71011 SAN LUIS GONZAGA



## ENSAYO DE ESCLERÓMETRO EN LA I.E.P. 71011 SAN LUIS GONZAGA



**TESIS:**

**VULNERABILIDAD SÍSMICA EN LAS EDIFICACIONES EDUCATIVAS  
PÚBLICAS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE AYAVIRI,  
PUNO - 2018**

**ANEXO “F”**

**VALIDACIÓN DE  
RESULTADOS DEL  
SOFTWARE CSI ETABS**

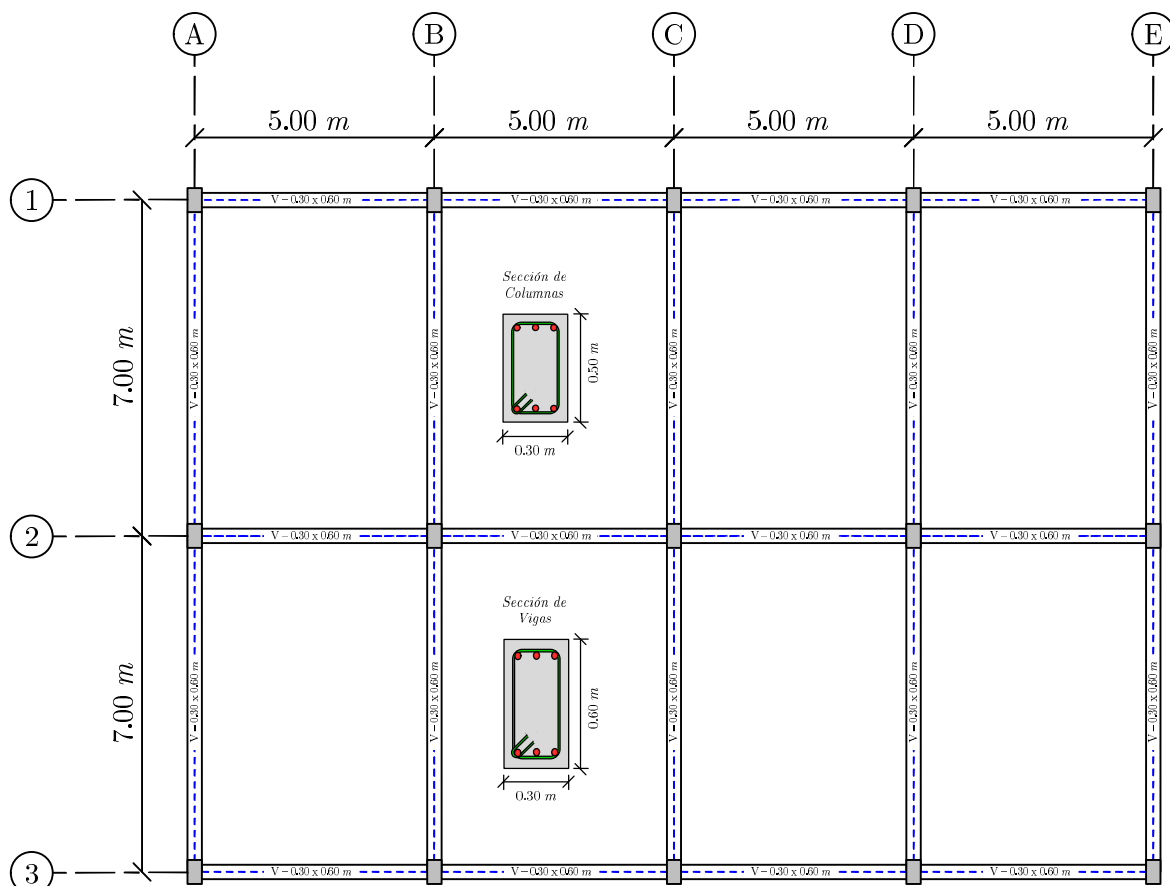


### 3. Análisis modal espectral.

En el presente ejemplo se desarrolla el análisis sísmico de una edificación de 4 niveles cuyo sistema estructural es del tipo aporticado, el material predominante es concreto armado, para lo cual se tiene las siguientes consideraciones.

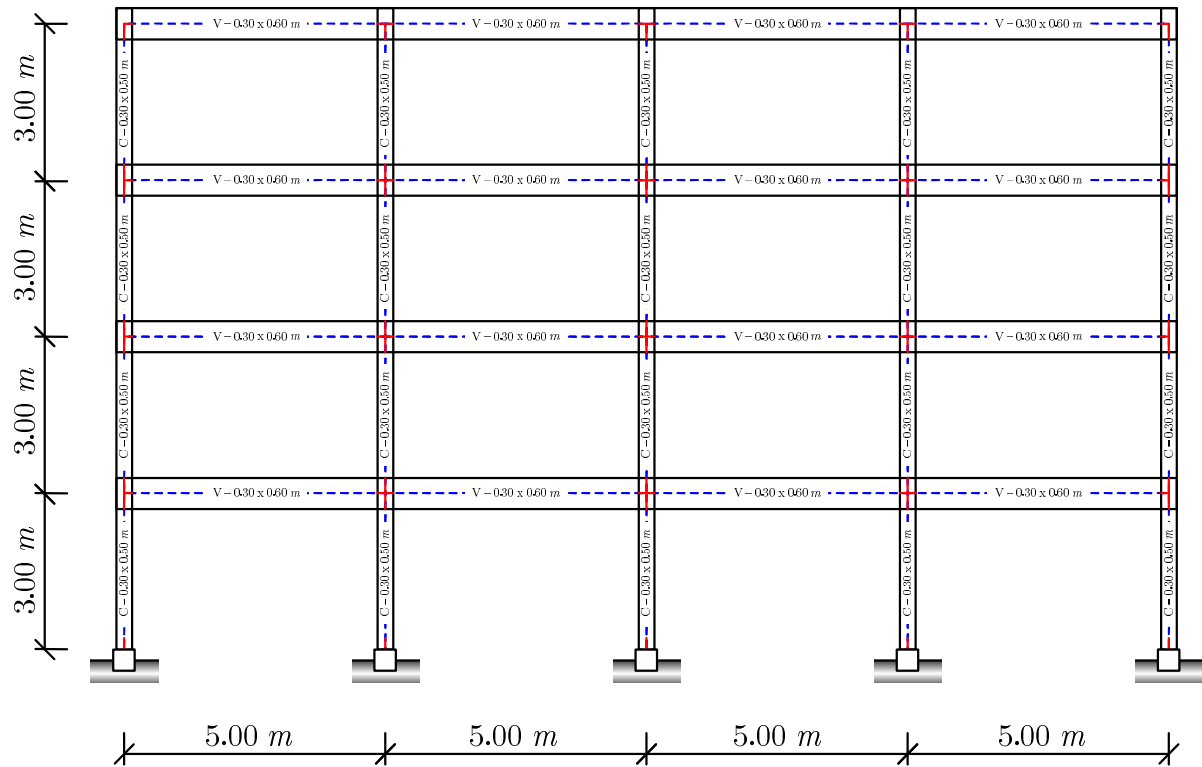
#### 3.1. Datos de la edificación.

- Número de pisos  $NP$  : 4
- Calidad de concreto  $f'c$  :  $210 \text{ Kg } f/cm^2$
- Módulo de elasticidad  $E = 150,000 \cdot \sqrt{f'c} [ \text{Kg } f/cm^2 ]$ :  $2,173,706.51193 \text{ ton}/m^2$
- Módulo de Poisson  $\mu$  : 0.20
- Módulo de Corte  $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)}$  :  $905,711.047 \text{ ton}/m^2$
- Módulo de sección  $\beta$  : 1.20

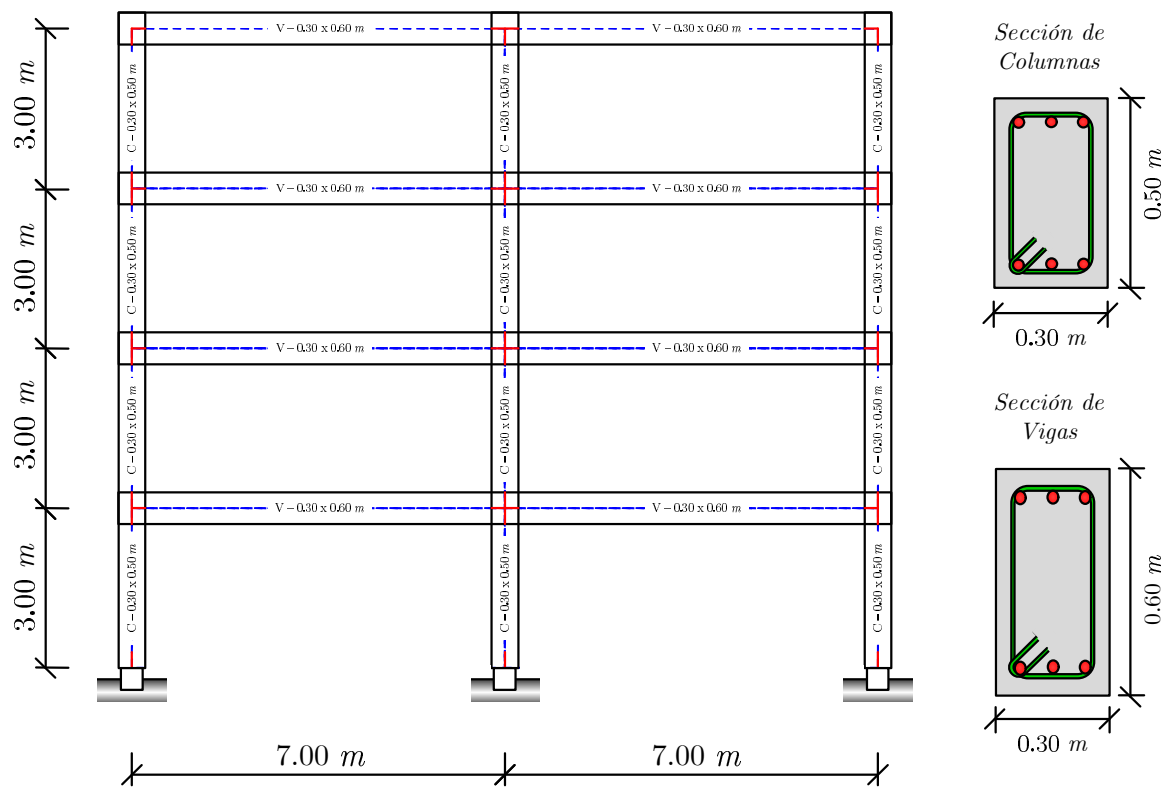


**Figura J.14** Distribución en planta

En las siguientes figuras, se muestran los pórticos en la dirección X como Y, con sus respectivos brazos rígidos.



**Figura J.15** Pórtico 1 – 2 – 3, en la dirección X.



**Figura J.16** Pórtico A – B – C – D – E, en la dirección Y.

Código PTC Mathcad Express Prime 4.0

Combinación 0.25ABS+0.75SRSS

$$\Delta_{ABS\_SRSS} := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..rows(\Delta) \\ \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1..cols(\Delta) \\ \left\| \Delta abs_{i,j} \leftarrow |\Delta_{i,j}| \end{array} \right. \\ v \leftarrow 0.25 \cdot \sum_{k=1}^{cols(\Delta)} (\Delta abs^{(k)}) + 0.75 \cdot \sqrt{\sum_{k=1}^{cols(\Delta)} (\Delta^{(k)})^2} \\ \text{return } v \end{array} \right.$$

Combinación CQC

$$\Delta_{CQC} := \left\| \begin{array}{l} \text{for } j \in 1..rows(\Delta) \\ \left\| \Delta cqc_j \leftarrow \sqrt{\Delta^{(j)} \cdot \rho_{ij} \cdot (\Delta^{(j)})^T} \right. \\ \Delta cqc \end{array} \right.$$

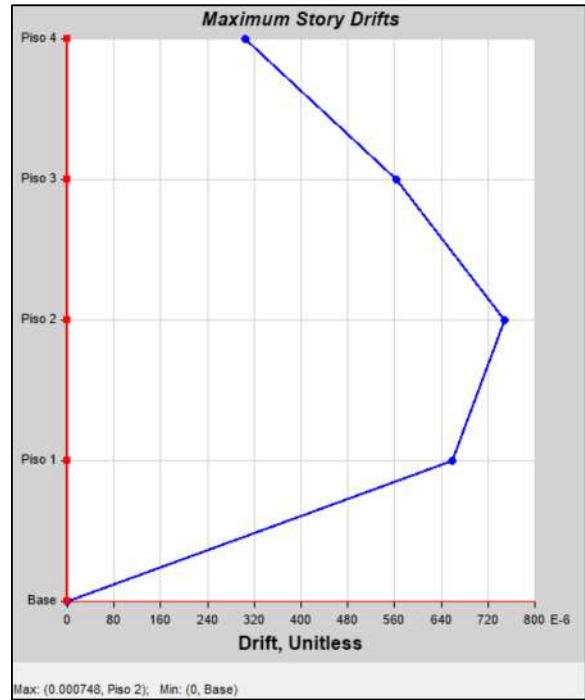
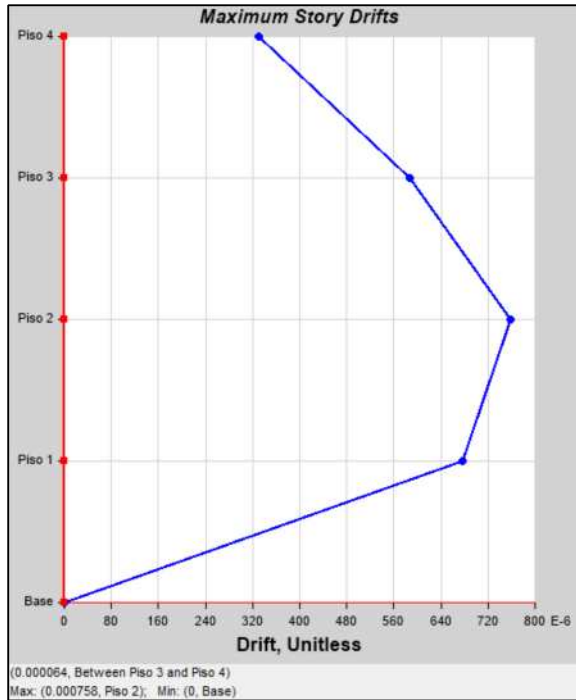
$$\Delta_{ABS\_SRSS} := \begin{bmatrix} 0.000677 \\ 0.000756 \\ 0.000584 \\ 0.000328 \end{bmatrix}_{1 \times 4}$$

$$\Delta_{CQC} := \begin{bmatrix} 0.000656 \\ 0.000746 \\ 0.000563 \\ 0.000304 \end{bmatrix}_{1 \times 4}$$

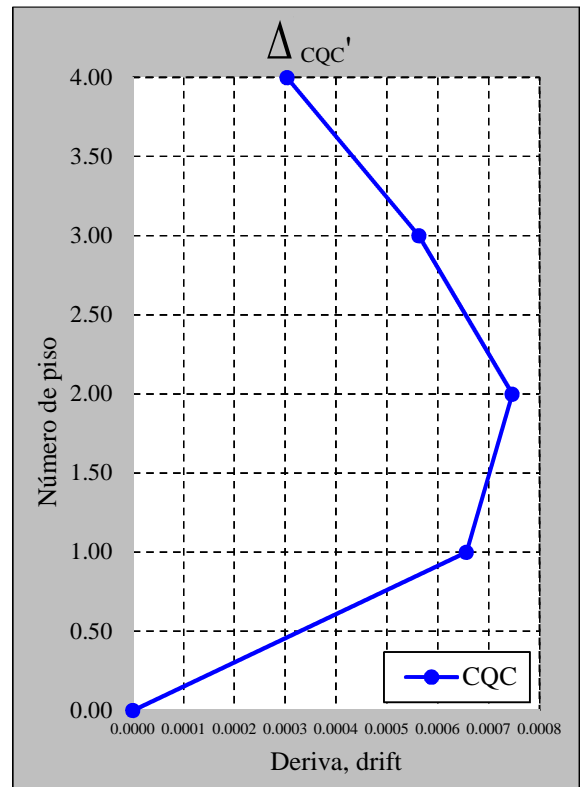
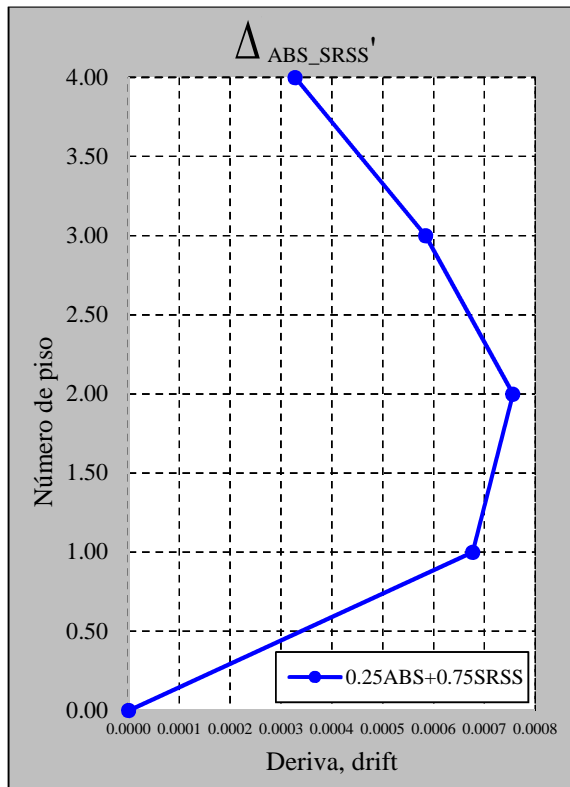
De la tabla J.11, se observa que la máxima distorsión ocurre en el segundo nivel, para la combinación modal CQC, con PTC Mathcad Express Prime 4.0 se obtiene 0.00074633, y con CSI Etabs 2016 resulta 0.000748; se tiene una diferencia de 0.00000167, en porcentaje representa un error de 0.223%.

**Tabla J.11** Derivas de piso.

Derivas de piso				
Piso	PTC Mathcad Express Prime 4.0		CSI Etabs 2016	
	0.25ABS+0.75SRSS	CQC	0.25ABS+0.75SRSS	CQC
1	0.00067675	0.00065615	0.000678	0.000658
2	0.00075581	0.00074633	0.000758	0.000748
3	0.00058409	0.00056284	0.000586	0.000564
4	0.00032760	0.00030353	0.000330	0.000305



**Figura J.32** Derivas de piso, combinación 0.25ABS+0.75SRSS (izquierda) y combinación CQC (derecha), CSI Etabs 2016.



**Figura J.33** Derivas de piso, combinación 0.25ABS+0.75SRSS (izquierda) y combinación CQC (derecha), PTC Mathcad Express Prime 4.0.

Con respecto a la combinación modal 0.25ABS + 0.75 SRSS, con PTC Mathcad Express Prime 4.0 se obtiene 0.00075581, y con CSI Etabs 2016 resulta 0.000758; se tiene una diferencia de 0.00000219, en porcentaje representa un error de 0.289%.

Con respecto a los resultados con el software CSI Etabs 2016, se tiene errores menores al 1%, es decir, los resultados con el código PTC Mathcad Express Prime 4.0 son aceptables, por lo tanto, se validan los resultados obtenidos con el software CSI Etabs 2016.

### 3.15.6. Esfuerzos en los elementos.

Se presenta los esfuerzos para las combinaciones modales descritas en la norma E.030 – 2016, para efectos de comparación, solo se muestra los resultados de elementos estructurales (Viga y columna), los cuales están representados por los elementos 1 y 21, en la figura A.16.

*Tabla J.12 Esfuerzos en el elemento 1.*

Esfuerzos en el elemento 1				
	PTC Mathcad Express Prime 4.0		CSI Etabs 2016	
	0.25ABS+0.75SRSS	CQC	0.25ABS+0.75SRSS	CQC
Ni (nodo 1)	5.7910	5.7089	5.7606	5.6757
Vi (nodo 1)	2.6709	2.5681	2.6695	2.5711
Mi (nodo 1)	4.4921	4.3303	3.6913	3.5657
Ni (nodo 6)	5.7910	5.7089	5.7606	5.6757
Vi (nodo 6)	2.6709	2.5681	2.6695	2.5711
Mi (nodo 6)	3.5207	3.3743	2.7159	2.6052

*Tabla J.13 Esfuerzos en el elemento 21.*

Esfuerzos en el elemento 21				
	PTC Mathcad Express Prime 4.0		CSI Etabs 2016	
	0.25ABS+0.75SRSS	CQC	0.25ABS+0.75SRSS	CQC
Ni (nodo 6)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Vi (nodo 6)	2.2905	2.2519	2.2858	2.2489
Mi (nodo 6)	6.3005	6.1922	5.9479	5.8497
Ni (nodo 7)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Vi (nodo 7)	2.2905	2.2519	2.2858	2.2489
Mi (nodo 7)	5.1532	5.0675	4.7967	4.7199

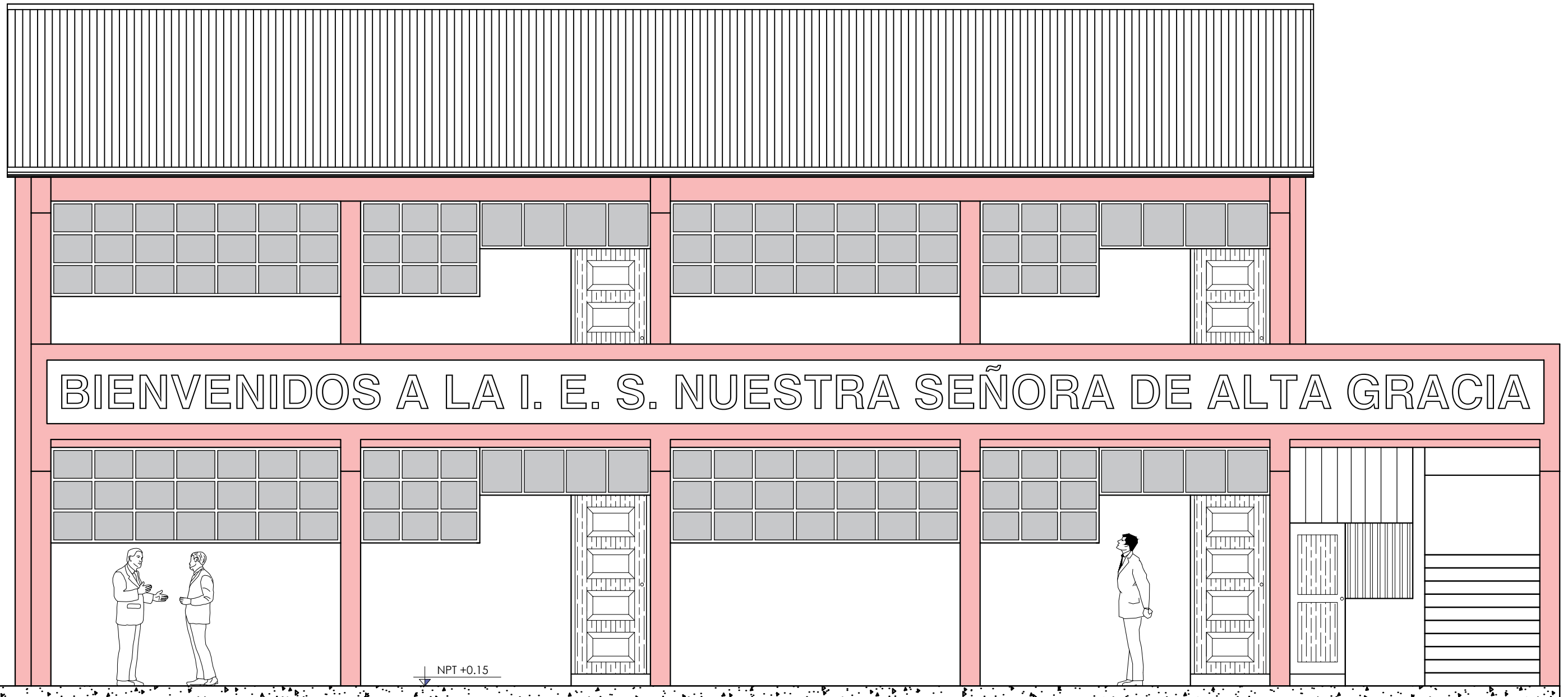
En las figuras J.34, J.35 y J.36, se muestran los resultados obtenidos con CSI Etabs 2016, se presentan la fuerza axial, fuerza cortante y el momento flector en el elemento 1. De igual manera, en las figuras J.37, J.38 y J.39, para el elemento 21.

**TESIS:**

**VULNERABILIDAD SÍSMICA EN LAS EDIFICACIONES EDUCATIVAS  
PÚBLICAS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE AYAVIRI,  
PUNO - 2018**

**ANEXO “G”**

**PLANOS**



PLANO EN PLANTA, PRIMER NIVEL

ESC. 1/50

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA**

TEMA: **REPLANTEO DE PLANOS DE I.E.S. ALTA GRACIA**

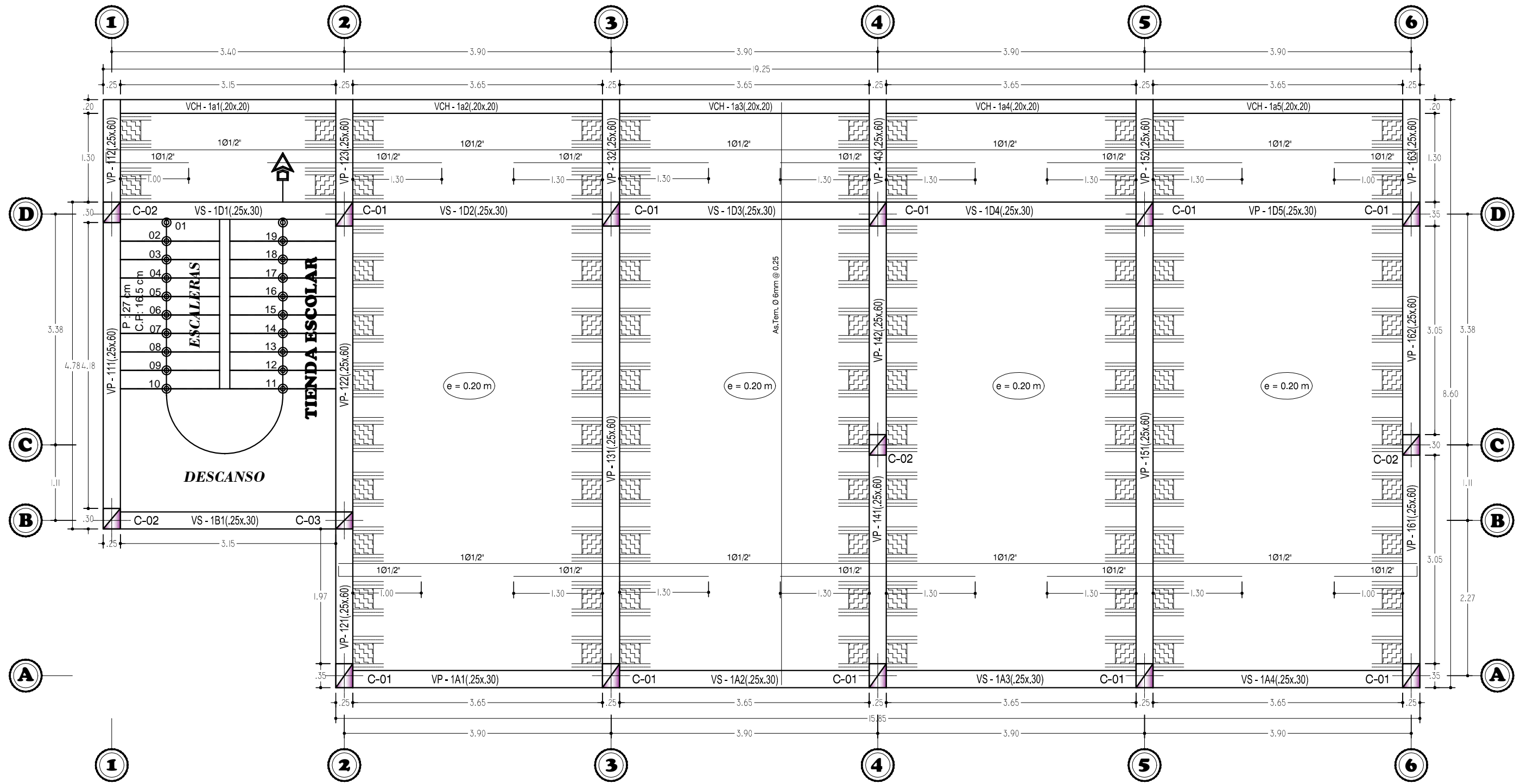
PLANO: **ARQUITECTURA - ELEVACIONES**

TESISTA: WILFREDO PACORI ARIZACA    AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN: AÑO 2005

ENTIDAD EJECUTORA: GOBIERNO REGIONAL DE PUNO    FECHA: OCTUBRE DEL 2019    ESCALA: INDICADA

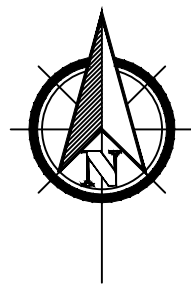
DPTO: PUNO  
 PROV: MELGAR  
 DISTR: AYAVIRI

LAMINA :  
**A-01**  
 01 DE 03



LOSA ALIGERADA, PRIMER NIVEL

ESC. 1/50





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA**

TEMA: **REPLANTEO DE PLANOS DE I.E.S. ALTA GRACIA**

PLANO: **ESTRUCTURAS - LOSA ALIGERADA**

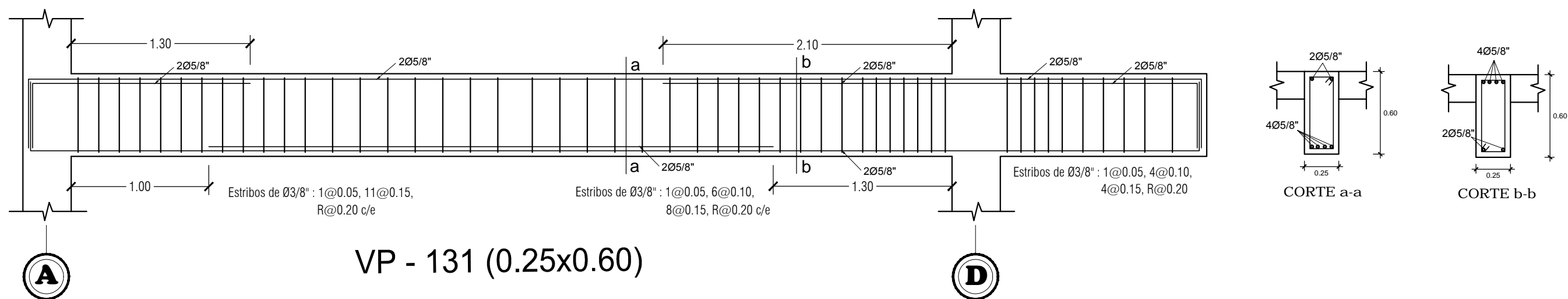
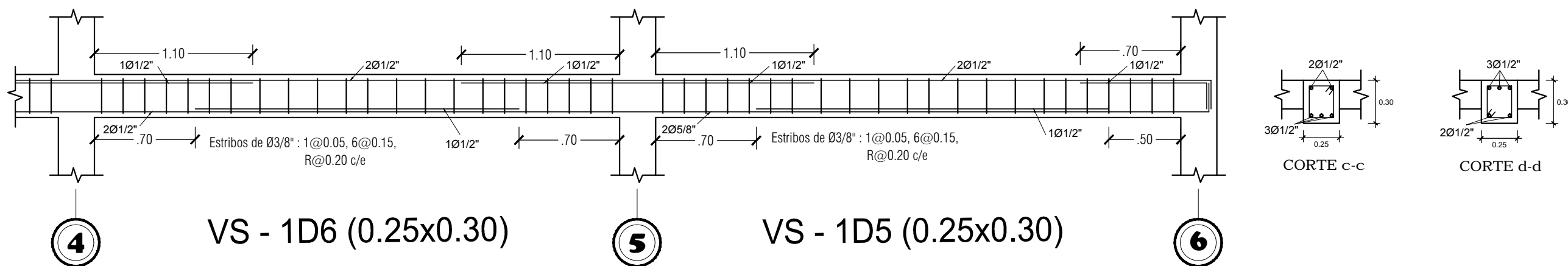
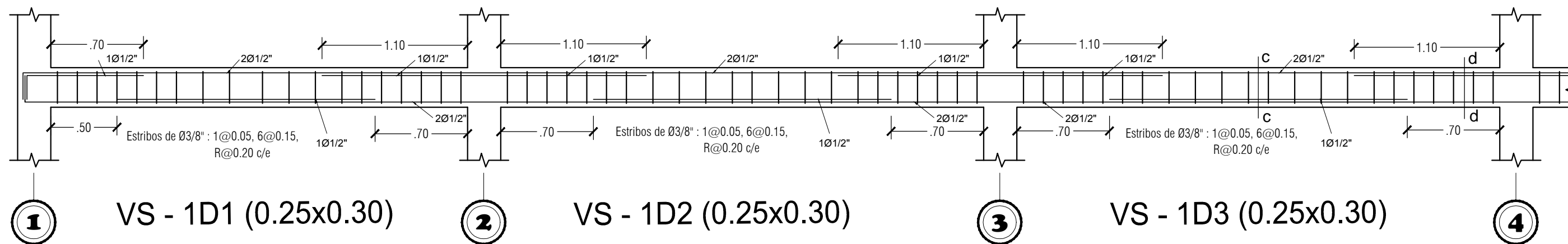
TESISTA: WILFREDO PACORI ARIZACA      AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN: AÑO 2005

ENTIDAD EJECUTORA: GOBIERNO REGIONAL DE PUNO      FECHA: OCTUBRE DE 2019      ESCALA: INDICADA

DPTO: PUNO  
 PROV: MELGAR  
 DISTR: AYAVIRI

LAMINA:  
**E-01**  
 02 DE 03





CUADRO DE COLUMNAS		
<p>C-01</p>	<p>C-02</p>	<p>C-03</p>
<p>Estribos de Ø3/8"</p> <p>1@0.05, 3@0.15, R@0.20</p>	<p>Estribos de Ø3/8"</p> <p>1@0.05, 3@0.15, R@0.20</p>	<p>Estribos de Ø3/8"</p> <p>1@0.05, 3@0.15, R@0.20</p>

### DETALLE DE VIGAS

ESC. 1/40

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA**

TEMA: **REPLANTEO DE PLANOS DE I.E.S. ALTA GRACIA**

PLANO: **ESTRUCTURAS - DETALLES DE VIGAS Y COLUMNAS**

TESISTA: **WILFREDO PACORI ARIZACA**      AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN: **AÑO 2005**

ENTIDAD EJECUTORA: **GOBIERNO REGIONAL DE PUNO**      FECHA: **OCTUBRE DE 2019**      ESCALA: **INDICADA**

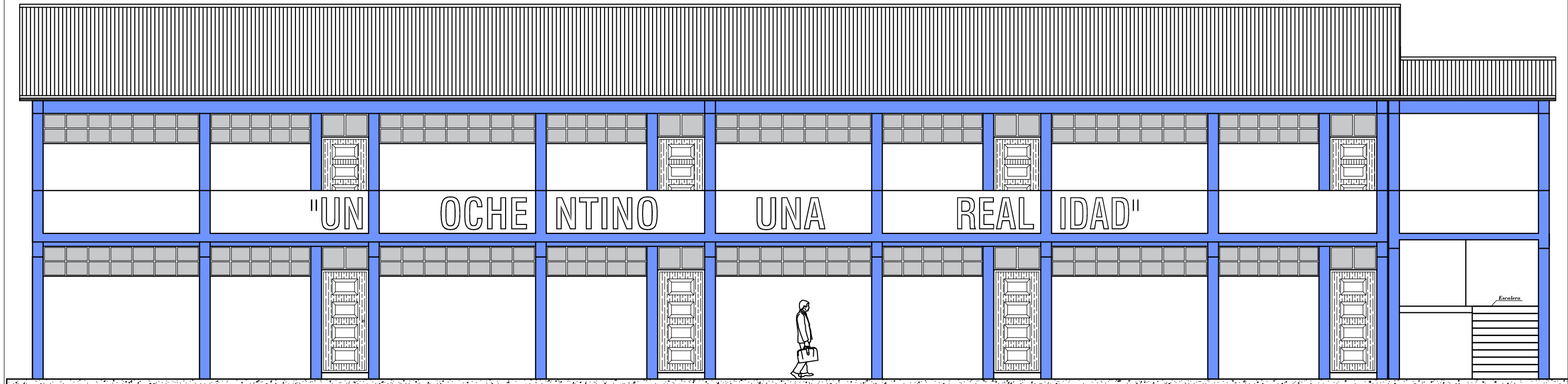
DPTO: **PUNO**

PROV: **MELGAR**

DISTR: **AYAVIRI**

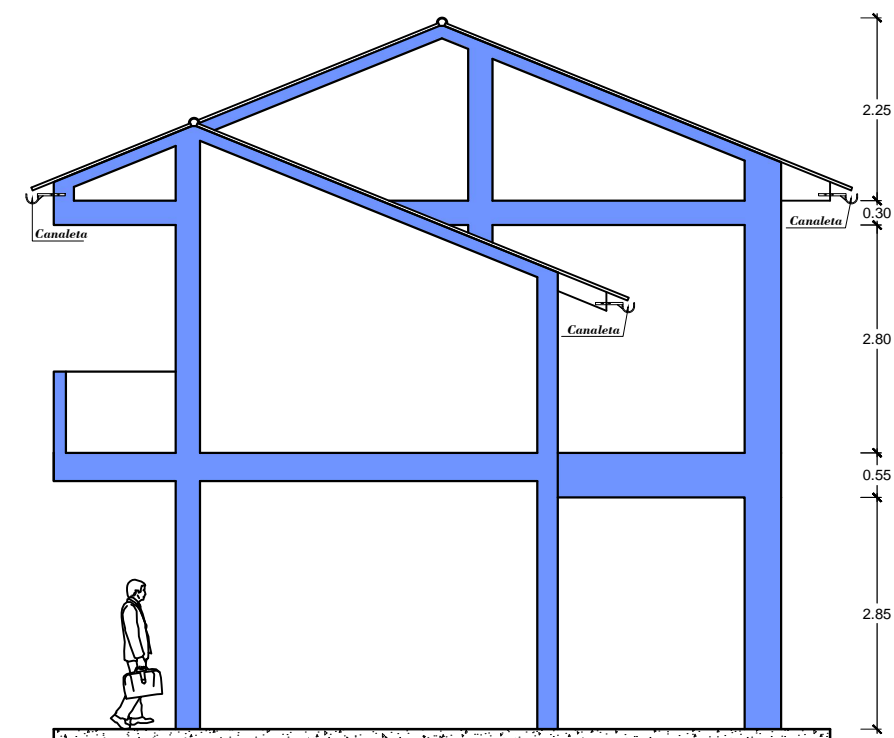
LAMINA: **E-02**

**03 DE 03**



PLANO EN ELEVACIÓN, FRONTAL

ESC. 1/75



PLANO EN ELEVACIÓN, LATERAL

ESC. 1/75



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA**

TEMA: **REPLANTEO DE PLANOS DE I.E.P. 70480**

PLANO: **ARQUITECTURA - ELEVACIONES**

TESISTA: **WILFREDO PACORI ARIZACA**

AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN: **2008**

ENTIDAD EJECUTORA: **INFES**

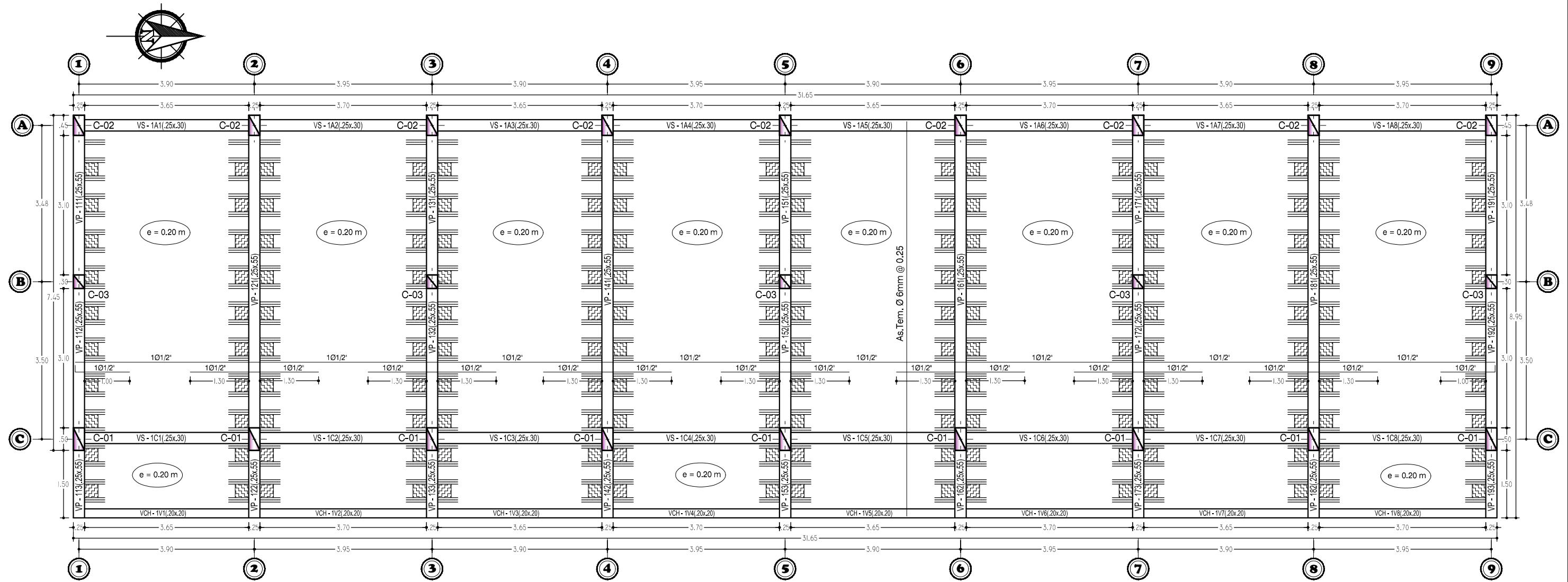
FECHA: **OCTUBRE DEL 2019**

ESCALA: **INDICADA**

LAMINA :

A-01

01 DE 03



LOSA ALGERADO, PRIMER NIVEL  
ESC. 1/75

### CUADRO DE COLUMNAS

<p><b>6Ø5/8"</b></p> <p>C-01</p>	<p><b>6Ø5/8"</b></p> <p>C-02</p>	<p><b>4Ø5/8"</b></p> <p>C-03</p>
<p>Estribos de Ø3/8" 1@0.05, 2@0.10, 1@0.15, R@0.20</p>	<p>Estribos de Ø3/8" 1@0.05, 2@0.10, 1@0.15, R@0.20</p>	<p>Estribos de Ø3/8" 1@0.05, 2@0.10, 1@0.15, R@0.20</p>

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA**

TEMA: **REPLANTEO DE PLANOS DE I.E.P. 70480**

PLANO: **ESTRUCTURAS - LOSA ALIGERADA**

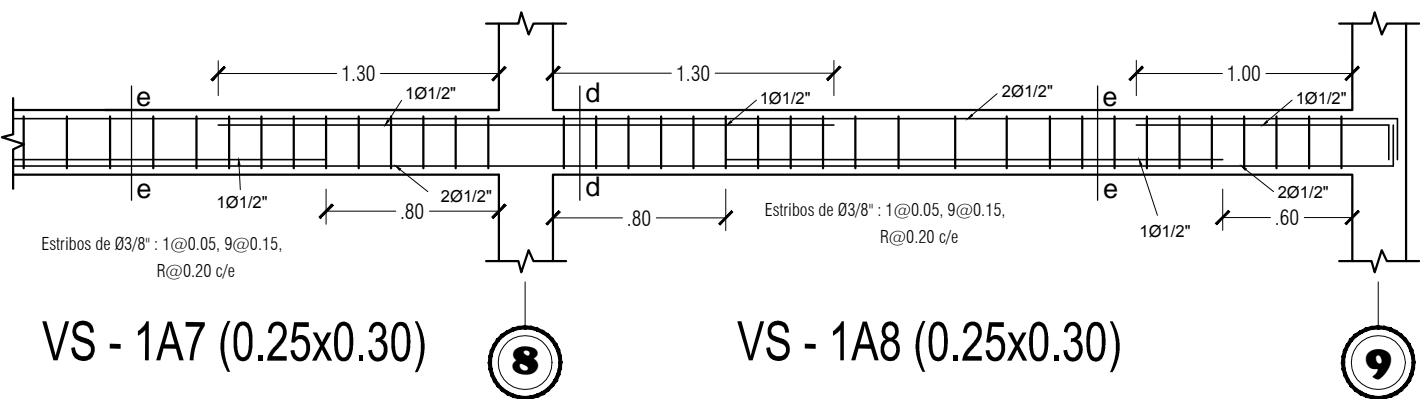
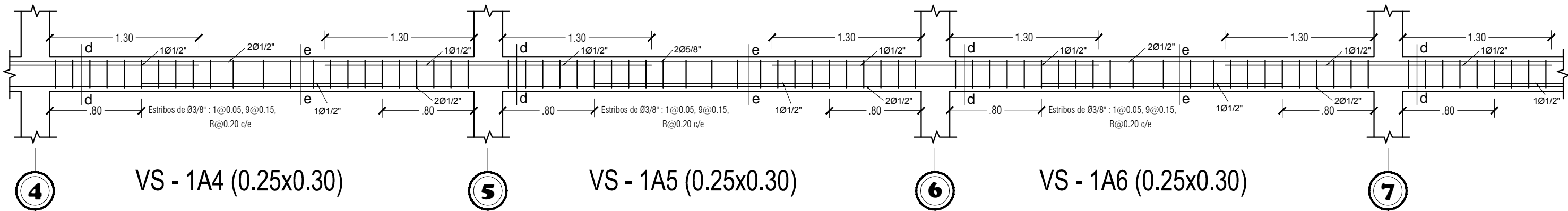
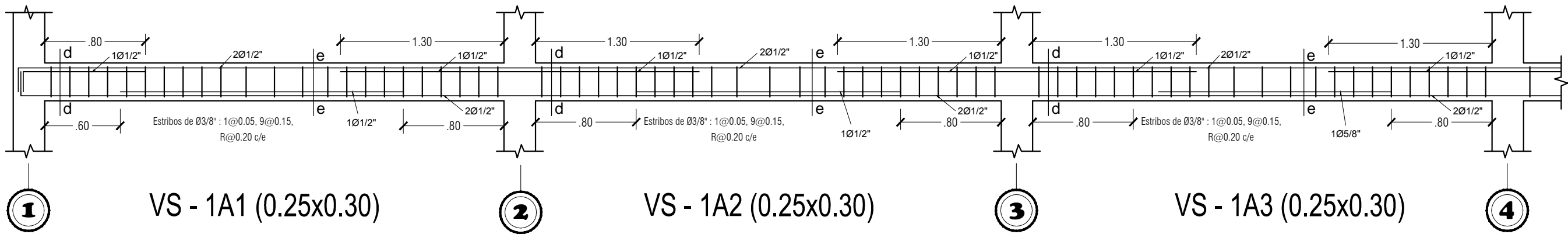
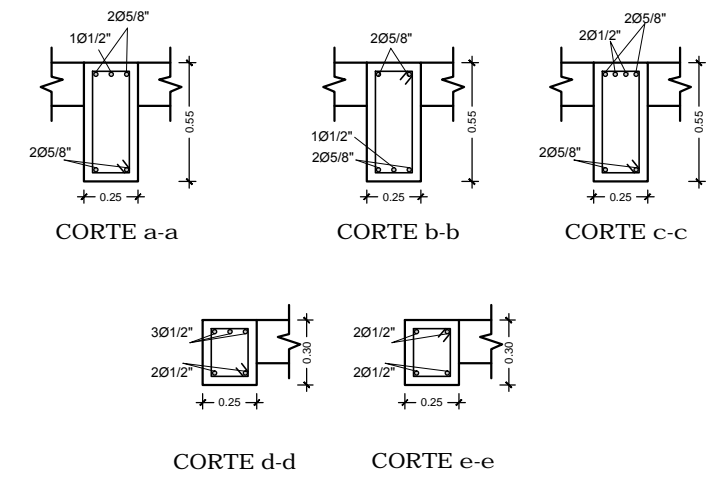
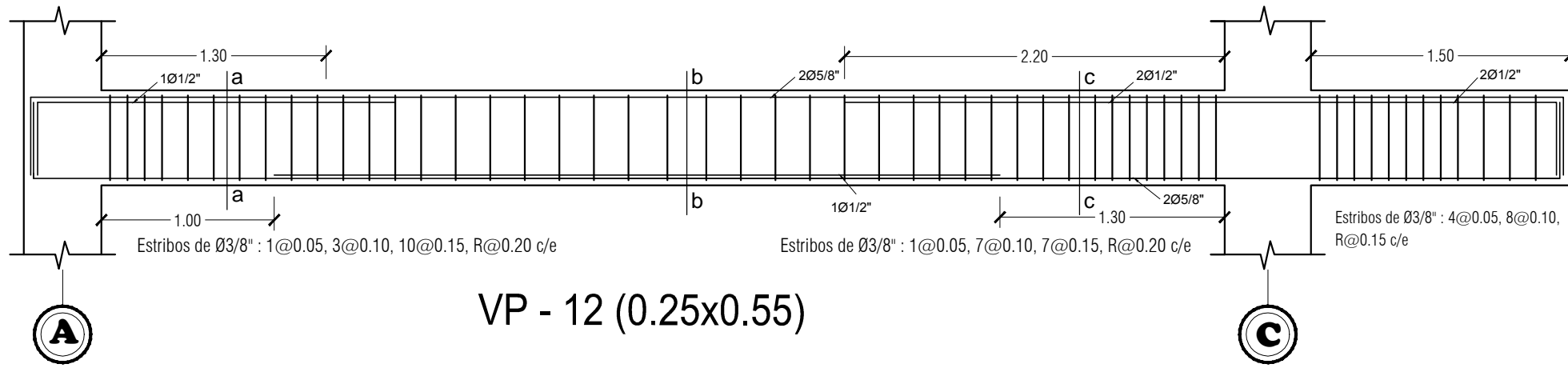
TESISTA: **WILFREDO PACORI ARIZACA**      AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN: **2008**

ENTIDAD EJECUTORA: **INFES**      FECHA: **OCTUBRE DEL 2019**      ESCALA: **INDICADA**

LAMINA:

E-01

02 DE 03



**DETALLES DE VIGAS Y COLUMNAS**  
 ESC. 1/40

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA**

TEMA: **REPLANTEO DE PLANOS DE I.E.P. 70480**

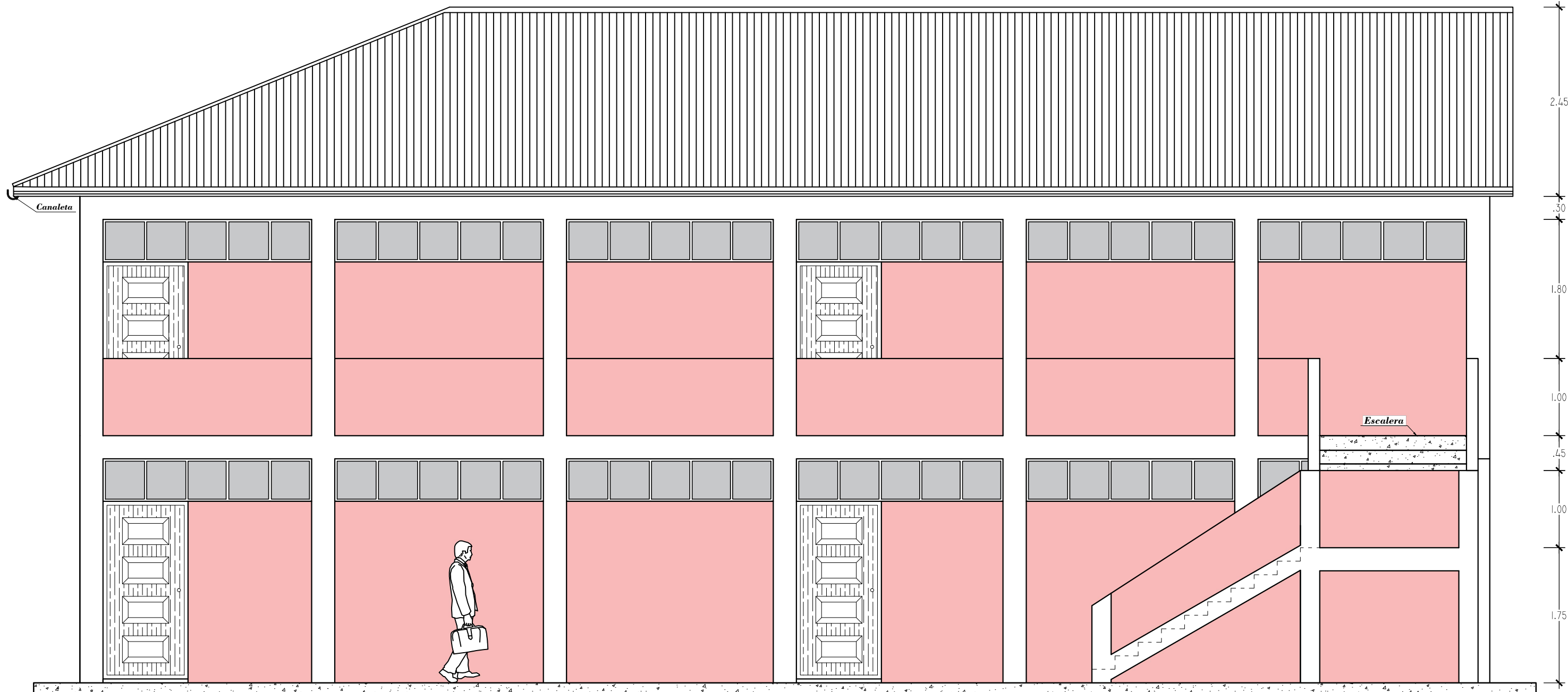
PLANO: **ESTRUCTURAS - DETALLE DE VIGAS Y COLUMNAS**

TESISTA: **WILFREDO PACORI ARIZACA**      AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN: **2008**

ENTIDAD EJECUTORA: **INFES**      FECHA: **OCTUBRE DEL 2019**      ESCALA: **INDICADA**

DPTO: **PUNO**  
 PROV: **MELGAR**  
 DISTR: **AYAVIRI**

LAMINA: **E-02**  
 03 DE 03



PLANO EN ELEVACIÓN, FRONTAL  
 ESC. 1/60



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

TEMA: REPLANTEO DE PLANOS DE I.E.S. ROQUE SAENZ PEÑA

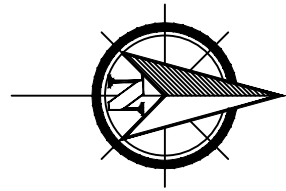
PLANO: **ARQUITECTURA - ELEVACIÓN**

TESISTA: **WILFREDO PACORI ARIZACA**    AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN: **2002**

UBICACION: **I.E.S. ROQUE SAENZ PEÑA**    FECHA: **OCTUBRE DEL 2019**    ESCALA: **INDICADA**

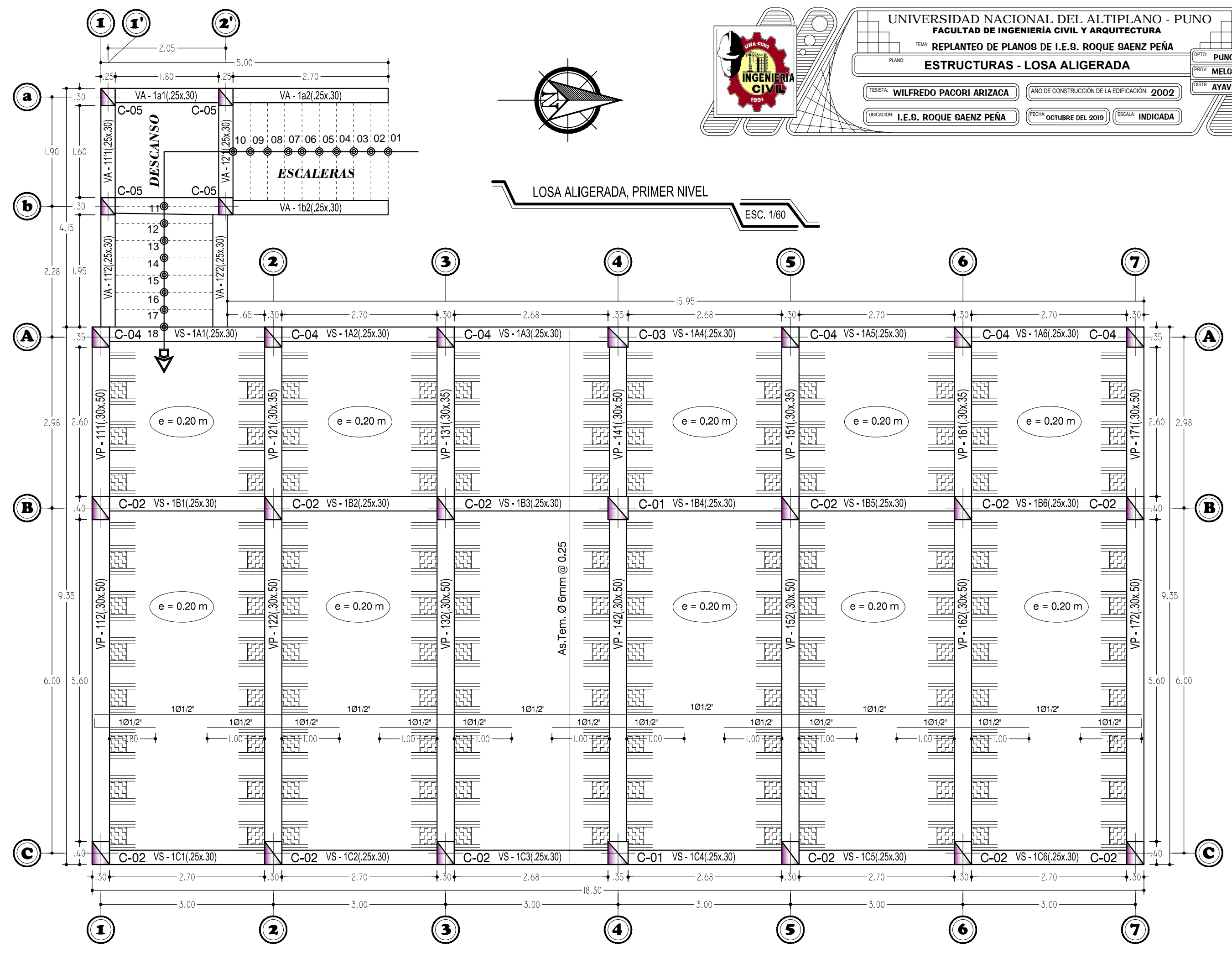
DPTO: **PUNO**  
 PROV: **MELGAR**  
 DISTR: **AYAVIRI**

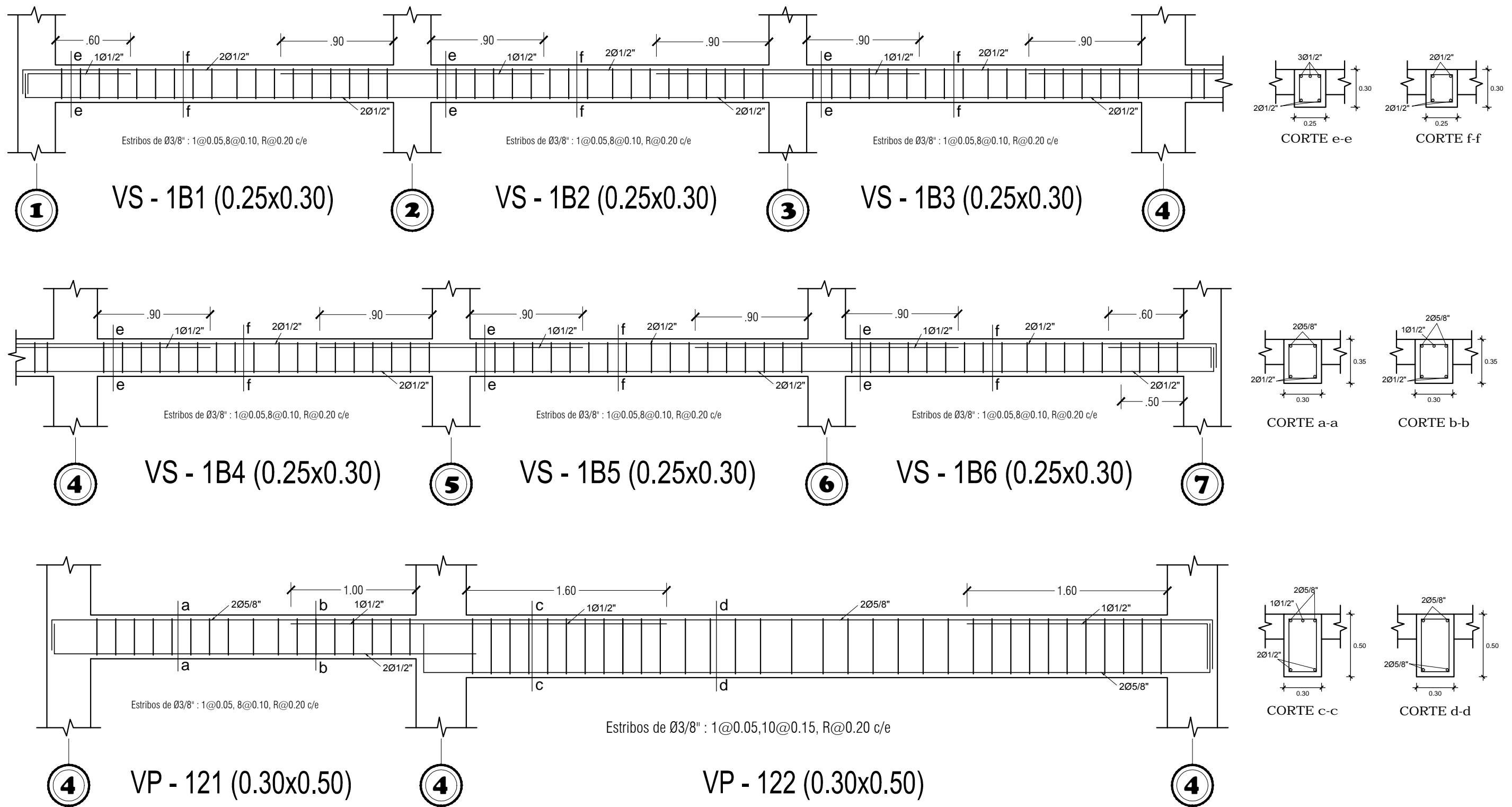
LAMINA :  
**A-01**  
 01 DE 03



LOSA ALIGERADA, PRIMER NIVEL

ESC. 1/60





### DETALLE DE VIGAS Y COLUMNAS

CUADRO DE COLUMNAS				
 <b>C-01</b> Estribos de Ø3/8" 1@0.05, 4@0.15, R@0.20	 <b>C-02</b> Estribos de Ø3/8" 1@0.05, 4@0.15, R@0.20	 <b>C-03</b> Estribos de Ø3/8" 1@0.05, 4@0.15, R@0.20	 <b>C-04</b> Estribos de Ø3/8" 1@0.05, 4@0.15, R@0.20	 <b>C-05</b> Estribos de Ø3/8" 1@0.05, 4@0.15, R@0.20

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA**

**TEMA: REPLANTEO DE PLANOS DE I.E.S. ROQUE SAENZ PEÑA**

**PLANO: ESTRUCTURAS - DETALLES DE VIGAS Y COLUMNAS**

TESISISTA: **WILFREDO PACORI ARIZACA**

AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN: **2002**

UBICACION: **I.E.S. ROQUE SAENZ PEÑA**

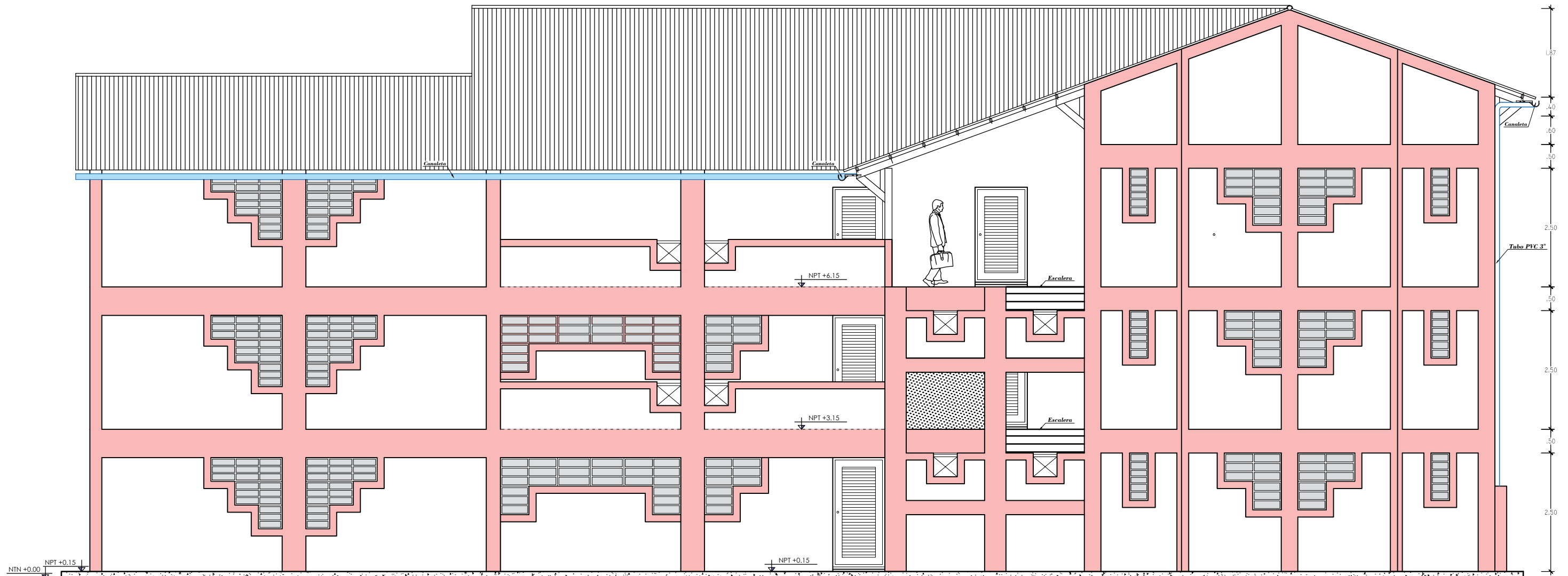
FECHA: **OCTUBRE DEL 2019**

ESCALA: **INDICADA**

LAMINA :

# E-02

03 DE 03



PLANO LATERAL FRONTAL

ESC. 1/75



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA**

TEMA: **REPLANTEO DE PLANOS DE I.E.S. AGROPECUARIO 72**

PLANO: **ARQUITECTURA - ELEVACIONES**

TESISTA: **WILFREDO PACORI ARIZACA**      AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACION: **AÑO 1995**

ENTIDAD EJECUTORA: **PRES - INFES**      FECHA: **OCTUBRE DEL 2019**      ESCALA: **INDICADA**

DPTO: **PUNO**  
 PROV: **MELGAR**  
 DISTR: **AYAVIRI**

LAMINA :  
**A-01**  
 01 DE 04





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA

TEMA: REPLANTEO DE PLANOS DE I.E.S. AGROPECUARIO 72

PLANO: ESTRUCTURAS - LOSA ALIGERADA

TESISTA: WILFREDO PACORI ARIZACA

AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN: AÑO 1995

ENTIDAD EJECUTORA: PRES - INFES

FECHA: OCTUBRE DEL 2019

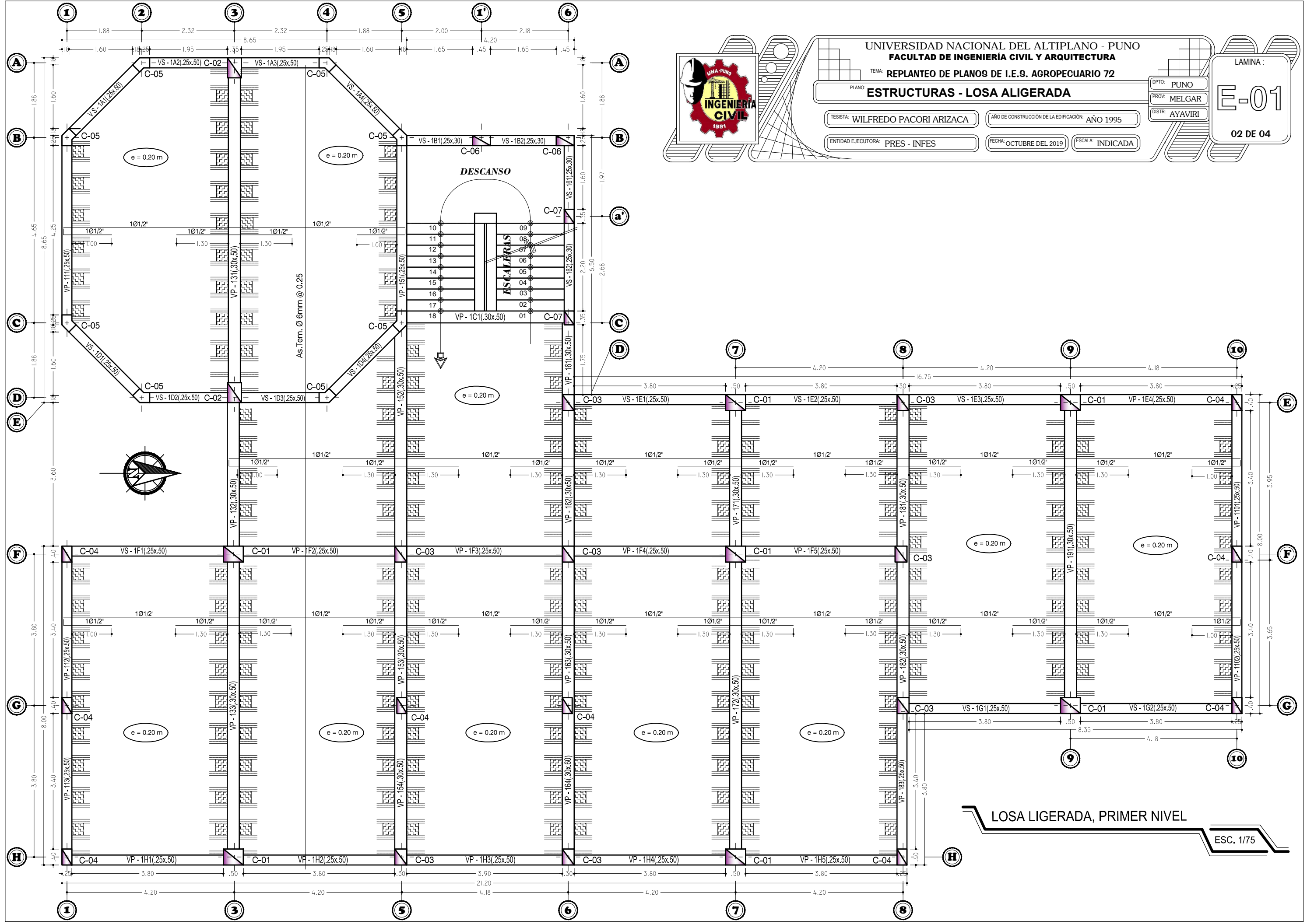
ESCALA: INDICADA

DPTO: PUNO  
PROV: MELGAR  
DISTR: AYAVIRI

LAMINA:

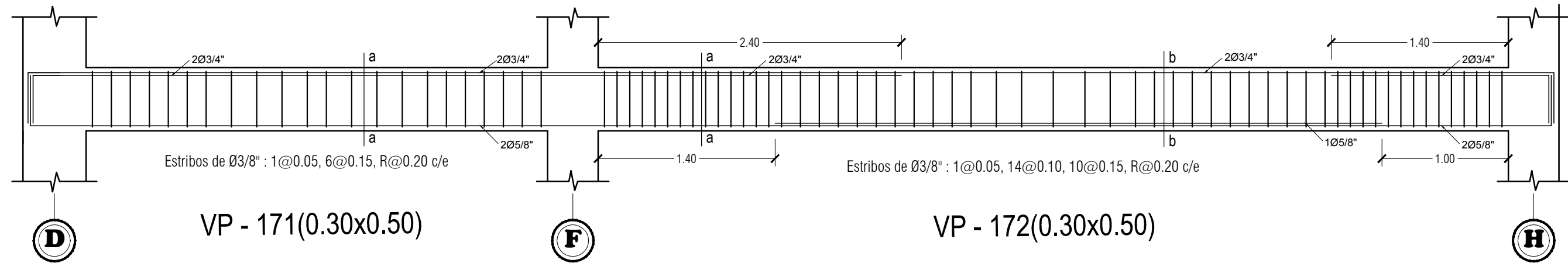
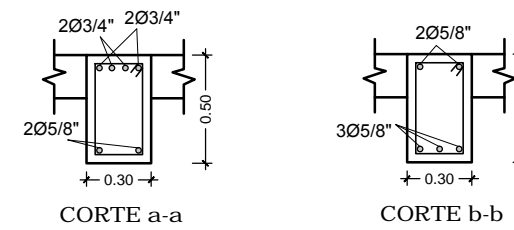
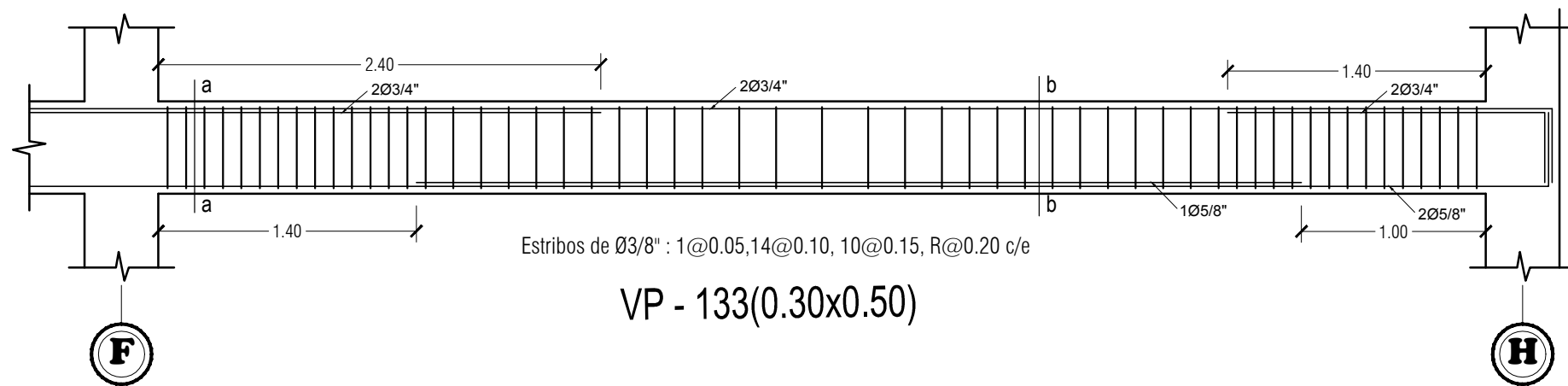
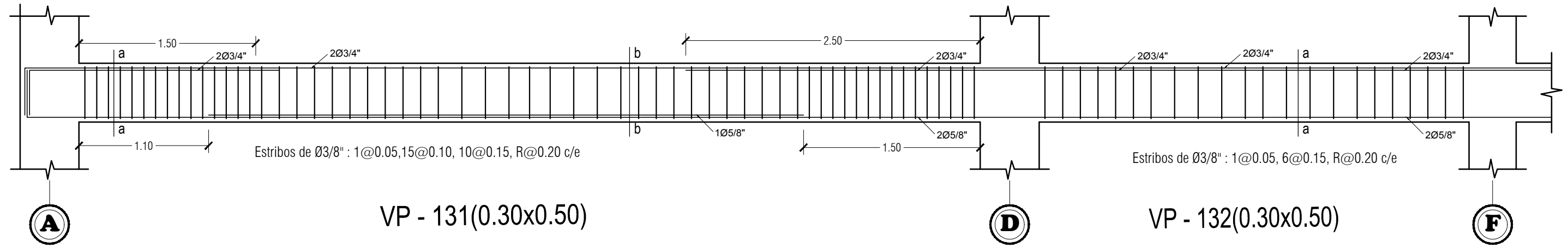
E-01

02 DE 04



LOSA LIGERADA, PRIMER NIVEL

ESC. 1/75



CUADRO DE COLUMNAS

<p>C-01</p> <p>Estribos de Ø3/8" 1@0.05, 2@0.10, 1@0.15, R@0.20</p>	<p>C-02</p> <p>Estribos de Ø3/8" 1@0.05, 2@0.10, 1@0.15, R@0.20</p>	<p>C-03</p> <p>Estribos de Ø3/8" 1@0.05, 2@0.10, 1@0.15, R@0.20</p>	<p>C-04</p> <p>Estribos de Ø3/8" 1@0.05, 2@0.10, 1@0.15, R@0.20</p>	<p>C-05</p> <p>Estribos de Ø3/8" 1@0.05, 2@0.10, 1@0.15, R@0.20</p>
---	---	---	---	---

DETALLE DE VIGAS Y COLUMNAS

ESC. 1/40

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

TEMA: REPLANTEO DE PLANOS DE I.E.S. AGROPECUARIO 72

PLANO: **ESTRUCTURAS - DETALLES DE VIGAS Y COLUMNAS**

TESISTA: WILFREDO PACORI ARIZACA

ENTIDAD EJECUTORA: PRES - INFES

AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN: AÑO 1995

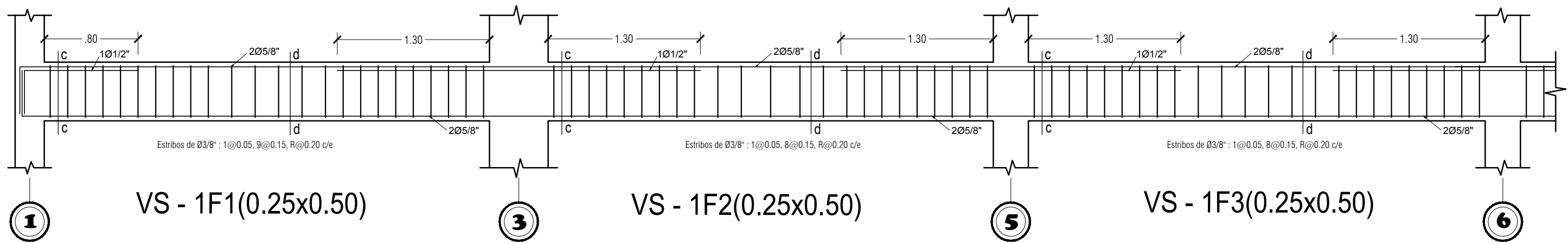
FECHA: OCTUBRE DE 2019

ESCALA: INDICADA

DPTO: PUNO  
PROV: MELGAR  
DISTR: AYAVIRI

LAMINA: **E-02**

03 DE 04



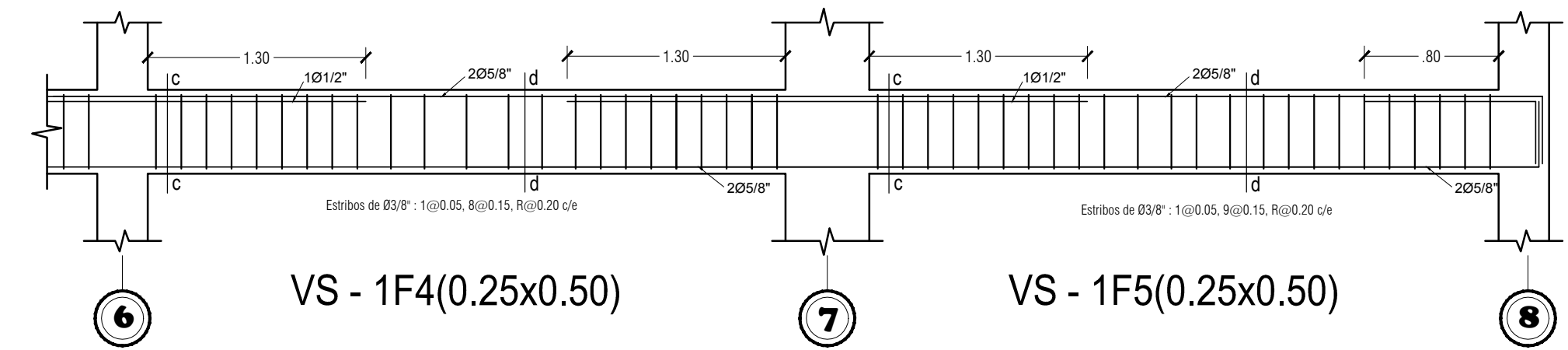
3

VS - 1F2(0.25x0.50)

5

VS - 1F3(0.25x0.50)

6

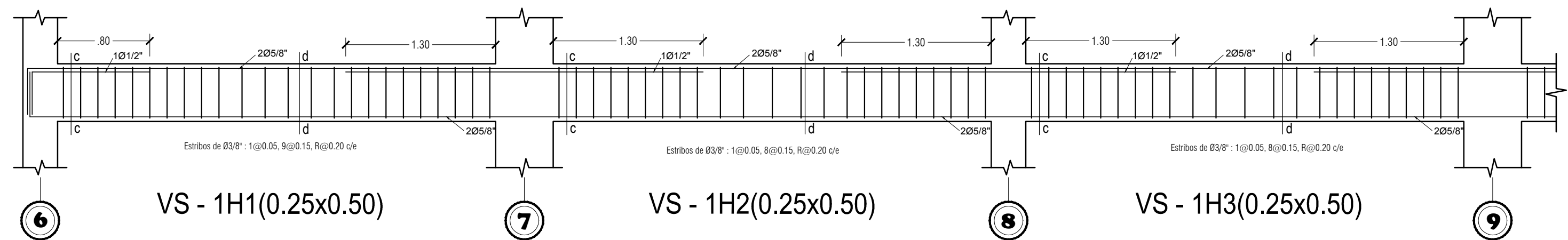
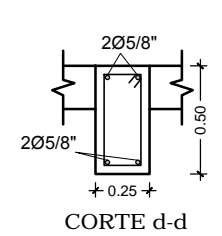
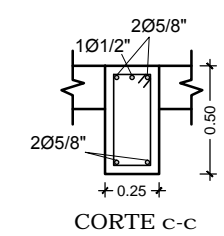


6

7

VS - 1F5(0.25x0.50)

8



6

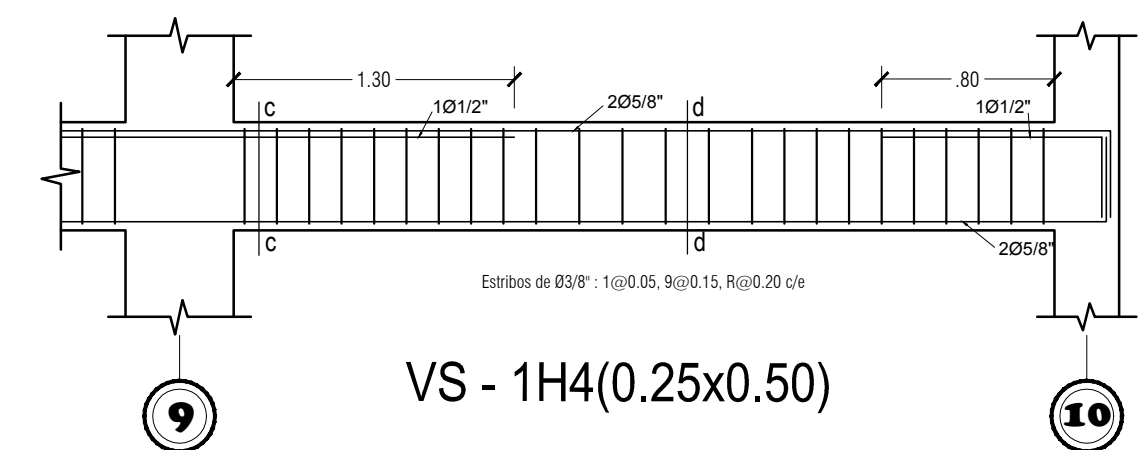
7

VS - 1H2(0.25x0.50)

8

VS - 1H3(0.25x0.50)

9



9

10

DETALLE DE VIGAS Y COLUMNAS  
ESC. 1/40

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

TEMA: REPLANTEO DE PLANOS DE I.E.S. AGROPECUARIO 72

PLANO: ESTRUCTURAS - DETALLES DE VIGAS Y COLUMNAS

TESISTA: WILFREDO PACORI ARIZACA

ENTIDAD EJECUTORA: PRES - INFES

AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN: AÑO 1995

FECHA: OCTUBRE DE 2019

ESCALA: INDICADA

DPTO: PUNO  
PROV: MELGAR  
DISTR: AYAVIRI

LAMINA: E-03

04 DE 04



PLANO EN ELEVACIÓN, FRONTAL

ESC. 1/50



**INGENIERÍA CIVIL**  
1991

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA**

TEMA: **REPLANTEO DE PLANOS DE I.E.P. 71011 SAN LUIS GONZAGA**

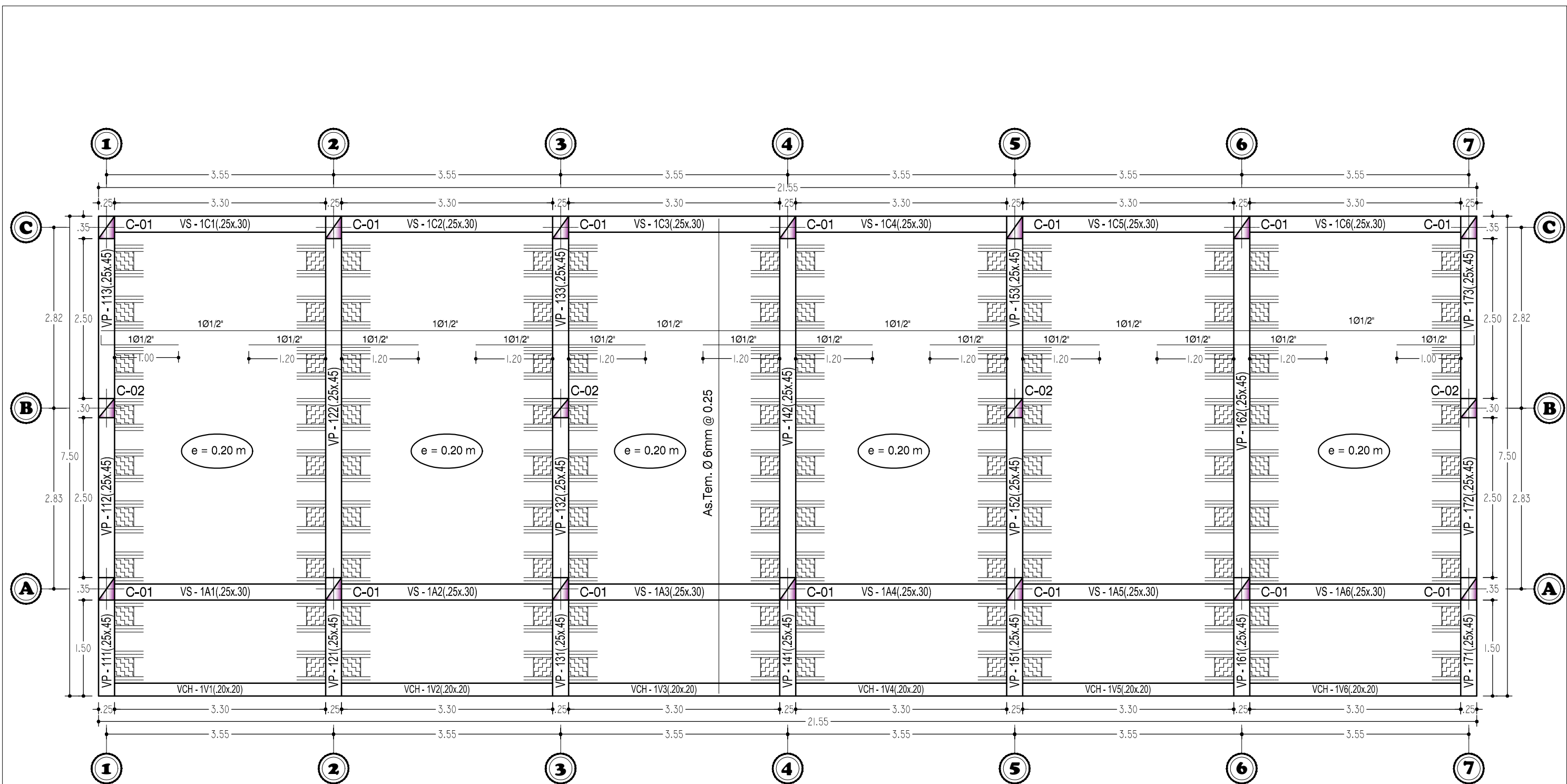
PLANO: **ARQUITECTURA - ELEVACIONES**

TESISTA: **WILFREDO PACORI ARIZACA**      AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN: **AÑO 1998**

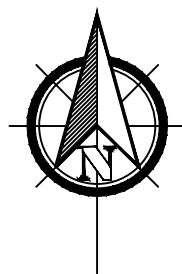
UBICACION: **I.E.P. 71011 SAN LUIS GONZAGA**      FECHA: **OCTUBRE DEL 2019**      ESCALA: **INDICADA**

DPTO: **PUNO**  
PROV: **MELGAR**  
DISTR: **AYAVIRI**

LAMINA: **A-01**  
**01 DE 03**



LOSA ALIGERADA, PRIMER NIVEL  
 ESC. 1/50



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

TEMA: REPLANTEO DE PLANOS DE I.E.P. 71011 SAN LUIS GONZAGA

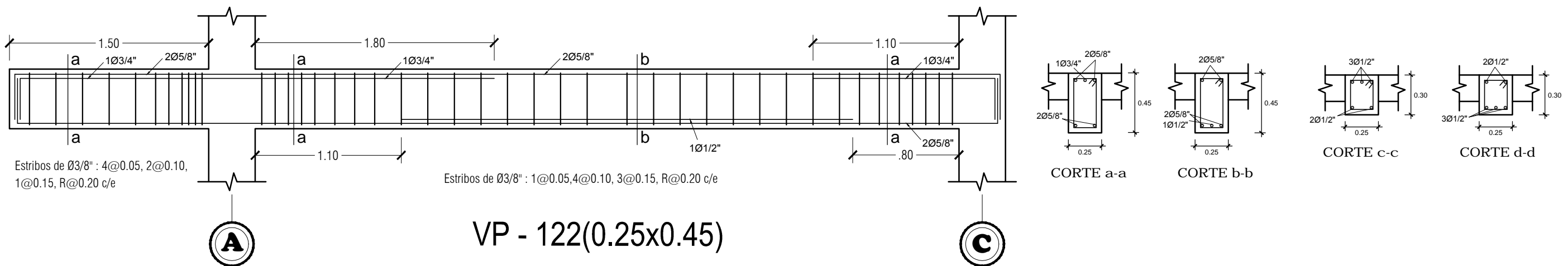
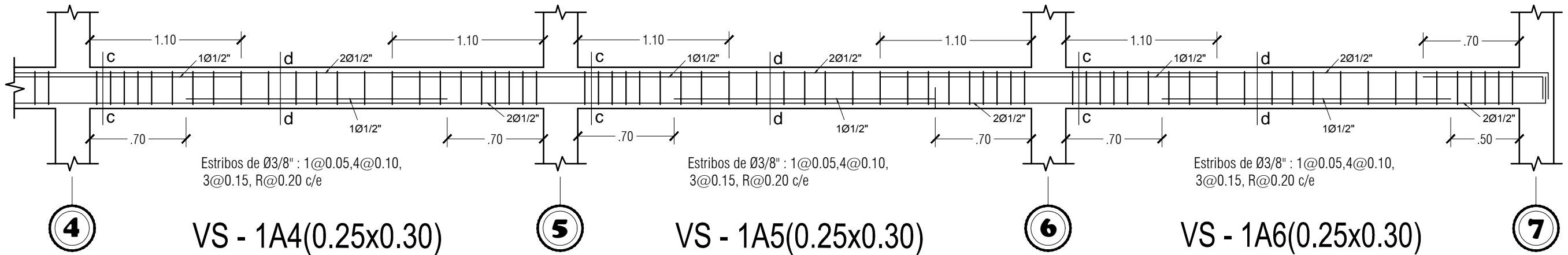
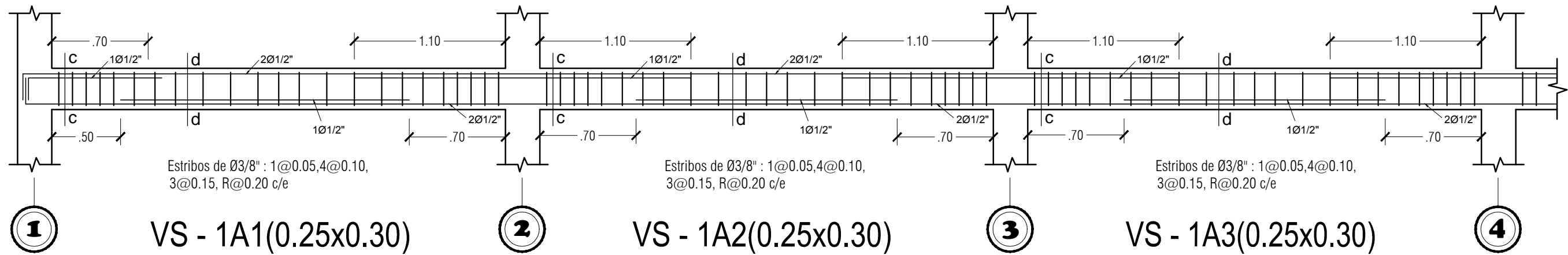
PLANO: **ESTRUCTURAS - LOSA ALIGERADA**

TESISTA: WILFREDO PACORI ARIZACA      AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN: AÑO 1998

UBICACION: I.E.P. 71011 SAN LUIS GONZAGA      FECHA: OCTUBRE DEL 2019      ESCALA: INDICADA

DPTO: PUNO  
 PROV: MELGAR  
 DISTR: AYAVIRI

LAMINA: **E-01**  
 02 DE 03



CUADRO DE COLUMNAS	
6Ø5/8"  C-01 Etribos de Ø3/8" 1@0.05, 2@0.10, 1@0.15, R@0.20	4 Ø5/8"  C-02 Etribos de Ø3/8" 1@0.05, 2@0.10, 1@0.15, R@0.20

DETALLE DE VIGAS Y COLUMNAS  
ESC. 1/40

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

TEMA: REPLANTEO DE PLANOS DE I.E.P. 71011 SAN LUIS GONZAGA

PLANO: **ESTRUCTURAS - DETALLES DE VIGAS Y COLUMNAS**

TESISTA: WILFREDO PACORI ARIZACA    AÑO DE CONSTRUCCIÓN DE LA EDIFICACIÓN: AÑO 1998

UBICACION: I.E.P. 71011 SAN LUIS GONZAGA    FECHA: OCTUBRE DEL 2019    ESCALA: INDICADA

LAMINA :  
**E-02**

03 DE 03