



Universidad Nacional
SAN LUIS GONZAGA



[Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/)

Esta licencia permite a otras combinar, retocar, y crear a partir de su obra de forma no comercial, siempre y cuando den crédito y licencia a nuevas creaciones bajo los mismos términos.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0>



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
UNIDAD DE INVESTIGACION

EVALUACION DE ORIGINALIDAD - 2022

N° 085 – 84108329 / 2022

CONSTANCIA

El que suscribe, deja constancia que se la realizado el análisis con el software de verificación de similitud al documento **INFORME FINAL DE TESIS** cuyo título es:

**APORTES DE LA NORMA E.060 – 2009 CON RESPECTO A LA
NORMA E.060 - 1989 EN EL DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN
CON FINES DE HOSPEDAJE DE CUATRO PISOS DE
CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE ICA**

presentado por:


ANAYHUAMAN SOTO, RENSO JUSTO

Bachiller del nivel de **PREGRADO** de la Facultad de Ingeniería Civil. El resultado obtenido es **3% de similitud** por el cual se otorga el calificativo de **APROBADO**, según Reglamento para la evaluación de la Originalidad de los documentos de investigación.

Se adjunta al presente el reporte de evaluación con el software de verificación de originalidad.

Ica, 26 marzo de 2022


DAVID MOTTA HUAYANCA
Técnico Operador Tecnológico:


DR. ING. MARTIN HAMILTON WILSON HUAMANCHUMO
Director de la Unidad de Investigación de la FIC

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PLAN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

MODALIDAD:
TESIS DE GRADO

TITULO:
**APORTES DE LA NORMA E.060 - 2009 CON RESPECTO A LA
NORMA E.060 - 1989 EN EL DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN
CON FINES DE HOSPEDAJE DE CUATRO PISOS DE
CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE ICA**

AUTOR:
BACH. RENSO JUSTO ANAYHUAMAN SOTO

ASESOR:
ING. LUIS ENRIQUE MINA APARICIO

ICA – PERÚ
2020

AGRADECIMIENTO

A mis padres, en especial a mi madre Nira Soto Castro, por su infinito amor

A mi abuela que está cuidándome desde el cielo

A mis hermanos que me dio la vida por su cariño y motivación, y aquellas personas especiales en mi vida que influyen para hacerme una mejor persona cada día y luchar por mis sueños, los cuales ayudaron a que culmine con éxito esta meta

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO	-1-
ÍNDICE GENERAL	-2-
RESUMEN	-7-
SUMMARY	-8-
INTRODUCCIÓN	-9-
CAPÍTULO 1 – MARCO TEÓRICO	- 11 -
1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.	- 11 -
1.1. ANTECEDENTES A NIVEL NACIONAL.	- 11 -
1.2. ANTECEDENTES A NIVEL LOCAL.	- 12 -
2. MARCO TEÓRICO DE LA INVESTIGACIÓN.	- 13 -
3. MARCO CONCEPTUAL DE LA INVESTIGACIÓN.	- 45 -
CAPÍTULO 2 – PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	- 49 -
1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA.	- 49 -

2.	FORMULACIÓN DE PROBLEMAS.	- 50 -
2.1.	PROBLEMA GENERAL.	- 50 -
2.2.	PROBLEMA ESPECÍFICO.	- 51 -
3.	DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA.	- 51 -
3.1.	DELIMITACIÓN ESPACIAL O GEOGRÁFICA.	- 51 -
3.2.	DELIMITACIÓN TEMPORAL.	- 52 -
3.3.	DELIMITACIÓN SOCIAL.	- 52 -
3.4.	DELIMITACIÓN CONCEPTUAL.	- 52 -
4.	JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.	- 52 -
4.1.	JUSTIFICACIÓN.	- 52 -
4.2.	IMPORTANCIA.	- 52 -
5.	OBJETIVOS DE INVESTIGACIÓN.	- 53 -
5.1.	OBJETIVO GENERAL.	- 53 -
5.2.	OBJETIVO ESPECÍFICO.	- 53 -
6.	HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN.	- 54 -
6.1.	HIPÓTESIS GENERAL.	- 54 -
6.2.	HIPÓTESIS ESPECIFICA.	- 54 -

7.	VARIABLES DE INVESTIGACIÓN.	- 55 -
7.1.	IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES.	- 55 -
7.2.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.	- 55 -
CAPÍTULO 3 – ESTRATEGIA METODOLÓGICA		- 56 -
1.	TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.	- 56 -
1.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN.	- 56 -
1.2.	NIVEL DE INVESTIGACIÓN.	- 56 -
1.3.	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.	- 57 -
2.	POBLACIÓN Y MUESTRA MATERIA DE INVESTIGACIÓN.	- 57 -
2.1.	POBLACIÓN DE ESTUDIO.	- 57 -
2.2.	MUESTRA DE ESTUDIO.	- 58 -
CAPÍTULO 4 – TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN		- 59 -
1.	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.	- 59 -
2.	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.	- 59 -

3.	TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO DE DATOS, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.	- 59 -
3.1.	PROCESAMIENTO DE DATOS.	- 60 -
3.2.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.	- 60 -
3.3.	INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.	- 60 -
	CAPÍTULO 5 – PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.	- 61 -
1.	PRESENTACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.	- 61 -
1.1.	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELO.	- 61 -
1.2.	DIMENSIONADO.	- 67 -
1.3.	CARGAS ESTÁTICAS.	- 77 -
1.4.	CARGA SÍSMICA.	- 78 -
1.5.	DESPLAZAMIENTO SÍSMICO.	- 87 -
1.6.	FUERZAS ACTUANTES.	- 95 -
1.7.	FUERZAS RESULTANTES.	- 113 -
2.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.	- 141 -

CAPÍTULO 6 – COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS.	- 150 -
1. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL.	- 150 -
2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECIFICAS.	- 150 -
CONCLUSIONES.	- 153 -
RECOMENDACIONES.	- 157 -
FUENTES DE INFORMACIÓN.	- 159 -
ANEXOS.	- 160 -

RESUMEN

La presente investigación tiene como objetivo “Identificar los aportes de la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 - 1989 en el diseño de una edificación con fines de hospedaje de cuatro pisos de concreto armado en la ciudad de Ica.”

Para ello se analizar una edificación que emplea como sistema estructural los pórticos de concreto armado de 04 pisos ubicado en la ciudad de Ica, el cual se empleara como restaurante y hospedaje.

La investigación se justifica en la necesidad de mejorar el conocimiento de los estudiantes y profesionales de la carrera de ingeniería civil sobre el análisis y diseño de edificaciones de concreto armado.

SUMMARY

The purpose of this research is to “Identify the contributions of standard E.060 - 2009 with respect to standard E.060 - 1989 in the design of a building for the purpose of housing four floors of reinforced concrete in the city of Ica.”

For this purpose, a building that uses the 04-story reinforced concrete porticos located in the city of Ica, which will be used as a restaurant and lodging, will be analyzed.

The research is justified in the need to improve the knowledge of the students and professionals of the civil engineering career on the analysis and design of reinforced concrete buildings.

INTRODUCCIÓN

El concreto armado es una de los materiales mas empleados en la construcción de edificaciones, empleados desde los años 40, es un material que goza de confianza. Sin embargo, estas edificaciones suelen tener problemas cuando están mal diseñadas, construidas o mantenidas. Por este motivo el estado desarrolla normas que rigen el diseño construcción y mantenimiento de estas estructuras.

Actualmente contamos con la norma E.060 versión 2009, la cual ha tenido modificaciones desde la elaboración del reglamento de diseño y construcción en el país en los años 70, por lo que con fines educacionales se plantea en la presente investigación analizar las modificaciones que ha tenido la norma en el diseño la norma actual con la versión anterior, la norma de 1989.

Para ello se plantea como objetivo “Identificar los aportes de la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 - 1989 en el diseño de una edificación con fines de hospedaje de cuatro pisos de concreto armado en la ciudad de Ica.”, siendo necesario desarrollar:

- En el Capítulo 1 se desarrolla los marcos teóricos y conceptuales necesarios para llevar a cabo la investigación y proporciona antecedentes sobre los temas planteados.
- En el Capítulo 2 se desarrolla las preguntas de investigación, los objetivos de investigación y las hipótesis de investigación con las cuales se orienta el trabajo realizado.

- En el Capítulo 3 se identifica el tipo de investigación, así como su nivel y diseño. Además, se identifica la población de estudio y la muestra del mismo.
- En el Capítulo 4, se plantea las técnicas e instrumentos a emplear para realizar el trabajo de recolección de la información, así como su procesamiento y análisis.
- En el Capítulo 5 se presenta el procesamiento de la información, así como los resultados y su análisis, con el objetivo el contraste de las hipótesis.
- En el Capítulo 6 se presenta el contraste de las hipótesis empleando para ello el análisis de los resultados obtenidos del procesamiento de la información,

Al final, se presentan las conclusiones y recomendaciones de la investigación de acuerdo a los hallazgos durante la etapa de procesamiento.

CAPÍTULO 1 – MARCO TEÓRICO

1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.

1.1. ANTECEDENTES A NIVEL NACIONAL.

Víctor Armando Portilla Yupanqui, (2020) en “Diseño estructural de un Edificio de Concreto Armado en Surco”, tesis de la Pontificia Universidad Católica del Perú, plantea como objetivo “analizar y diseñar la estructura del edificio multifamiliar de ocho niveles superiores y tres sótanos ubicado en el distrito de Surco, en el departamento de Lima.”

Mayra Alejandra Guillén Jiménez y Leónidas Jaqui Caveró (2016) en “Análisis del Sistema Estructural de Concreto Armado Sismorresistente en Edificaciones: Multifamiliar de Cinco Pisos”, tesis de la Universidad San Martín de Porras, plantea como objetivo “Analizar el sistema estructural de un edificio multifamiliar de cinco pisos de concreto armado.”

Jhon Andy Calsin Ascurra y Gisel Noem Veliz Francia (2018) en “Propuesta de diseño estructural de un edificio comercial de 4 pisos con estructuras de concreto industrializado y placas de concreto in situ en la ciudad de Lima Metropolitana” de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, plantea como objetivo “revisar los criterios técnicos del diseño estructural para edificios con concreto industrializado y placas de concreto in situ planteados en la norma E.060, a su vez que se realiza la propuesta de diseño estructural de un edificio comercial de

4 pisos con estructuras de concreto industrializado y placas de concreto in situ en la ciudad de Lima Metropolitana.”

1.2. ANTECEDENTES A NIVEL LOCAL.

Wilfredo Abel Quijandria Ramos (2012) en “Análisis y Diseño de una Edificación Educativa de Concreto Armado”, tesis de la Universidad Nacional San Luis Gonzaga, plantea como objetivo “analizar y diseñar la estructura de concreto armado de una institución educativa empleando la norma E.060: Concreto Armado.”

Luis Alfredo Moquillaza de la Cruz (2004) en “Análisis y Diseño de una Estructura de Concreto Armado de Tres Pisos Destinada para Oficinas”, tesis de la Universidad Nacional San Luis Gonzaga, plantea como objetivo “analizar y diseñar la estructura de concreto armado de una edificación destinada para oficinas empleando la norma E.060: Concreto Armado.”

Carlos Alberto Vega Anchante (2004) en “Diseño de una Estructura de Concreto Armado de Tres Pisos”, tesis de la Universidad Nacional San Luis Gonzaga, plantea como objetivo “analizar y diseñar la estructura de concreto armado de una edificación destinada para oficinas empleando la norma E.060: Concreto Armado.”

2. MARCO TEÓRICO DE LA INVESTIGACIÓN.

MÉTODOS DE DISEÑO.

La Norma E.060 – 2009, en el artículo 8.1, establece que “Para el diseño de estructuras de concreto armado se utilizará el Diseño por Resistencia. Deberá proporcionarse a todas las secciones de los elementos estructurales Resistencias de Diseño (ϕR_n) adecuadas, de acuerdo con las disposiciones de esta Norma, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia (ϕ).”

La Norma E.060 – 1989, en el artículo 9.1, establece que “En el diseño de concreto armado, los elementos deben proporcionarse para una resistencia adecuada de acuerdo a las disposiciones de esta, utilizando factores de carga y factores de reducción de resistencia especificados en la norma”.

En ambas versiones de la norma se establece que la resistencia de los elementos debe ser mayor a la fuerza actuante, siendo la resistencia disminuida por un factor y la fuerza actuante incrementada por un factor de carga.

CARGAS.

La Norma E.060 – 2009, en el artículo 8.2, establece que “las estructuras deberán diseñarse para resistir todas las cargas que puedan obrar sobre ella durante su vida útil.”

Además, “las cargas serán las estipuladas en la Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas, con las reducciones de sobrecarga que en ella se permiten, y las acciones sísmicas serán las prescritas en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.”

La Norma E.060 – 1989, en el artículo 9.2, establece que “las cargas de servicio cumplirán con lo estipulado en la norma E.020 Cargas y la norma E.030 diseño sismorresistente.”

Además, “Las cargas de gravedad se podrán combinar de acuerdo a lo siguiente:”

- Carga muerta aplicada sobre todos los tramos, con la totalidad de la carga viva aplicada simultáneamente en todos los tramos.”
- “La carga muerta aplicada sobre todos los tramos, con la totalidad de la carga viva en dos tramos adyacentes.”
- “La carga muerta aplicada sobre todos los tramos con la totalidad de la carga viva en tramos alternos.”

En la versión de 1989 de la norma se establecía una serie de combinaciones de carga de carga viva donde se establece su participación en cada uno de los tramos sobre la losa o sobre las vigas. En norma actual esta distribución se toma en cuenta en el artículo 8.9.

“Se permite suponer que la disposición de las cargas está limitada a las combinaciones siguientes:”

- “Carga muerta amplificada en todos los tramos con la carga viva amplificada en dos tramos adyacentes.”
- “Carga muerta amplificada en todos los tramos con la carga viva amplificada en tramos alternados.”

MÉTODOS DE ANÁLISIS.

La Norma E.060 – 2009, en el artículo 8.3, establece que “Todos los elementos estructurales deberán diseñarse para resistir los efectos máximos producidos por las cargas amplificadas, determinados por medio del análisis estructural, suponiendo una respuesta lineal elástica de la estructura.”

La Norma E.060 – 1989, en el artículo 9.3, establece que “todos los elementos de pórticos o construcciones continuas podrán diseñarse en base a los efectos que se determinen del análisis, suponiendo comportamiento elástico del material, salvo el caso en que se usen métodos simplificados de análisis.”

En ambas versiones de la norma se establece que el diseño de los elementos se debe realizar suponiendo el comportamiento elástico de los materiales.

MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE CORTE.

La Norma E.060 – 2009, en el artículo 8.5, se establece “para concretos de peso unitario w_c comprendido entre 1,450 kg/m³ y 2,500 kg/m³, el módulo de elasticidad, E_c , es:”

$$E_c = (w_c)^{1.5} 0.136 \sqrt{f'_c}$$

Ademas, “en ausencia de resultados experimentales confiables, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante del concreto se podrá suponer igual a:”

$$G_c = E_c / 2.3$$

Ademas, “el módulo de elasticidad, E_s , para el acero de refuerzo no preesforzado puede tomarse como 2´039,432 kg/m² (200,000 MPa.)”

La Norma E.060 – 1989, en el artículo 9.4, establece que “para concreto el peso normal, el modulo de elasticidad (E_c) del concreto podrá tomarse como:”

$$E_c = 15,000 \sqrt{f'_c}$$

Ademas, “El modulo de elasticidad (E_s) del acero podra considerarse como:”

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Se observa que en la nueva norma, en el calculo del modulo de elasticidad del concreto se adiciona el peso especifico.

RESISTENCIA REQUERIDA.

La Norma E.060 – 2009, en el artículo 9.2, se establece que “la resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:”

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

Ademas, “si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (CS), además de lo indicado, la resistencia requerida será como mínimo:”

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0,9 CM \pm CS$$

La Norma E.060 – 1989, en el artículo 10.2, se establece que “la resistencia requerida (U) para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS) deberá ser como mínimo.”

$$U = 1.5 CM + 1.8 CV$$

$$U = 1,25 (CM + CV \pm CS)$$

$$U = 0,9 CM \pm 1.25 CS$$

Se observa que se ha disminuido los factores de amplificación de carga.

RESISTENCIA DE DISEÑO.

La Norma E.060 – 2009, en el artículo 9.3, se establece que “Las resistencias de diseño (ϕR_n) proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de esta Norma, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia especificados a continuación.”

- Flexión sin carga axial: 0.90
- Carga axial de compresión con o sin flexión:
- Elementos con refuerzo en espiral: 0.75
- Otros elementos: 0.70
- Cortante y torsión: 0.85

La Norma E.060 – 1989, en el artículo 10.2, se establece que “la resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones trasversales en términos de flexión, carga axial, cortante y torción deberá tomarse como la resistencia nominal) resistencia proporcionada considerando el refuerzo realmente colocado), calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de esta norma. Multiplicada por un factor ϕ de reducción de resistencia.”

- Flexión sin carga axial: 0.90
- Flexión con carga axial de compresión y para compresión sin flexión:
 - Elementos con refuerzo en espiral: 0.75
 - Otros elementos: 0.70
- Corte sin o con torsión: 0.85

En ambas normas se mantiene los mismos valores para los factores de disminución de carga.

MÉTODO DE DISEÑO PARA VIGUETAS.

Según Ing. Roberto Morales Morales y la norma E.060 versión 1989 y 2009 en el diseño de los las viguetas se debe tener en cuenta la resistencia de esta frente a los Momentos Flectores (M_u) y la Fuerzas Cortantes (V_u), siendo necesario para ello realizar los cálculos respectivos.”

MOMENTO FLECTOR

Para el diseño por flexión se calcula el acero de refuerzo longitudinal que requiere la vigueta en función del Momentos Flectores (M_u) que se presenta sobre el elemento, para ello se hace uso de las siguientes expresiones:

$$M_u = \phi f'_c b d^2 w (1 - 0.59w)$$

Calculando el valor de w :

$$0.59w^2 - w + \left(\frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} \right) = 0$$

$$\rho = w f'_c / f_y$$

$$A_s = \rho b d$$

Dónde:

M_u : Momento actuante ultima.

w : Cuantía mecánica.

b : Base de la sección.

d : Peralte de la sección.

ϕ : Factor de reducción por flexión (0.90)

ρ : Cuantía de acero en tracción.

A_s : Área de acero frente a la fuerza de tracción.

Del desarrollo de la ecuación se obtiene:

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36x}}{1.18}$$

$$x = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2}$$

Cuando se realiza el cálculo del acero, se debe verificar que los resultados estén en el rango de cuantía mínima (ρ_{min}) y cuantía máxima (ρ_{max}). Se debe tener en cuenta que la cuantía es la relación entre el área de acero y el área de concreto de una sección.

La cuantía mínima para elementos tipo losa, que emplean varillas de acero corrugado, es de 0.0020.

La cuantía máxima para elementos tipo losa es el 75% de la cuantía balanceada.

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

La cuantía balanceada es el punto donde el acero alcanza la resistencia de fluencia y de forma simultanea el concreto alcanza la deformación a compresión máxima de 0.003. Se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$\rho_b = \beta \cdot 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6,000}{6,000 + f_y} \right)$$

f'_c (kg/cm ²)	210	280	350	420
β_1	0.85	0.85	0.80	0.75
$\bar{\rho}_b$	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
$0.75\bar{\rho}_b$	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283
$0.5\bar{\rho}_b$	0.0107	0.0143	0.0167	0.0189

La viga se diseña como una sección rectangular de base o ancho (b) en la zona negativa de 10 cm y en la zona positiva de 40 cm. Sin

embargo, en la zona positiva, se debe verificar que el área de compresión este dentro de la zona del ala, es decir que el valor de a sea menor al espesor de la losa ($a \leq 5 \text{ cm}$). En caso esto no se cumple la sección se diseña como una sección T.

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

Donde:

A_s : Área de acero frente a la fuerza de tracción.

f_y : Resistencia del acero.

f'_c : Resistencia del concreto.

b : Ancho de la sección.

FUERZA CORTANTE

Para el diseño por fuerzas cortantes es necesario verificar la resistencia de la sección de concreto sea mayor frente a la fuerza cortante (V_u), para lo cual se calcula la resistencia de la sección mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 1.10(\phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d)$$

Dónde:

ϕV_c : Resistencia al corte de la sección.

f'_c : Resistencia del concreto.

b : Ancho de la sección.

d : Peralte de la sección.

ϕ : Factor de reducción por corte (0.85)

Para el caso de losas aligerada se puede considerar un incremento del 10% de la resistencia al corte.

La verificación se realiza a una distancia igual al peralte de la losa (d), para lo cual se puede emplear la siguiente expresión para calcular la fuerza cortante en dicha posición.

$$V_d = V_u - w_u d$$

Donde:

V_d : Fuerza cortante de diseño.

V_u : Fuerza cortante actuante ultima.

w_u : Carga ultima distribuida.

d : Peralte de la sección.

En caso la cortante de diseño (V_d) tiene un valor mayor a la resistencia al corte de la sección (V_c) se puede ensanchar las viguetas en la zona

cerca de los apoyos, de forma tal que se incremente la resistencia al corte de la sección.

MÉTODO DE DISEÑO PARA VIGA PERALTADA.

Según Ing. Roberto Morales Morales y la norma E.060 versión 1989 y 2009 en el diseño de las vigas peraltadas se debe tener en cuenta la resistencia de esta frente a los Momentos Flectores (M_u) y la Fuerzas Cortantes (V_u), siendo necesario para ello realizar los cálculos respectivos.

MOMENTO FLECTOR

Para el diseño por flexión se calcula el acero de refuerzo longitudinal que requiere la viga en función del Momentos Flectores (M_u) que se presenta sobre el elemento, para ello se hace uso de las siguientes expresiones:

$$M_u = \phi f'_c b d^2 w (1 - 0.59w)$$

Calculando el valor de w :

$$0.59w^2 - w + \left(\frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} \right) = 0$$

$$\rho = w f'_c / f_y$$

$$A_s = \rho b d$$

Dónde:

M_u : Momento actuante última.

w : Cuantía mecánica.

b : Base de la sección.

d : Peralte de la sección.

ϕ : Factor de reducción por flexión (0.90)

ρ : Cuantía de acero en tracción.

A_s : Área de acero frente a la fuerza de tracción.

Del desarrollo de la ecuación (1) se obtiene:

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36x}}{1.18} \qquad x = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2}$$

Cuando se realiza el cálculo del acero, se debe verificar que los resultados estén en el rango de cuantía mínima (ρ_{min}) y cuantía máxima (ρ_{max}). Se debe tener en cuenta que la cuantía es la relación entre el área de acero y el área de concreto de una sección.

La cuantía mínima se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 \frac{\sqrt{210}}{4,200} = 0.0024$$

La cuantía máxima se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

La cuantía balanceada es el punto donde el acero alcanza la resistencia de fluencia y de forma simultanea el concreto alcanza la deformación a compresión máxima de 0.003. Se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$\rho_b = \beta \cdot 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6,000}{6,000 + f_y} \right)$$

f'_c (kg/cm ²)	210	280	350	420
β_1	0.85	0.85	0.80	0.75
$\bar{\rho}_b$	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
$0.75\bar{\rho}_b$	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283
$0.5\bar{\rho}_b$	0.0107	0.0143	0.0167	0.0189

FUERZA CORTANTE

Para el diseño por fuerzas cortantes es necesario verificar la resistencia de la sección de concreto y acero sea mayor frente a la fuerza cortante (V_u), para lo cual se calcula la resistencia de la sección mediante la siguiente expresión:

$$V_n = \phi V_c + V_s$$

Dónde:

V_n : Resistencia al corte.

ϕV_c : Resistencia al corte de la sección.

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

V_s : Resistencia al corte del acero.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$$

$$A_{v \min} = \frac{3.5 b S}{f_y}$$

f'_c : Resistencia del concreto.

f_y : Resistencia del acero.

A_v : Área de acero frente al corte (estribo).

S : Separación entre estribos

b : Ancho de la sección.

d : Peralte de la sección.

ϕ : Factor de reducción por corte (0.85)

En el diseño de la sección frente al corte se debe tener en cuenta las siguientes condiciones:

Condición 1: Cuando $V_u \leq \phi V_c / 2$ no se necesita refuerzo transversal.

Condición 2: Cuando $\phi V_c / 2 \leq V_u \leq \phi V_c$ se empleará acero mínimo de refuerzo transversal. Se debe considerar que la separación de los estribos será:

$$S = d/2 \leq 60\text{cm}$$

Condición 3: Cuando $\emptyset V_c \leq V_u$ se calculará el área de acero de refuerzo transversal. Se debe considera que la separación de los estribos será:

$$S = d/2 \leq 60\text{cm}, \text{ cuando } V_s < 1.10\sqrt{f'_c}bd$$

$$S = d/4 \leq 30\text{cm}, \text{ cuando } V_s \geq 1.10\sqrt{f'_c}bd$$

MÉTODO DE DISEÑO PARA COLUMNA.

EFECTO DE ESBELTEZ.

Se puede definir una columna esbelta como aquella cuyas deflexiones laterales afectan su resistencia. La falta de estabilidad en columnas conlleva al problema de pandeo.

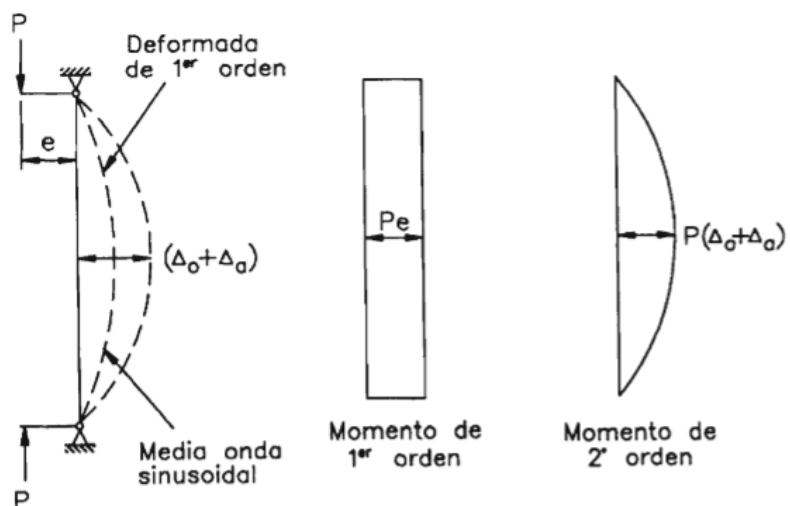


Diagrama de momentos de primer y segundo orden de una columna sometida a flexo-compresión

La figura ilustra este efecto para el caso de una columna recta (inicialmente), con flexión en curvatura simple provocada por la carga P aplicada en cada extremo, con excentricidad igual a e .

La deformación por flexión de la columna hace que la excentricidad de la carga en la sección sea $(e + \Delta)$, en la que Δ es la excentricidad adicional debido a la deflexión en esa sección.

En consecuencia, el momento máximo flexionante aumenta.

$$M_{max} = Pe \quad \rightarrow \quad M_{max} = P(e + \Delta)$$

Donde:

M_{max} : Momento máximo.

P : Carga amplificada actuante sobre la columna.

e : Excentricidad.

Δ : Excentricidad accidental.

Una columna esbelta, al aumentar la excentricidad $(e + \Delta)$, se producirá un aumento significativo del momento máximo.

La Norma Peruana trata el problema de esbeltez, evaluando el factor de corrección de momentos al que se le denomina (σ) , de tal manera que el diseño de la columna se haga con este momento ya corregido.

$$M_{max} = M_u \delta$$

CORRECCIÓN POR ESBELTEZ.

Se dice que una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en relación a su longitud.

La esbeltez se expresa en función del coeficiente " L/r ", siendo " L " la longitud del elemento y " r " el radio de giro de su sección transversal.

Se requiere que se considere el efecto de esbeltez en los siguientes casos.

Pórtico Arriostrado:

$$\frac{K L_u}{r} \geq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Pórtico no Arriostrado:

$$\frac{K L_u}{r} \geq 22$$

Donde:

r = Radio de giro de la sección en la dirección analizada.

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

$r = 0.30 h$, para secciones rectangulares.

$r = 0.25 h$, para secciones circulares.

M_1, M_2 = Momentos de los extremos de las columnas ($M_1 > M_2$).

L_u = Longitud no apoyada del elemento en compresión. Puede tomarse como la distancia libre entre vigas o losas de entrepisos capaces de proporcionar un apoyo lateral al elemento en compresión.

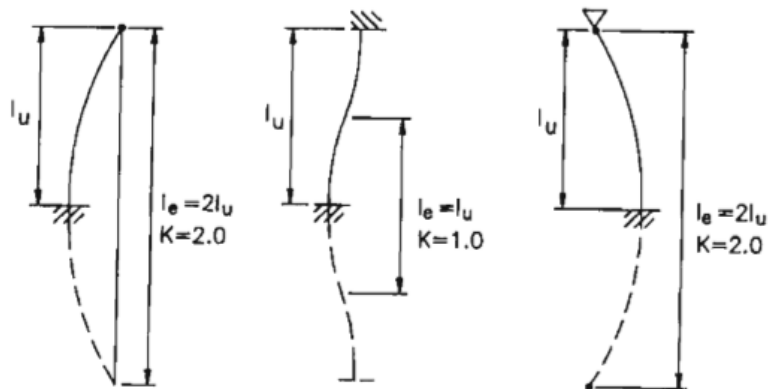
K = Factor de longitud efectiva de la columna.

$$K L_u$$

Distancia entre los puntos de inflexión del miembro en su forma pandeada.

$$\frac{K L_u}{r}$$

Relación de esbeltez.

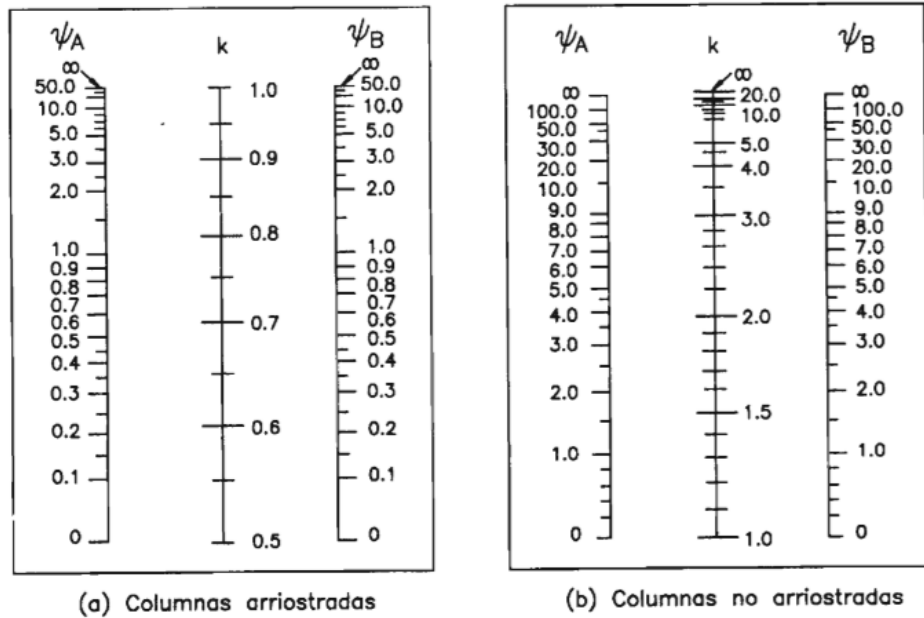


Valor del factor de longitud efectiva para algunas condiciones típicas de apoyo

FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA (K).

Uno de los métodos empleados para estimar el valor de k es haciendo uso de los nomogramas de Jackson & Moreland. En la imagen, el primer nomograma es utilizado para columnas de pórticos con desplazamiento lateral restringido o arriostradas y el segundo para

aquéllas que pertenecen a pórticos que tienen desplazamientos laterales, llamadas también no arriostradas.



Nomogramas de Jackson & Moreland

Para encontrar el valor de K, puede usarse las siguientes ecuaciones.

Para miembros a compresión no arriostrado restringido en cada extremo.

$$\psi_m < 2 \quad \dots \quad K = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m}$$

$$\psi_m > 2 \quad \dots \quad K = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m}$$

Donde:

$$\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2}$$

$$\psi_A = \psi_B = \frac{\sum(E_c I_c / l_c)}{\sum(E_v I_v / l_v)}$$

MÉTODO AMPLIFICADOR DE MOMENTOS.

La siguiente relación, proporciona el factor “ δ ” de amplificación de momentos.

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/\phi P_c} \geq 1.00$$

Donde:

P_u : Carga amplificada actuante sobre la columna.

ϕ : Factor de reducción de resistencia. (0.70 para columnas estribadas y 0.75 para columnas con espirales.)

C_m : Factor del efecto de extremo que debe tomarse como:

Para columnas arriostradas contra desplazamiento lateral y sin Cargas transversales entre soportes.

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.40$$

Para los demás casos, $C_m = 1.00$

P_c : Carga crítica de pandeo.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l_u)^2}$$

Donde:

$$EI = \frac{E_c I_g}{2.5 (1 + B_d)}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

I_g : Momento de inercia de la sección bruta del concreto en la dirección analizada.

B_d : Relación entre el momento máximo a carga muerta y el momento máximo debido a la carga total. Siempre positivo y dentro del rango:

$$0 \leq B_d \leq 1$$

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

Existen ábacos del ACI, para determinar el área de acero para columnas de diferente sección ya sea cuadrada, rectangular, circular o con armadura colocada en dos caras o en el perímetro del elemento.

Los ábacos para columna de sección rectangular con refuerzo sólo en dos caras, varían de acuerdo a los siguientes valores.

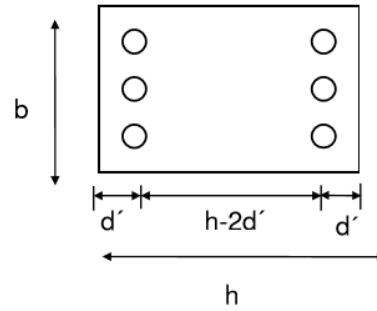
f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

f_c : Esfuerzo de fluencia del acero.

γ : Relación entre el peralte del núcleo reforzado y el peralte total.

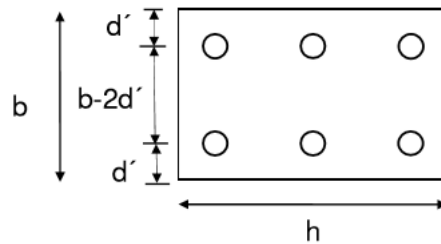
Si se trata de una columna de sección ($b \times h$), a la cual se verificará la dirección de h como peralte entonces se elegirá un ábaco con refuerzo en caras opuestas, se obtendrá el valor de γ igual a:

$$y = \frac{h - 2d'}{h}$$



Si se verifica la misma columna, pero en la dirección b se obtendrá el valor de y igual a:

$$y = \frac{b - 2d'}{b}$$



Definido el ábaco a utilizar ingresaremos con los siguientes valores.

Eje de ordenadas "Y":

$$K_n = \frac{P_u}{f'_c b h}$$

Eje de abscisas "X".

$$R_n = \frac{M_u}{f'_c b h^2}$$

Donde:

P_u : Carga axial última.

h : Peralte de la columna en la dirección analizada.

b : Ancho de la columna.

M_u : Momento último.

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

Se obtiene la cuantía de acero requerida " ρ ", teniendo este valor se calcula el área de acero:

$$A_s = \rho b h$$

REFUERZO LONGITUDINAL MÍNIMO Y MÁXIMO.

La Norma Peruana especifica que la cuantía total de acero longitudinal debe encontrarse entre los siguientes valores.

$$0.01 \leq \rho_t \leq 0.06$$

Sin embargo, se recomienda diseñar con cuantías entre 0.01 y 0.04 de tal manera que se evite el congestionamiento del refuerzo ya que dificulta la calidad de la construcción.

DISEÑO POR CORTE.

Al igual que en los elementos sujetos a flexión deberá considerarse este diseño para elementos sujetos a flexocompresión, basándose en la siguiente expresión.

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u : Resistencia requerida por corte en la sección analizada.

V_n : Resistencia nominal al corte de la sección.

ϕ : Factor de resistencia, para fuerza cortante es igual a 0.85.

La resistencia nominal (V_n) estará conformada por la contribución del concreto (V_c) y la contribución de acero (V_s), de tal forma que:

$$\phi V_n = \phi V_c + V_s$$

FUERZA CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO.

La contribución del concreto para miembros sujetos a corte, flexión y adicionalmente a compresión axial se da mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{0.0071 P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d$$

Donde:

V_c : Fuerza cortante, del concreto en kg.

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

b : Ancho de la columna en cm.

d : Peralte efectivo de la columna en cm.

P_u : Carga axial última.

A_g : Área de la sección transversal de la columna.

FUERZA CORTANTE QUE RESISTE EL ACERO TRANSVERSAL.

Cuando la fuerza cortante V_u/ϕ exceda de V_c deberá proporcionarse refuerzo de manera que:

$$V_s = V_u - \phi V_n$$

La fuerza cortante resistida por los estribos verticales será:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$$

Donde:

V_s : Fuerza cortante que resiste el acero.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

S : Separación del refuerzo transversal.

d : Peralte efectivo de la viga en cm.

A_v : Área del refuerzo por cortante dentro de una distancia S proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el Alma del elemento.

Disposiciones especiales para el refuerzo transversal en elementos que resistan fuerza de sismo. El RNE indica.

Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8" con gancho estándar a 135°.

Se usarán estribos de 3/8" de diámetro, como mínimo, para el caso de barras longitudinales hasta de 1" y estribos de 1/2" de diámetro, como mínimo, para el caso de barras de diámetros mayores.

Debe colocarse en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud de confinamiento L_0 , medida desde la cara del nudo que no sea menor que.

D_{mayor} (Mayor dimensión de la sección transversal).

L_0 $L/6$ (Un sexto de la luz del elemento).

45 cm

Espaciamiento del refuerzo transversal dentro de la zona de confinamiento.

Estos tendrán un espaciamiento que no deben exceder del menor de los siguientes valores.

S $D_{menor}/2$ (La mitad de menor dimensión de la sección transversal).

10 cm

El primer estribo se ubicará a no más de 5 cm. de la cara del nudo.

Espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento no deberá de exceder el menor de los siguientes valores.

$16D_{b\text{ menor}}$ (16 veces el diámetro de la varilla menor).

S D_{menor} (Menor dimensión de la sección transversal).

30 cm

MÉTODO DE DISEÑO PARA ZAPATA AISLADA.

REACCIÓN AMPLIFICADA DEL SUELO

Según Ing. Roberto Morales Morales y la norma E.060 versión 1989 y 2009, “la reacción amplificada del suelo se utiliza para el cálculo de los esfuerzos en la cimentación y para la determinación del refuerzo. La reacción del suelo, sin amplificar, está constituida por el peso de la zapata y el peso del suelo.”

“Las cargas aplicadas directamente sobre el suelo (sobrecarga, peso del piso. etc.) y las cargas provenientes de la columna o muro. Las tres primeras son ocasionadas por cargas uniformemente distribuidas sobre la cimentación mientras que la última, por una carga concentrada. Por ello, las primeras no generan esfuerzos de flexión y corte sobre la estructura, pues la acción se opone a la reacción, mientras que la última sí.”

“Las cargas que provienen de la columna o muro son amplificadas y con ellas se determina la reacción amplificada del suelo.”

“Estrictamente, el cálculo de los esfuerzos en la cimentación se debe efectuar con la distribución de la reacción que presente el suelo. Sin embargo, por simplicidad, se asume que la presión del suelo es uniforme e igual al máximo esfuerzo que presenta el terreno. Esta suposición es conservadora y simplifica el cálculo en terrenos granulares.”

Según Ing. Roberto Morales Morales y la norma E.060 versión 1989 y 2009 en el diseño de las vigas peraltadas se debe tener en cuenta la resistencia de esta frente a los Momentos Flectores (M_u) y la Fuerzas Cortantes (V_u), siendo necesario para ello realizar los cálculos respectivos.

MOMENTO FLECTOR

Para el diseño por flexión se calcula el acero de refuerzo longitudinal que requiere la vigueta en función del Momentos Flectores (M_u) que se presenta sobre el elemento, para ello se hace uso de las siguientes expresiones:

$$M_u = \phi f'_c b d^2 w (1 - 0.59w)$$

Calculando el valor de w :

$$0.59w^2 - w + \left(\frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} \right) = 0$$

$$\rho = w f'_c / f_y$$

$$A_s = \rho b d$$

Dónde:

M_u : Momento actuante ultima.

w : Cuantía mecánica.

b : Base de la sección.

d : Peralte de la sección.

ϕ : Factor de reducción por flexión (0.90)

ρ : Cuantía de acero en tracción.

A_s : Área de acero frente a la fuerza de tracción.

Del desarrollo de la ecuación (1) se obtiene:

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36x}}{1.18}$$

$$x = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2}$$

Cuando se realiza el cálculo del acero, se debe verificar que los resultados estén en el rango de cuantía mínima (ρ_{min}) y cuantía

máxima (ρ_{max}). Se debe tener en cuenta que la cuantía es la relación entre el área de acero y el área de concreto de una sección.

La cuantía mínima para elementos tipo losa, que emplean varillas de acero corrugado, es de 0.0020.

La cuantía máxima se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

La cuantía balanceada es el punto donde el acero alcanza la resistencia de fluencia y de forma simultanea el concreto alcanza la deformación a compresión máxima de 0.003. Se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$\rho_b = \beta \cdot 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6,000}{6,000 + f_y} \right)$$

f'_c (kg/cm ²)	210	280	350	420
β_1	0.85	0.85	0.80	0.75
$\bar{\rho}_b$	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
$0.75\bar{\rho}_b$	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283
$0.5\bar{\rho}_b$	0.0107	0.0143	0.0167	0.0189

CORTE POR FLEXIÓN

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

Dónde:

b : Ancho de la sección analizada.

d : Peralte efectivo de la cimentación.

La ubicación de la sección crítica depende de la naturaleza de la cimentación. Si se trata de una columna, muro o pedestal solidario a la zapata, se ubicará a d de su cara. Para columnas con plancha de base de acero, se ubicará a d de la sección media entre la cara de la columna o pedestal y el borde de la plancha. Si es un muro. Columna de albañilería o un elemento no solidario con la cimentación.

La sección crítica se ubica a d de la sección entre el eje del muro y su cara. La fuerza cortante aplicada (V_d) será igual a la resultante de la reacción amplificada del suelo que actúa fuera de la sección crítica. Si la columna tiene forma circular o poligonal es posible definir una sección cuadrada de igual área para ubicar las secciones críticas.

CORTE POR PUNZONAMIENTO.

La resistencia del concreto al corte por punzonamiento es igual a la menor determinada a través de las siguientes expresiones:

$$V_c \leq 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) \sqrt{f_c} b d$$

$$V_c \leq 0.27 \left(2 + \frac{\alpha d}{b_o} \right) \sqrt{f_c} b d$$

$$V_c \leq 1.10 \sqrt{f_c} b d$$

Dónde:

V_c : Resistencia del concreto al corte

β : Cociente de la dimensión mayor de la columna entre la dimensión menor

b_o : Perímetro de la sección crítica

α : Parámetro igual a 40 para columnas interiores, 30 para las laterales y 20 para las esquineras.

Se considera interiores aquellas en que la sección crítica de punzonamiento tiene 4 lados, laterales las que tiene 3 y esquineras las que tiene 2.

La sección crítica en este caso está definida por cuatro rectas paralelas a los lados de la columna ubicadas a $d/2$ de la cara. Si existe plancha de base, se ubicará a $d/2$ de la sección central entre la cara de la columna y el borde de la plancha. Si la columna es de albañilería o no solidaria a la cimentación, la sección crítica se ubicará a $d/2$ de la línea media entre el eje y el borde de la columna.

3. MARCO CONCEPTUAL DE LA INVESTIGACIÓN.

CARGA DE SERVICIO: "Es la carga (sin amplificar) especificada en la Norma E.020 Cargas, del Reglamento Nacional de Edificaciones del cual esta Norma forma parte."

COLUMNA: “Es el elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor que tres, usado principalmente para resistir carga axial de compresión.”

CONCRETO: “Es la mezcla de cemento Portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.”

CONCRETO ESTRUCTURAL: “Es el concreto utilizado con propósitos estructurales incluyendo al concreto simple y al concreto reforzado.”

CONCRETO ARMADO O REFORZADO: “Es el concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero, preesforzado o no.”

CONCRETO SIMPLE: “Es el concreto estructural sin armadura de refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado.”

EDIFICACIÓN: “Es la obra ejecutada por el hombre para albergar sus actividades o permitir su desplazamiento.”

ELEMENTO ESTRUCTURAL: “Es el elemento que sirva para transmitir cargas o esfuerzos de la edificación ya sea horizontal o verticalmente.”

LOSA: “Es el elemento estructural de espesor reducido respecto de sus otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones según el tipo de apoyo existente en

su contorno. Usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo.”

MURO ESTRUCTURAL: “Es el elemento estructural, generalmente vertical empleado para encerrar o separar ambientes, resistir cargas axiales de gravedad y resistir cargas perpendiculares a su plano proveniente de empujes laterales de suelos o líquidos.”

MURO DE CORTE O PLACA: “Es el muro estructural diseñado para resistir combinaciones de fuerzas cortantes, momentos y fuerzas axiales inducidas por cargas laterales.”

REFUERZO CORRUGADO: “Es la barra de refuerzo corrugado, mallas de barras, alambre corrugado o refuerzo electrosoldado de alambre.”

RESISTENCIA DE DISEÑO: “Es la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ que corresponda.”

RESISTENCIA NOMINAL: “Es la resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de esta Norma, antes de aplicar el factor de reducción de resistencia.”

RESISTENCIA REQUERIDA: “Es la resistencia que un elemento o una sección transversal debe tener para resistir las cargas amplificadas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según lo estipulado en esta Norma.”

VIGA: Es el elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión y cortante.”

CAPÍTULO 2 – PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA.

En el país, las edificaciones de tipo comercial e institucional suelen emplear al concreto armado como sistema estructural. El concreto armado es un material que en el país se viene empelado desde 1910 o 1920, según investigaciones realizadas por el ingeniero Antonio Blanco Blasco.

Este material suele tener un buen comportamiento frente a las cargas estáticas y dinámicas, sin embargo, una mala conceptualización del sistema estructural suele generar problemas a esta, que pueden conllevar, y llevado, al daño o colapso de la edificación.



HOTEL COLAPSADO LUEGO DEL SISMO DE 15 DE AGOSTO

Con la finalidad de evitar estas fallas se suelen desarrollar códigos o normas de diseño, que permitan una buena conceptualización estructural de la edificación y sus elementos. Estos códigos o normas suelen ser actualizados cada cierto tiempo de acuerdo a los resultados obtenidos de la

experimentación en los laboratorios de investigación y los eventos catastróficos ocurridos.

En el caso del Perú, tenemos la norma E.060, la norma de concreto armado, que permite el diseño de edificaciones de este material. De esta norma se registra dos importantes versiones, la de 1989 y la del 2009, esta última realizada luego de los efectos vistos luego del terremoto del 15 de agosto de 2007. Actualmente (2009) se viene trabajando en una actualización, luego de 10 años de la última versión, se espera en los próximos años tener la nueva versión.

Con la finalidad de ahondar el conocimiento sobre los cambios desarrollados entre la norma E.060 - 1989 y la norma E.060 - 2009 sobre la norma E.060 para el diseño de edificaciones, y sus elementos, se propone realizar la presente investigación.

2. FORMULACIÓN DE PROBLEMAS.

2.1. PROBLEMA GENERAL.

- ¿Cuáles son los aportes de la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 - 1989 en el diseño de una edificación con fines de hospedaje de cuatro pisos de concreto armado en la ciudad de Ica?

2.2. PROBLEMA ESPECÍFICO.

- ¿Cuáles son los aportes de la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 - 1989 en el cálculo de la Resistencia Requerida en una edificación con fines de hospedaje de cuatro pisos en la ciudad de Ica?
- ¿Cuán diferente son los valores de esfuerzos actuantes sobre los elementos estructurales realizado el análisis estructural empleando la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 - 1989?
- ¿Cuáles son los aportes de la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 - 1989 en el cálculo de la Resistencia de Diseño en una edificación con fines de hospedaje de cuatro pisos en la ciudad de Ica?
- ¿Cuán diferente son los valores de concreto y acero que requiere los elementos estructurales realizado el diseño estructural empleando la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 - 1989?

3. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA.

3.1. DELIMITACIÓN ESPACIAL O GEOGRÁFICA.

La edificación se proyecta en el terreno ubicado en la Asociación de vivienda “Señor de Luren”, en los lotes 01 y 02 de la manzana “O”. Este se ubica en la esquina de la Avenida Principal y la Calle Sin Nombre de la Asociación.

3.2. DELIMITACIÓN TEMPORAL.

El análisis y diseño de la edificación se tomó unos 04 meses, los cuales se inician en el mes de enero 2020 y termina en el mes de mayo 2020.

3.3. DELIMITACIÓN SOCIAL.

Para el análisis y diseño de la edificación se tomó en cuenta las necesidades del propietario, del arquitecto, y la Municipalidad Provincial de Ica (MPI).

3.4. DELIMITACIÓN CONCEPTUAL.

Para el análisis y diseño de la edificación se tomó en cuenta las teorías y conceptos desarrollado en los cursos de “análisis sísmico de edificación” y “análisis y diseño de edificaciones de concreto armado.”

4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.

4.1. JUSTIFICACIÓN.

La justificación de la investigación es mejorar el conocimiento sobre el análisis y diseño de edificaciones de concreto armado.

4.2. IMPORTANCIA.

La importancia de la investigación es disminuir la vulnerabilidad de las edificaciones de concreto armado frente a los sismos.

5. OBJETIVOS DE INVESTIGACIÓN.

5.1. OBJETIVO GENERAL.

- Identificar los aportes de la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 - 1989 en el diseño de una edificación con fines de hospedaje de cuatro pisos de concreto armado en la ciudad de Ica.

5.2. OBJETIVO ESPECÍFICO.

- Identificar los aportes de la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 - 1989 en el cálculo de la Resistencia Requerida en una edificación con fines de hospedaje de cuatro pisos en la ciudad de Ica.
- Cuantificar los valores de esfuerzos actuantes sobre los elementos estructurales realizado el análisis estructural empleando la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 - 1989.
- Identificar los aportes de la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 - 1989 en el cálculo de la Resistencia de Diseño en una edificación con fines de hospedaje de cuatro pisos en la ciudad de Ica.

- Cuantificar los valores de concreto y acero que requiere los elementos estructurales realizado el diseño estructural empleando la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 – 1989.

6. HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN.

6.1. HIPÓTESIS GENERAL.

- Los aportes de la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 - 1989 en el diseño de una edificación con fines de hospedaje de cuatro pisos de concreto armado en la ciudad de Ica permite obtener edificaciones sismorresistentes.

6.2. HIPÓTESIS ESPECIFICA.

- Los factores empleados para el cálculo de la Resistencia Requerida son menores en la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 – 1989.
- Realizado el análisis estructural los valores de esfuerzo actuante sobre los elementos estructurales disminuyen con la norma E.060 - 2009 en comparación con la norma E.060 – 1989.
- Los factores empleados para el cálculo de la Resistencia de Diseño son menores en la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 – 1989.

- Realizado el diseño estructural las cantidades de concreto y acero que se requiere en los elementos estructurales disminuyen con la norma E.060 - 2009 en comparación con la norma E.060 – 1989.

7. VARIABLES DE INVESTIGACIÓN.

7.1. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES.

- VARIABLE INDEPENDIENTE: Aportes de la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 - 1989 en el diseño de una edificación con fines de hospedaje de cuatro pisos de concreto armado en la ciudad de Ica.
- VARIABLE DEPENDIENTE: El grado de resistencia de una edificación con fines de hospedaje de cuatro pisos de concreto armado en la ciudad de Ica.

7.2. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensión
Norma	“La norma es el conjunto de criterios para realizar el análisis y diseño de las estructuras de las edificaciones.”	“La fuerza actuante es la fuerza obtenida luego de realizar el análisis estructural de la edificación.”	Fuerza Actuante.
Resistencia	“La resistencia es la fuerza que se opone a la fuerza actuante sobre los elementos estructurales de la edificación.”	“La fuerza resistente es la fuerza obtenida en función de las dimensiones de la sección de concreto y acero del elemento estructural.”	Fuerza Resistente.

CAPÍTULO 3 – ESTRATEGIA METODOLÓGICA

1. TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.

1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.

Por las características de la investigación, se considera que la investigación es de tipo cuantitativa.

Según Borjas (2012), “los tipos de investigación son de tipo: cuantitativa y cualitativa.”

Además, según Borjas (2012), “la investigación cuantitativa se define como una investigación que confía en la medición numérica, el conteo y frecuentemente en el uso de la estadística para establecer con exactitud patrones de comportamiento en una población.”

3.1. NIVEL DE INVESTIGACIÓN.

Por las características de la investigación, se considera que la investigación es de nivel exploratorio.

Según Caballero (2014), “la investigación puede ser de nivel: exploratorio, descriptivo, explicativo, 2do nivel y 1er nivel”;

Además, según Caballero (2014), “nivel exploratorio se define como causal, ya que plantean hipótesis explicativas que, mediante el cruce o relación de variables, plantea propuestas de explicación al problema.”

3.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.

Por las características de la investigación, se considera que el diseño de la investigación es de tipo experimental.

Según Borjas (2012), “la investigación puede ser de diseño experimental y no experimental.”

Además, según Borjas (2012), “el diseño experimental se define como la técnica estadística que permite identificar y cuantificar las causas de un efecto dentro de un estudio experimental, donde se manipulan deliberadamente una o más variables, vinculadas a las causas, para medir el efecto que tienen en otra variable de interés.”

2. POBLACIÓN Y MUESTRA MATERIA DE INVESTIGACIÓN.

1.2. POBLACIÓN DE ESTUDIO.

Por las características de la investigación, se considera que la población de estudio está compuesta por los todos elementos estructurales de la edificación.

Según Borjas (2012), “la población de estudio de la investigación se define como al conjunto de elementos o sujetos que serán motivo de estudio.”

3.1. MUESTRA DE ESTUDIO.

Por las características de la investigación, se considera que la muestra de estudio está compuesta por los todos elementos estructurales de la edificación que presenta los mayores esfuerzos.

Según Borjas (2012), la muestra del estudio se define como “el subconjunto o parte del universo o población en que se llevará a cabo la investigación.”

CAPÍTULO 4 – TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN

1. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

Por las características de la investigación, se emplea la observación como técnica de recolección de datos.

Según Borjas (2012), “las técnicas de recolección de datos pueden ser: la observación, la entrevista, y la encuesta”.

Además, según Borjas (2012), “la observación se define como la percepción intencionada de un hecho o conjunto de hechos”

2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

Por las características de la investigación, se emplea el registro descriptivo y el diario de campo como instrumentos de recolección de datos.

Según Borjas (2012), “la observación puede ser estructurada y no estructurada. Para la observación estructurada se cuenta con los siguientes instrumentos: lista de cotejo y escala de estimación. Para la observación no estructurada se cuenta con los siguientes instrumentos: registro descriptivo y diario de campo.”

3. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO DE DATOS, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

1.3. PROCESAMIENTO DE DATOS.

Para el procesamiento de datos se emplea los programas Excel, de MS office y los programa Etabs y Safe, de CSI.

3.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Para el análisis de los resultados se emplean los criterios establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones, en el título de Edificación, capítulo de Estructuras.

3.2. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

Para la interpretación de los resultados se emplean los criterios establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones, en el título de Edificación, capítulo de Estructuras.

CAPÍTULO 5 – PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

1. PRESENTACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

1.1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELO.

TIPO DE EDIFICACIÓN.

De acuerdo al artículo 13.5.4. de la norma E.050 – 2018, las edificaciones se clasifican de acuerdo al sistema estructural, la distancia entre los apoyos y el número de pisos.

Para el caso en investigación estas variables corresponden a pórtico de concreto para el sistema estructural, < 10 m para la distancia entre los apoyos y 4 a 8 de pisos. De acuerdo a esto, la edificación corresponde a tipo III.

TIPO DE EDIFICACIÓN U OBRA PARA DETERMINAR EL NUMERO DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN

Descripción	Distancia Entre Apoyos	Número de Pisos			
		< 3	4 a 8	9 a 12	>12
Aporticada De Acero	< 12	III	III	III	II
Pórtico Y/O Muros De Concreto	< 10	III	III	II	I
Muros Portantes De Albañilería	< 12	II	I	-	-
Bases De Máquinas Y Similares	Cualquiera	I	-	-	-
Estructuras Especiales	Cualquiera	I	I	I	I
Otras Estructuras	Cualquiera	II	I	I	I

FUENTE: NORMA E 050

Determinado el tipo de edificación, se procede a calcular el número de puntos de exploración.

PUNTOS DE EXPLORACIÓN.

De acuerdo al artículo 15.3.2.b de la norma E.050 – 2018 se establece el número de puntos de exploración en función del tipo de edificación y el área del terreno.

NÚMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACIÓN

Tipo de Edificación	Número de Puntos de Investigación (N)
I	1 cada 225 m ²
II	1 cada 450 m ²
III	1 cada 800 m ²

FUENTE: NORMA E 050

Para el caso en investigación estas variables corresponden III para el tipo de edificación, y 500 m² para el área del terreno. De acuerdo a esto, el número de exploraciones debe ser de 01, pero como el número de exploración es de 03 como mínimo, se opta por esta cantidad.

Determinado el número de puntos de exploración, se procede a calcular la profundidad de exploración.

PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN.

De acuerdo al artículo 15.3.2.c de la norma E.050 – 2018 se establece la profundidad de la exploración, para cimentaciones superficiales, se calcula empleando la siguiente fórmula:

$$p = D_f + z$$

Donde, D_f es la profundidad de la cimentación, y z es el valor de base incrementado en un 50%, es decir $z = 1.5B$.

Para el caso en investigación estas variables corresponden a 1.00 m para la profundidad de cimentación (D_f), y a 1.20 m para ancho de cimentación (B). De acuerdo a esto, se calcula una profundidad de exploración (p) es de 2.80 m.

ENSAYOS DE LABORATORIO.

Los ensayos de laboratorio se realizaron siguiendo los criterios de la norma E.050 – 2018 y las normas ASTM presentadas a continuación:

- Contenido de humedad ASTM D 2216
- Análisis granulométrico ASTM D 422
- Limite líquido y limite plástico ASTM D 4318
- Clasificación SUCS ASTM D 2487
- Corte directo ASTM D 3080
- Peso específico de los sólidos ASTM D 854

Los ensayos han sido realizados en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Luis Gonzaga. Los resultados de dichos ensayos se emplean para el cálculo de la capacidad portante del suelo.

PERFIL ESTRATIGRÁFICO.

De acuerdo a las muestras obtenidas de las calicatas de exploración y los resultados de la clasificación SUCS, se observó los siguientes estratos.

- Primer Estrato (0.00 m a 0.90 m): Se tiene una arena limosa (S-ML) esta tiene una humedad natural (W) de 3.80%, un límite líquido (LL) de 27.80%, un límite plástico (LP) de 23.20% y un índice plástico de 4.60%.
- Segundo Estrato (0.90 m a 3.00 m): Se tiene una arena arcillosa (S-CL) esta tiene una humedad natural (W) de 5.50%, un límite líquido (LL) de 30.50%, un límite plástico (LP) de 22.20% y un índice plástico de 8.30%.

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA.

Para el cálculo de la capacidad de carga se emplea la fórmula desarrollado por Terzaghi, la cual es la siguiente:

$$q_u = CN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$$

Donde, q_u es la Presión Última de carga, c es la Cohesión del suelo, γ es el Peso específico del suelo, q es el producto del Peso Específico y la Profundidad de Cimentación ($q = \gamma D_f$), y N_c, N_q, N_γ son los Factores de Capacidad de Carga.

$$N_q = \tan^2(45 - 0.5\phi)e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q + 1)\cot\phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi$$

Los Factores de Capacidad de Carga pueden ser obtenidos consultando la tabla desarrollada por el Ingeniero Braja M en su libro “Fundamento de Ingeniería Geotecnia”.

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

Tabla 11.1 Factores de capacidad de carga*.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

* Según Vesic (1973)

FUENTE: BRAJA M

De acuerdo a los ensayos realizados se tiene los siguientes datos para al cálculo de la capacidad de carga:

- La Cohesión (c) es de 0.11 kg/cm²

Este valor se corrige empleando:

$$C' = 2/3C = 2/3(0.11) = 0.07 \text{ kg/cm}^2$$

- El Angulo de Fricción (ϕ) es de 28.80.

Este valor se corrige empleando:

$$\phi' = \arctan\left(\frac{2}{3}\tan\phi\right) = \arctan\left(\frac{2}{3}\tan 28.8^\circ\right) = 20.13^\circ$$

- El factor N_c es de 14.96
 - El factor N_q es de 6.49
 - El factor N_γ es de 5.50
- La Profundidad de Cimentación (D_f) es de 1.00 m.
 - El Peso Específico del suelo (γ) es de 1.65 gr/cm³.
 - El factor q es de 0.165 kg/cm².

Considerando anchos de cimentación de 0.75, 1.00 y 1.25 m se tiene los siguientes valores de capacidad de carga.

- Para B = 0.75 m:

$$q_u = 0.070(14.96) + 0.165(6.49) + 0.5(0.002)(75)(5.50)$$

$$q_u = 3.06 \text{ kg/cm}^2$$

- Para B = 1.00 m:

$$q_u = 0.070(14.96) + 0.165(6.49) + 0.5(0.002)(100)(5.50)$$

$$q_u = 3.17 \text{ kg/cm}^2$$

- Para B = 1.25 m:

$$q_u = 0.070(14.96) + 0.165(6.49) + 0.5(0.002)(125)(5.50)$$

$$q_u = 3.25 \text{ kg/cm}^2$$

Tomando el valor promedio se considera que la capacidad de carga del suelo es de 3.17 kg/cm², finalmente, considerando el factor de seguridad, con un valor de 3, se calcula el valor de la capacidad de carga admisibles del suelo, siendo esta:

$$q_a = q_u / FS = 3.17 / 3 = 1.06 \text{ kg/cm}^2$$

1.2. DIMENSIONADO.

LOSA ALIGERADA.

Para el dimensionado de la losa aligerada se toma en cuenta el criterio planteado por el Ing. Antonio Blanco Blasco en su libro “estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado”.

De acuerdo a estos criterios, para una luz de 4.00 m (como se observa en el plano de arquitectura), se recomienda emplear losas de un espesor de 0.17 m, sin embargo, se decide emplear una losa con un espesor de 0.20 m.

VIGA PERALTADA.

Para el dimensionado de la viga peraltada se toma en cuenta el criterio planteado por el Ing. Antonio Blanco Blasco en su libro “estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado”.

El criterio plantea que la altura de la viga (h) se debe tomar el valor entre los resultados obtenidos de $L/12$ a $L/10$, donde L es la luz de la viga.

Además, para el cálculo de la base de la viga (b) se debe tomar el valor entre los resultados obtenidos de $0.30h$ y $0.50 h$, donde h es la altura de la viga.

De acuerdo a este criterio se calcula la sección de la viga peraltada para una luz de 4.55 m:

- Cálculo de la altura (h):

$$4.55/12 < h < 4.55/10$$

$$0.38 < h < 0.46$$

De acuerdo a los resultados, se considera que h será de 45 cm.

- Cálculo de la base (b):

$$0.30 (0.45) < b < 0.50 (0.45)$$

$$0.14 < b < 0.23$$

De acuerdo a los resultados, se considera que b será de 25 cm.

De acuerdo a los cálculos, se tiene una sección de 25x45.

VIGA CHATA.

Para el dimensionado de la viga peraltada se toma en cuenta el criterio planteado por el Ing. Roberto Morales Morales en su libro “diseño en concreto armado, concordado a ACI 318”.

El criterio plantea que la sección de la viga chata debe ser equivalente a la viga peraltada tal como se plantea en la siguiente fórmula:

$$bd^2 = b_o d_o^2$$

Donde, b es la base de la viga peraltada, d es el peralte de la viga peraltada, b_o es la base de la viga chata y d_o es el peraltada de la viga chata.

De acuerdo a este criterio se calcula la sección de la viga chata transformado la sección de la viga peraltada de 25x45, siendo el cálculo.

- Cálculo de la altura (h):

Para el cálculo de la altura de la viga chata se toma en cuenta el espesor de la losa, la cual será de 0.20 m, por lo que la viga tendrá dicha altura. El peralte de la viga chata será de 0.15 m.

- Cálculo de la base (b):

$$b_o = \frac{bd^2}{d_o^2} = \frac{(0.25)(0.40)^2}{(0.15)^2} = 1.78 \text{ m}$$

De acuerdo a los resultados, se considera que b será de 180 cm.

De acuerdo a los cálculos, se tiene una sección de 180x20.

COLUMNAS PÓRTICO.

Para el dimensionado de la columna pórtico se toma en cuenta el criterio planteado por el Ing. Antonio Blanco Blasco en su libro “estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado”.

El criterio plantea que la sección de la columna pórtico será calcula empleando las siguientes formulas.

- Para sistemas con muros estructurales (dual):

- columna interior.

$$A = \frac{P}{0.45 f'_c}$$

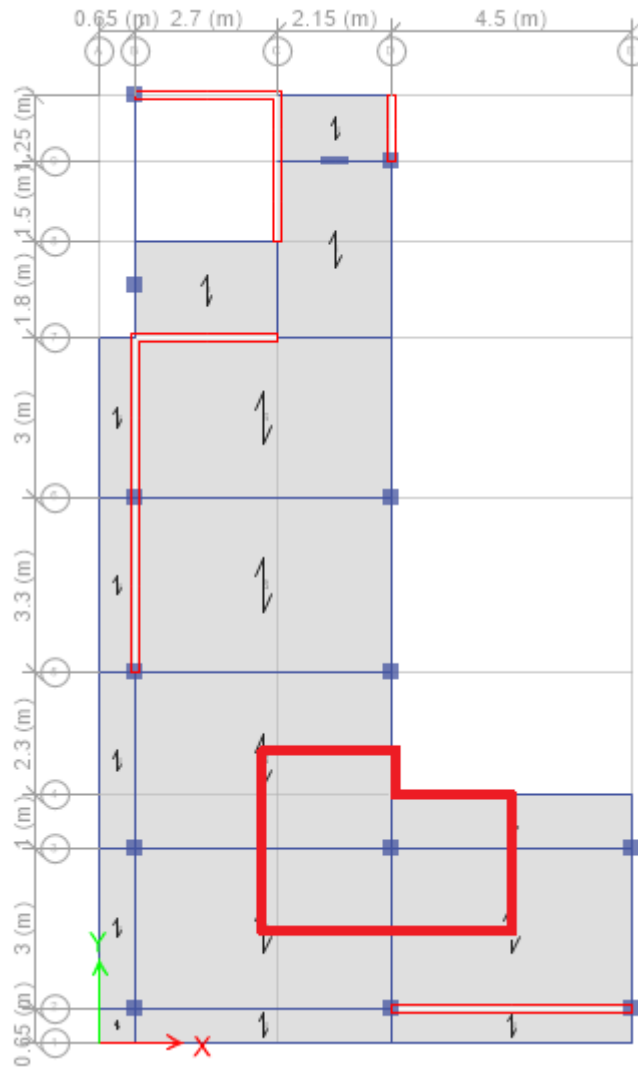
- columna exterior.

$$A = \frac{P}{0.35 f'_c}$$

- Para sistemas con pocos muros estructurales, “se calcula el área de las columnas considerando que su área deberá estar entre los 1,000 cm² a 2,000 cm². Siempre que la luz entre las vigas sea menor a 7.00 m.”

Para calcular el peso sobre la columnas, se considera el metrado de cargas, siendo el resultado los siguientes:

ÁREA DE INFLUENCIA DE LA ZAPATA



PISO AZOTEA

	n	l (m)	a (m)	h (m)	P.U.	S.T.
Carga Muerta						7,552.22
- Losa (SI)	1.00	0.75	2.28	-	300.00	533.52
- Losa (II)	1.00	0.60	2.28	-	300.00	444.60
- Losa (SD)	1.00	0.85	2.10	-	300.00	535.50

- Losa (SI)	1.00	1.40	2.10	-	300.00	882.00
- Viga (I)	1.00	2.28	1.80	0.20	2,400.00	1,965.60
- Viga (S)	1.00	0.75	0.30	0.40	2,400.00	216.00
- Viga (I)	2.00	0.65	0.20	0.40	2,400.00	249.60
- Viga (D)	1.00	2.10	0.30	0.40	2,400.00	604.80
- Viga (S)	1.00	2.10	0.15	0.40	2,400.00	302.40
- Columna	1.00	0.30	0.30	2.95	2,400.00	637.20
- Acabados	1.00	11.81		-	100.00	1,181.00
Carga Viva						1,181.00
- Uso	1.00	11.81		-	100.00	1,181.00
Carga Total						8,733.22

PISO TÍPICO (HOSPEDAJE)

	n	l (m)	a (m)	h (m)	P.U.	S.T.
Carga Muerta						7,552.22
- Losa (SI)	1.00	0.75	2.28	-	300.00	533.52
- Losa (II)	1.00	0.60	2.28	-	300.00	444.60
- Losa (SD)	1.00	0.85	2.10	-	300.00	535.50
- Losa (SI)	1.00	1.40	2.10	-	300.00	882.00
- Viga (I)	1.00	2.28	1.80	0.20	2,400.00	1,965.60
- Viga (S)	1.00	0.75	0.30	0.40	2,400.00	216.00
- Viga (I)	2.00	0.65	0.20	0.40	2,400.00	249.60
- Viga (D)	1.00	2.10	0.30	0.40	2,400.00	604.80
- Viga (S)	1.00	2.10	0.15	0.40	2,400.00	302.40
- Columna	1.00	0.30	0.30	2.95	2,400.00	637.20
- Acabados	1.00	11.81		-	100.00	1,181.00
Carga Viva						2,952.50
- Uso	1.00	11.81			250.00	2,952.50
Carga Total						10,504.72

PISO TÍPICO (RESTAURANTE)

	n	l (m)	a (m)	h (m)	P.U.	S.T.
Carga Muerta						7,552.22
- Losa (SI)	1.00	0.75	2.28	-	300.00	533.52
- Losa (II)	1.00	0.60	2.28	-	300.00	444.60
- Losa (SD)	1.00	0.85	2.10	-	300.00	535.50
- Losa (SI)	1.00	1.40	2.10	-	300.00	882.00
- Viga (I)	1.00	2.28	1.80	0.20	2,400.00	1,965.60
- Viga (S)	1.00	0.75	0.30	0.40	2,400.00	216.00
- Viga (I)	2.00	0.65	0.20	0.40	2,400.00	249.60
- Viga (D)	1.00	2.10	0.30	0.40	2,400.00	604.80
- Viga (S)	1.00	2.10	0.15	0.40	2,400.00	302.40
- Columna	1.00	0.30	0.30	2.95	2,400.00	637.20
- Acabados	1.00	11.81		-	100.00	1,181.00
Carga Viva						4,724.00
- Uso	1.00	11.81			400.00	4,724.00
Carga Total						12,276.22

Sumando las Cargas por cada piso se tiene:

Azotea	8,733.22 kg
Hospedaje	10,504.72 kg
Hospedaje	10,504.72 kg
Restaurante	12,276.22 kg

Total	42,018.88 kg



Sumando la carga se tiene que la columna, en el primer piso debe soportar una carga de 42.02 tn.

Finalmente, considerando que las columnas son exteriores se calcular el área de la columna.

$$A = \frac{P}{0.35 f'_c} = \frac{42.02 (1,000)}{0.35(210)} = 571.70 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a los cálculos, se puede emplear columnas de 30x30, siendo el área de estas de 900 cm², un valor mayor al calculado.

ZAPATA AISLADA.

Para el dimensionado de la viga peraltada se toma en cuenta el criterio planteado por el Ing. Roberto Morales Morales en su libro “diseño en concreto armado, concordado a ACI 318”.

El criterio plantea que el área del cimiento (A_z) debe ser lo suficientemente grande para no exceder el esfuerzo del terreno (σ_s), como se muestra en la siguiente formula.

$$A_z = \frac{P_s}{\sigma_s}$$

Además, para calcular la altura de la cimentación se puede considera la distancia necesaria para lograr el anclaje para las varillas de refuerzo de la columna, a la cual se le debe adicionar 10 cm.

$$h_c = l_d + 10 \text{ cm}$$

Donde:

$$l_d = 0.08\phi \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.004\phi f_y$$

De acuerdo a estos criterios se calcula la altura de la cimentación considerando que el diámetro de las columnas será de 5/8”.

$$l_d = 0.08(1.59) \frac{4,200}{\sqrt{210}} = 36.86 \text{ cm} \geq 0.004(1.59)(4,200) = 26.71 \text{ cm}$$

Entonces:

$$h_c = 40 + 10 = 50 \text{ cm}$$

Calculada la altura de la cimentación, se calcula la capacidad neta del suelo considerando una capacidad del suelo de 1.06 kg/cm², una altura de zapata de 0.50m, una contrapiso y falso piso de 10 cm, un relleno de 20 cm y una sobre carga de 400 kg/cm².

$$\sigma_{sn} = 1.06(10^4) - 0.50(2,400) - 0.20(1,650) - (0.10)(2,400) - 400$$

$$\sigma_{sn} = 8,430 \text{ kg/m}^2 = 0.84 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente, se calcula el área de la zapata, considerando que el peso sobre la zapata es 42.02 tn (ver dimensionado de columna), se calcula el área de apoyo de la zapata.

$$A_z = \frac{P_s}{\sigma_{sn}} = \frac{42.02 (1,000)}{0.84} = 5.00 \text{ m}^2$$

Finalmente se calcula las dimensiones de la zapata, siendo:

- Para el caso de la zapata aislada con carga central.

$$T = S = \sqrt{A_z} = \sqrt{5.00} = 2.25 \text{ m}$$

- Para el caso de la zapata aislada con carga lateral.

$$TS = A_z \wedge T = 2S \rightarrow 2S^2 = A_z$$

$$S = \sqrt{0.5(5.00)} = 1.60 \text{ m} \rightarrow T = 3.20 \text{ m}$$

De acuerdo a los cálculos se determina las dimensiones de las zapatas, incrementando los obtenidos por seguridad. Las dimensiones para la zapata aislada con carga central serán de 2.35x2.35x0.50 y para la zapata aislada con carga lateral será de 1.65x3.30x0.50.

VIGA DE CIMENTACIÓN.

Para el dimensionado de la viga de cimentación se toma en cuenta el criterio planteado por el Ing. Roberto Morales Morales en su libro “diseño en concreto armado, concordado a ACI 318”.

El criterio plantea que la altura de la viga de cimentación (h) será la séptima parte de la luz de apoyo, y la base de la viga de cimentación (b) sea la mitad de la altura.

$$h = \frac{l}{7}$$

$$b = \frac{P}{31l} \geq \frac{h}{2}$$

De acuerdo a estos criterios se calcula la altura de la viga de cimentación considerando que la luz es de 4.55 m.

$$h = \frac{l}{7} = \frac{4.55}{7} = 0.65 \text{ m}$$

Calculado la altura, se calcula la base de la viga, considerando además que la carga (P) es 34.43 tn (ver dimensionado de columna).

$$b = \frac{P}{31l} = \frac{34.43}{31(4.55)} = 0.24 \text{ m} \geq \frac{0.65}{2} = 0.33 \text{ m}$$

De acuerdo a los cálculos, se puede emplear vigas de cimentación con una sección de 30x65 cm.

1.3. CARGAS ESTÁTICAS.

CARGA MUERTA.

Para el cálculo de la carga muerta se toma en cuenta lo establecido en la norma E.020, siendo los pesos específicos los siguientes:

- Para la losa aligerada, con un espesor de 0.20 m, se tiene un peso específico de 300 kg/m².
- Para las vigas y columnas, se tiene un peso específico de 2,400 kg/m³.
- Para los muros de albañilería, se tiene un peso específico de 1,800 kg/m³.

Además, se considera un peso para los acabados y la tabiquería de 100 kg/m² y 180 kg/m². Estas cargas se aplican sobre el área del piso

que corresponde, en el caso de la tabiquería este se aplica solo cuando en el ambiente se tenga dicho elemento.

CARGA VIVA.

Para el cálculo de la carga viva se toma en cuenta lo establecido en la norma E.020, siendo los pesos específicos los considerados para lugares de asamblea:

- Hospedaje 250 kg/cm²
- Restaurantes 400 kg/m²
- Corredores y escaleras 500 kg/m²

Para el caso de la azotea se considera un peso de 100 kg/m² y la vivienda en el piso superior un peso de 200 kg/m².

1.4. CARGA SÍSMICA.

Para el cálculo de la carga sísmica se toma en cuenta lo establecido en la norma E.030 – 2018, empleado para su cálculo el programa Etabs.

PARÁMETROS SÍSMICOS.

- Parámetros de Zona (Z). Por la ubicación de la edificación, ciudad de Ica, se identifica que esta se encuentra en la zona 4, con un valor de 0.45.

- Parámetro de Suelo (S). Por el esfuerzo de corte del suelo, con un valor entre los 25 kPa a 50 kPa, se categoría el suelo como S3, con un valor de 1.10.

Categorizado, se identifica que los periodos T_p y T_l del suelo son de 1.00 seg y 1.60 seg respectivamente.

- Parámetro de Uso (U). Por el uso de la edificación, restaurante, se categoriza esta como C, con un valor de 1.00.
- Parámetro de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R). Por el sistema estructural de la edificación, se categoría esta como pórticos de concreto armado, con un valor de 8.
- Parámetro de Amplificación Sísmica (C). Este parámetro varía dependiendo del método empleado.

- Método Estático. Para este método se observa los periodos de vibración del suelo T_p y T_l y el periodo de vibración de la edificación T .

T se calcula dividiendo la altura de la edificación, 12.90 m; entre el valor C_t el cual es 35 para pórticos. El valor de T es 0.33 seg. Calculado T , como este es menor que T_p se determina que el valor de C es de 2.50.

- Método Dinámico (Espectro de Respuesta). Para este método se observa los periodos de vibración del suelo T_p y T_l y el periodo de vibración de la edificación T .

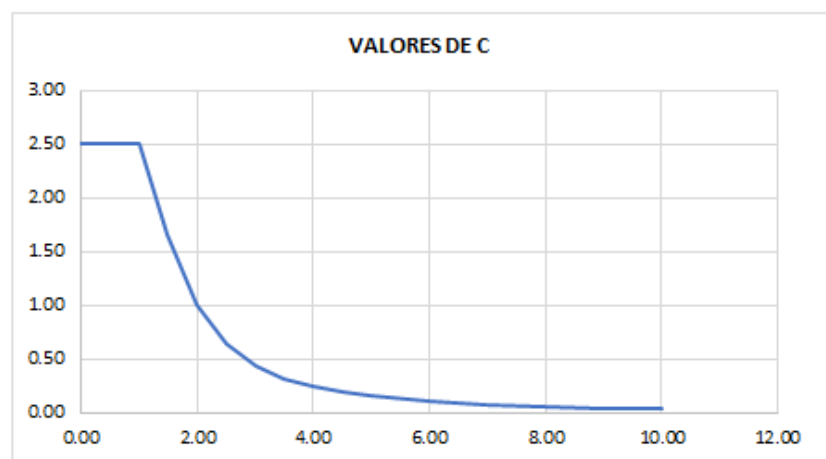
T toma valores entre 0.00 seg a 10.00 seg, considerando un intervalo entre cada valor de 0.10 seg, con lo que el valor de C varía de acuerdo a:

$$T < T_p \qquad C = 2.50$$

$$T_p < T < T_l \qquad C = 2.50 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_l \qquad C = 2.50 \left(\frac{T_p T_l}{T^2} \right)$$

Operando se obtiene los valores de C , los cuales son presentados en el siguiente gráfico.



- Peso de la edificación (P). El peso de la edificación se obtiene sumando la carga muerta y la carga viva de la edificación.

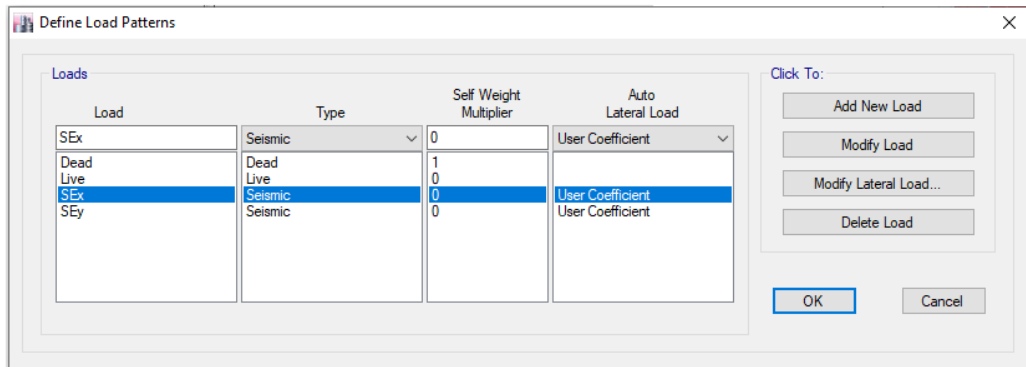
Como la edificación es de categoría C se toma el 25% de la carga viva, en todo caso se toma el 100% de la carga muerta.

FUERZAS DE SISMO – MÉTODO ESTÁTICO.

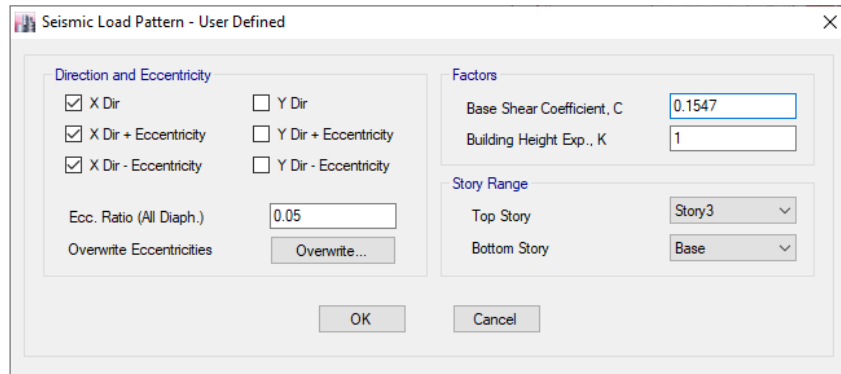
Determinados los parámetros sísmicos de la edificación se calculó el factor sísmico:

$$\frac{ZUCS}{R} = 0.1547$$

Con este se modela la fuerza sísmica en el programa Etabs para su cálculo, siguiendo para ello los siguientes comandos: “Define, Load Patterns”. En la ventana emergente se define la carga sísmica SE_x y SE_y , indicando se emplearán los coeficientes.



Finalmente se hace click en “Modify Lateral Load”, desplegándose la ventana donde se indicó el factor sísmico calculado.



Realizada las indicaciones al programa se procede a realizar los cálculos haciendo click en “Run”. Realizado esto se calculó las fuerzas de corte y la fuerza sísmica en cada piso, siendo los resultados.

FUERZAS DE CORTE Y FUERZAS DE SISMO EN CADA PISO

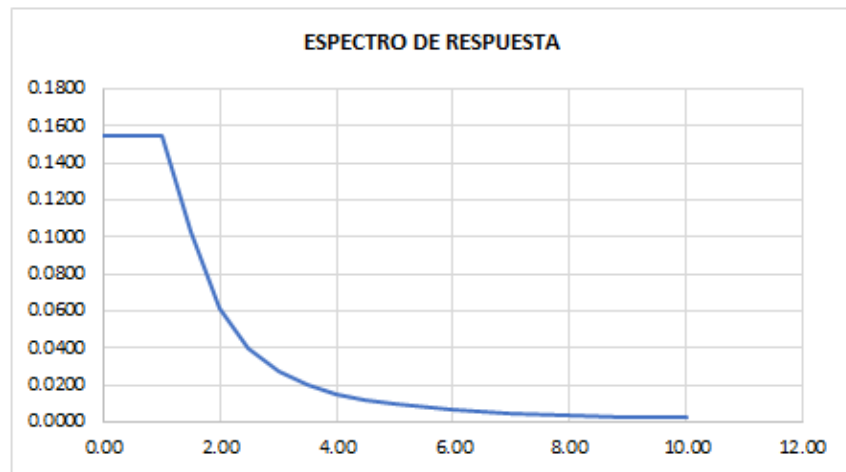
Piso	VEx	Fix	VEy	Fiy
4	17.89	17.89	17.89	17.89
3	35.62	17.73	35.62	17.73
2	49.81	14.19	49.81	14.19
1	56.27	6.46	56.27	6.46
Σ	-	56.27	-	56.27

FUERZAS DE SISMO – MÉTODO DINÁMICO.

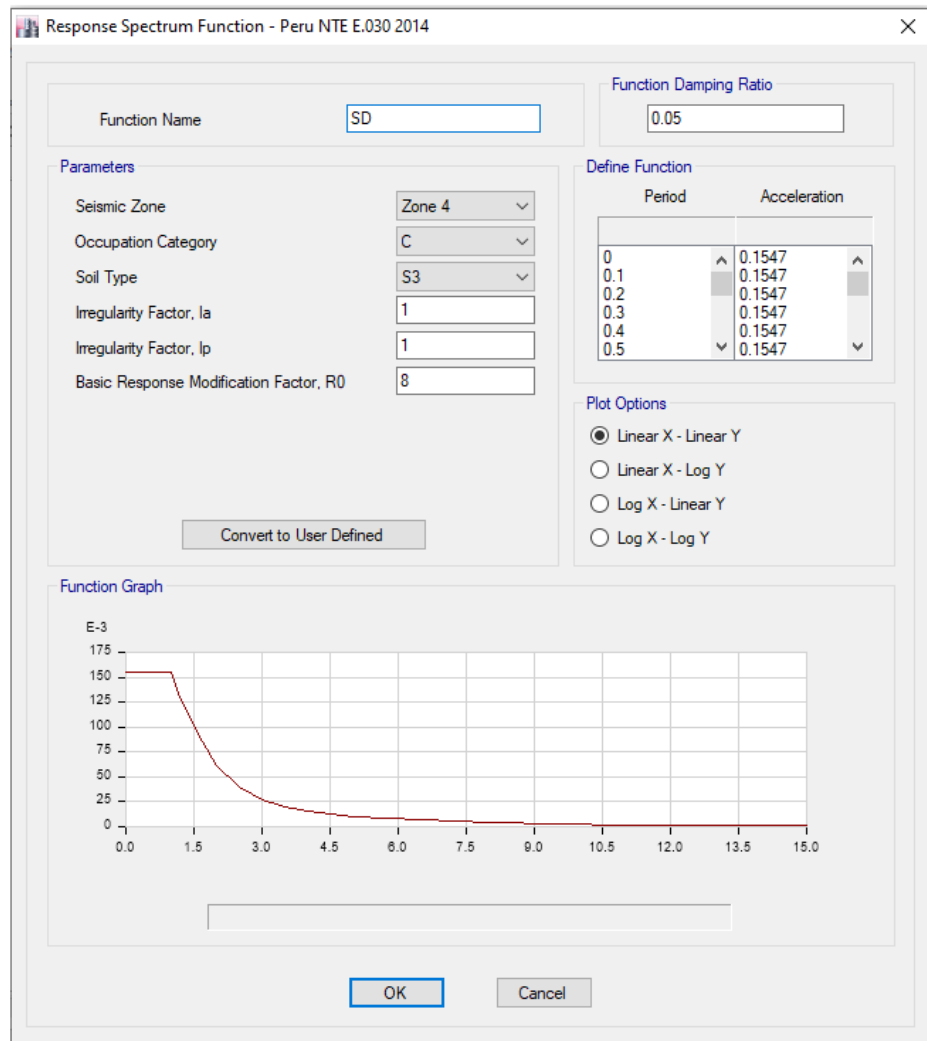
Determinados los parámetros sísmicos de la edificación se calculó la Aceleración Espectral:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Operando los parámetros se obtiene el siguiente gráfico.



Con este se modela la fuerza sísmica en el programa Etabs para su cálculo, siguiendo para ello los siguientes comandos: “Define, Functions, Response Spectrum”. En la ventana emergente se define el espectro de respuesta *SD*, indicando los parámetros.



Definido el espectro de respuesta, se procedió a definir las respuestas modales (r), siguiendo para ello los siguientes comandos: “Define, Load Cases”, en la ventana emergente se hace click en “Add New Cases”.

En la ventana emergente se define la sumatoria de los absolutos de las respuestas modales (ABS) y la sumatoria de la raíz de los cuadrados de las respuestas modales (SRSS), en dirección X y dirección Y.

Definidos las sumatorias se define la combinación de estos considerando en la suma que se toma el 25% de los ABS y el 75% del

SRSS, tal como define la norma E.030 en el artículo 29.3 denominado “Criterios de Combinación”.

SUMATORIA DE LOS ABSOLUTOS

Load Case Data

General

Load Case Name: ABSx

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	S1	9.8067
Acceleration	U3	S1	6.5378

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: Absolute

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

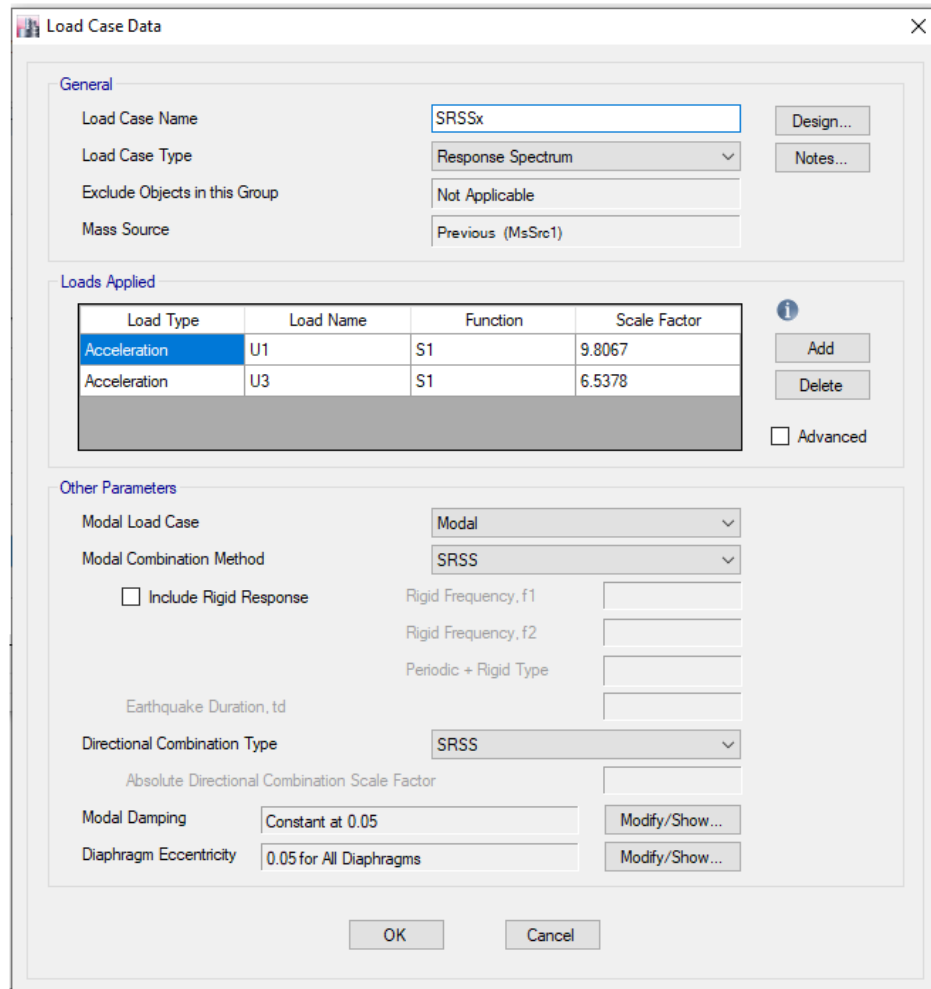
Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

OK Cancel

LA SUMATORIA DE LA RAÍZ DE LOS CUADRADOS



Realizada las indicaciones al programa se procede a realizar los cálculos haciendo click en “Run”. Realizado esto se calculó las fuerzas de corte y la fuerza sísmica en cada piso, siendo los resultados.

FUERZAS DE CORTE Y FUERZAS DE SISMO EN CADA PISO

Piso	VEx	Fix	VEy	Fiy
4	14.79	14.79	13.97	13.97
3	28.15	13.36	27.13	13.16
2	39.51	11.36	38.65	11.52
1	45.34	5.83	44.97	6.32
Σ	-	45.34	-	44.97

De acuerdo a los resultados obtenidos, empleando el Método Estático y el Método Dinámico se observó que las fuerzas obtenidas con el segundo método son del 83% y el 80% para la dirección en X y la dirección en Y.

1.5. DESPLAZAMIENTO SÍSMICO.

Realizado el cálculo de las fuerzas de corte y las fuerzas de sismo en cada piso empleando el método estático y el método dinámico se procede a analizar el desplazamiento sísmico y la regularidad de la edificación.

Para ello se emplean los resultados obtenidos por el método estático, siendo estos los siguientes:

ANÁLISIS DE LA DERIVA EN EL CENTRO DE MASA – DIRECCIÓN EN X

Piso	hi (m)	D (m)	d(m)	d/h	0.75R d/h	ID max
4	3.50	0.0052	0.0009	0.0003	0.0016	0.0070
3	3.50	0.0043	0.0011	0.0003	0.0018	0.0070
2	3.50	0.0033	0.0019	0.0005	0.0032	0.0070
1	4.50	0.0014	0.0014	0.0003	0.0018	0.0070

ANÁLISIS DE LA DERIVA EN EL CENTRO DE MASA – DIRECCIÓN EN Y

Piso	hi (m)	D (m)	d(m)	d/h	0.75R d/h	ID max
4	3.50	0.0042	0.0006	0.0002	0.0011	0.0070
3	3.50	0.0035	0.0007	0.0002	0.0012	0.0070
2	3.50	0.0029	0.0016	0.0004	0.0027	0.0070
1	4.50	0.0013	0.0013	0.0003	0.0017	0.0070

Además del análisis de los resultados obtenido en el centro de masa, se toma en cuenta en el análisis el mayor de los resultados obtenido en las equinas de la edificación. Este corresponde a la esquina posterior derecha de la edificación.

ANÁLISIS DE LA DERIVA EN LA ESQUINA – DIRECCIÓN EN X

Piso	hi (m)	D (m)	d(m)	d/h	0.75R d/h	ID max
4	3.50	0.0067	0.0014	0.0004	0.0024	0.0070
3	3.50	0.0053	0.0016	0.0004	0.0027	0.0070
2	3.50	0.0037	0.0022	0.0006	0.0038	0.0070
1	4.50	0.0015	0.0015	0.0003	0.0020	0.0070

ANÁLISIS DE LA DERIVA EN LA ESQUINA – DIRECCIÓN EN Y

Piso	hi (m)	D (m)	d(m)	d/h	0.75R d/h	ID max
4	3.50	0.0044	0.0007	0.0002	0.0011	0.0070
3	3.50	0.0037	0.0007	0.0002	0.0012	0.0070
2	3.50	0.0030	0.0016	0.0005	0.0028	0.0070
1	4.50	0.0014	0.0014	0.0003	0.0018	0.0070

Se observa que todos los puntos la derivan se encuentra dentro del rango establecido para las edificaciones de concreto armado.

Además, se analiza la regularidad de la edificación procedimiento a analizar los siguientes puntos:

- Irregularidad en Planta (Ip).
 - Irregularidad torsional. Esta se analiza verificando las siguientes condiciones:

$$ID_{cm i} > 0.5 ID_{max} \wedge ID_{esq i} > 1.20 ID_{cm i}$$

Donde, ID_{cm} es la deriva en el centro de masa en el piso i , ID_{max} es la deriva máxima permitida, y $ID_{esq i}$ es la deriva en la esquina en el piso i .

Como la primera condición no se cumple ($ID_{cm} > 0.5 ID_{max}$), se considera que no hay Irregularidad Torsional.

- Irregularidad Torsional Extrema. Esta se analiza verificando las siguientes condiciones:

$$ID_{cm i} > 0.5 ID_{max} \wedge ID_{esq i} > 1.50 ID_{cm i}$$

Donde, ID_{cm} es la deriva en el centro de masa en el piso i , ID_{max} es la deriva máxima permitida, y $ID_{esq i}$ es la deriva en la esquina en el piso i .

Como la primera condición no se cumple ($ID_{cm} > 0.5 ID_{max}$), se considera que no hay Irregularidad Torsional Extrema.

- Esquinas Entrantes. Esta se analiza verificando las siguientes condiciones:

$$E_i > 0.20L_i$$

Donde, E_i es la longitud de la esquina entrante y L_i es la longitud de la edificación.

Como no se tiene esquinas entrantes, se considera que no hay irregularidad por Esquinas Entrantes.

- Discontinuidad del Diafragma. Esta se analiza verificando las siguientes condiciones:

$$A_{oi} > 0.50A_{ti}$$

Donde, A_{oi} es el área de los ductos en la losa en el piso i , y A_{ti} es la losa en el piso i .

Como no se tiene ductos en la losa, se considera que no hay irregularidad por Discontinuidad del Diafragma.

- Sistemas no paralelos. “Se considera que existe irregularidad cuando los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos.”

Como los elementos resistentes a las fuerzas laterales son paralelos entre sí, en ambas direcciones, se considera que no se tiene irregularidad por sistemas no paralelos.

- Irregularidad en Altura (Ia)

- Irregularidad de Rigidez. Esta se analiza verificando las siguientes condiciones:

$$ID_{cmi} > 1.4 ID_{cmi+1} \vee ID_{cmi} > 1.2 ID_{\bar{x}cm}$$

Donde, $ID_{cm i}$ es el desplazamiento en el centro de masas en el piso i , $ID_{cm i+1}$ es el desplazamiento en el centro de masas en el piso $i + 1$, $ID_{\bar{x} cm}$ es el promedio de los desplazamientos de los centros de masas en todos los pisos.

De acuerdo a los resultados, se observa que no se cumple ning. una de las condiciones en el piso 2 tanto en dirección X como en dirección Y.

$$\text{Dirección X} \quad \frac{ID_{cm i}}{ID_{cm i+1}} = \frac{0.0018}{0.0032} = 1.76 > 1.4$$

$$\text{Dirección Y} \quad \frac{ID_{cm i}}{ID_{cm i+1}} = \frac{0.0027}{0.0012} = 2.26 > 1.4$$

Por esto se considera que hay irregularidad por rigidez castigándose el parámetro R en 0.75.

- Irregularidad Extrema de Rigidez. Esta se analiza verificando las siguientes condiciones:

$$ID_{cm i} > 1.6 ID_{cm i+1} \vee ID_{cm i} > 1.4 ID_{\bar{x} cm}$$

Donde, $ID_{cm i}$ es el desplazamiento en el centro de masas en el piso i , $ID_{cm i+1}$ es el desplazamiento en el centro de masas en el piso $i + 1$, $ID_{\bar{x} cm}$ es el promedio de los desplazamientos de los centros de masas en todos los pisos.

De acuerdo a los resultados, se observa que no se cumple ninguna de las condiciones en el piso 2 tanto en dirección X como en dirección Y.

$$\text{Dirección X} \quad \frac{ID_{cm\ i}}{ID_{cm\ i+1}} = \frac{0.0018}{0.0032} = 1.76 > 1.4$$

$$\text{Dirección Y} \quad \frac{ID_{cm\ i}}{ID_{cm\ i+1}} = \frac{0.0027}{0.0012} = 2.26 > 1.4$$

Por esto se considera que hay irregularidad por rigidez castigándose el parámetro R en 0.50.

- Irregularidad de Masa o Peso. Esta se analiza verificando las siguientes condiciones:

$$P_i > 1.50P_{i+1}$$

Donde, P_i es el peso del piso i y P_{i+1} es el peso del piso $i + 1$.

Como la diferencia entre los pesos de los pisos es menor del 1.50, se considera que no hay irregularidad por peso.

- Irregularidad Geometría Vertical. “Se considera que la configuración es irregular cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente.”

Como la dimensión de las plantas es similar en cada piso se considera que no hay irregularidad por Geometría Vertical.

- Discontinuidad del Sistema Resistente. “Se considera que la estructura es irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

Como los elementos verticales, muros y columnas no tiene variación en su sección a lo alto de la edificación se considera que no hay irregularidad por Discontinuidad del Sistema Resistente.

De acuerdo al análisis realizado se observa que se tiene irregularidad en altura, siendo esta “Irregularidad Extrema de Rigidez”, con lo que se debe castigar el parámetro sísmico R en 0.50, con lo que este pasa de un valor de 8 a un valor de 4, modificando los valores de las fuerzas sísmicas y los desplazamientos de la edificación en cada piso.

Observado los resultados se concluye que la edificación cumple con los requerimientos del desplazamiento tanto para las fuerzas calculadas por el método estático y el método dinámico.

FUERZAS DE CORTE Y FUERZAS DE SISMO - MÉTODO ESTÁTICO

Piso	VEx	Fix	VEy	Fiy
4	35.78	35.78	35.78	35.78
3	71.24	35.46	71.24	35.46
2	99.62	28.38	99.62	28.38
1	112.55	12.93	112.55	12.93
Σ	-	112.55	-	112.55

DESPLAZAMIENTO DEL CENTRO DE MASA

MÉTODO ESTÁTICO – DIRECCIÓN X

Piso	hi (m)	D (m)	d(m)	d/h	0.75R d/h	ID max
4	3.50	0.0105	0.0018	0.0005	0.0032	0.0070
3	3.50	0.0087	0.0021	0.0006	0.0036	0.0070
2	3.50	0.0065	0.0038	0.0011	0.0064	0.0070
1	4.50	0.0028	0.0028	0.0006	0.0037	0.0070

MÉTODO ESTÁTICO – DIRECCIÓN Y

Piso	hi (m)	D (m)	d(m)	d/h	0.75R d/h	ID max
4	3.50	0.0083	0.0012	0.0004	0.0021	0.0070
3	3.50	0.0071	0.0014	0.0004	0.0024	0.0070
2	3.50	0.0057	0.0031	0.0009	0.0053	0.0070
1	4.50	0.0026	0.0026	0.0006	0.0035	0.0070

FUERZAS DE CORTE Y FUERZAS DE SISMO - MÉTODO DINÁMICO

Piso	VEx	Fix	VEy	Fiy
4	29.58	29.58	27.94	27.94
3	56.30	26.72	54.26	26.32
2	79.02	22.72	77.31	23.05
1	90.68	11.66	89.94	12.63
Σ	-	90.68	-	89.94

MÉTODO DINÁMICO – DIRECCIÓN X

Piso	hi (m)	D (m)	d(m)	d/h	0.75R d/h	ID max
4	3.50	0.0085	0.0014	0.0004	0.0024	0.0070
3	3.50	0.0070	0.0017	0.0005	0.0029	0.0070
2	3.50	0.0053	0.0031	0.0009	0.0052	0.0070
1	4.50	0.0023	0.0023	0.0005	0.0030	0.0070

MÉTODO DINÁMICO – DIRECCIÓN Y

Piso	hi (m)	D (m)	d(m)	d/h	0.75R d/h	ID max
4	3.50	0.0066	0.0010	0.0003	0.0017	0.0070
3	3.50	0.0056	0.0010	0.0003	0.0017	0.0070
2	3.50	0.0046	0.0025	0.0007	0.0042	0.0070
1	4.50	0.0022	0.0022	0.0005	0.0029	0.0070

Realizado el análisis verificado que se cumple con los desplazamientos se realiza el análisis estructural de la edificación empleando el método dinámico, tal como establece la norma E.030, para edificación irregulares en la zona 4.

1.6. FUERZAS ACTUANTES.

Definida la Carga Muerta (CM), la Carga Viva (CV) y la Carga de Sismo (CS) para el cálculo de los Esfuerzos Actuantes Últimos sobre los elementos estructurales se debe amplificar las cargas, estos de acuerdo a la versión de la norma varia encontrando:

- Para la norma E.060 - 1989 (Artículo 10.2):

$$U_1 = 1.5 CM + 1.8 CV$$

$$U_2 = 1.25 CM + 1.25 CV \pm 1.25 CS$$

$$U_3 = 0.9 CM \pm 1.25CS$$

- Para la norma E.060 - 2009 (Artículo 9.2)

$$U_1 = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U_2 = 1.25 CM + 1.25 CV \pm CS$$

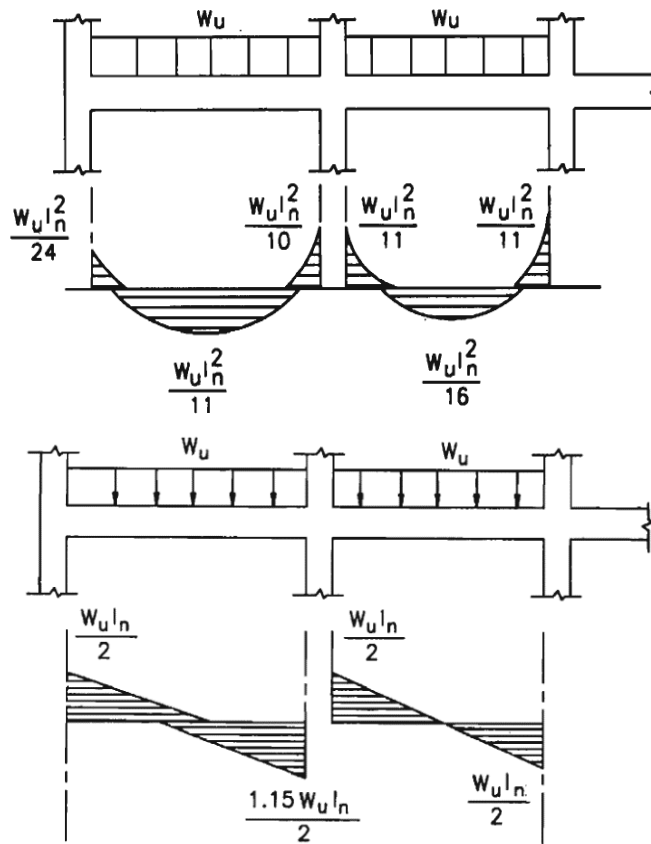
$$U_3 = 0.9 CM \pm CS$$

Identificado las combinaciones de carga para cada uno de los casos, se procede a definir estos en el programa Etabs para realizar el cálculo sobre la edificación. Para ello se sigue los siguientes comandos: "Define, "Combinations".

En la ventana emergente se define cada combinación haciendo click en "Add New Combo". El resultado de la aplicación de las combinaciones presentadas se presenta en cada uno de los elementos.

LOSA ALIGERADA.

En el caso de la losa aligerada se emplean los coeficientes del ACI, el cual mantiene los mismos valores en la norma E.060 - 1989 y la norma E.060 - 2009. Estos coeficientes se presentan en el artículo 9.3.2. de la norma E.060 - 1989, y en el artículo 8.3.4. de la norma E.060 - 2009.



Como parte del cálculo se realiza el cálculo de las cargas, siendo para el caso las siguientes:

Descripción	Ancho	Peso/m ²	Peso
Losa (h=0.20m)	0.40 m	300 kg/m ²	120 kg/m
Acabados	0.40 m	100 kg/m ²	40 kg/m
Carga Muerta			160 kg/m
Uso (Restaurante)	0.40 m	400 kg/ m ²	160 kg/m
Carga Viva			160 kg/m

De acuerdo a los cálculos realizados se tiene una Carga Muerta (W_{CM}) de 160 kg/m y una Carga Viva (W_{CV}) de 160 kg/m.

El siguiente paso es la amplificación de cargas empleando la ecuación que considera la Carga Muerta (W_{CM}) y la Carga Viva (W_{CV}), como se presenta:

Norma E.060 - 1989.

$$W_U = 1.5 W_{CM} + 1.8 W_{CV} = 1.4 (160) + 1.7 (160) = 528 \text{ kg/m}$$

Norma E.060 - 2009.

$$W_U = 1.4 W_{CM} + 1.7 W_{CV} = 1.4 (160) + 1.7 (160) = 496 \text{ kg/m}$$

De acuerdo a los cálculos realizados se tiene una Carga Ultima (W_U) de 528 kg/m cuando se emplea la norma E.060 - 1989 y de 496 kg/m cuando se emplea la norma E.060 - 2009.

Finalmente se calculan los valores de momento y cortante de acuerdo a los coeficientes presentados en las imágenes obteniendo los siguientes resultados:

Norma E.060 - 1989.

Tramo / Punto	l (m)	W_U (kg/m)	M_u (tn.m)	V_u (tn)
Tramo Exterior (1 y 5)	a		-0.20	0.79
	ab	3.00	528	-
	b			-0.48

Tramo Interior (2, 3, 4)	b			-0.52	0.87
	bc	3.30	528	0.36	-
	c			-0.52	-0.87

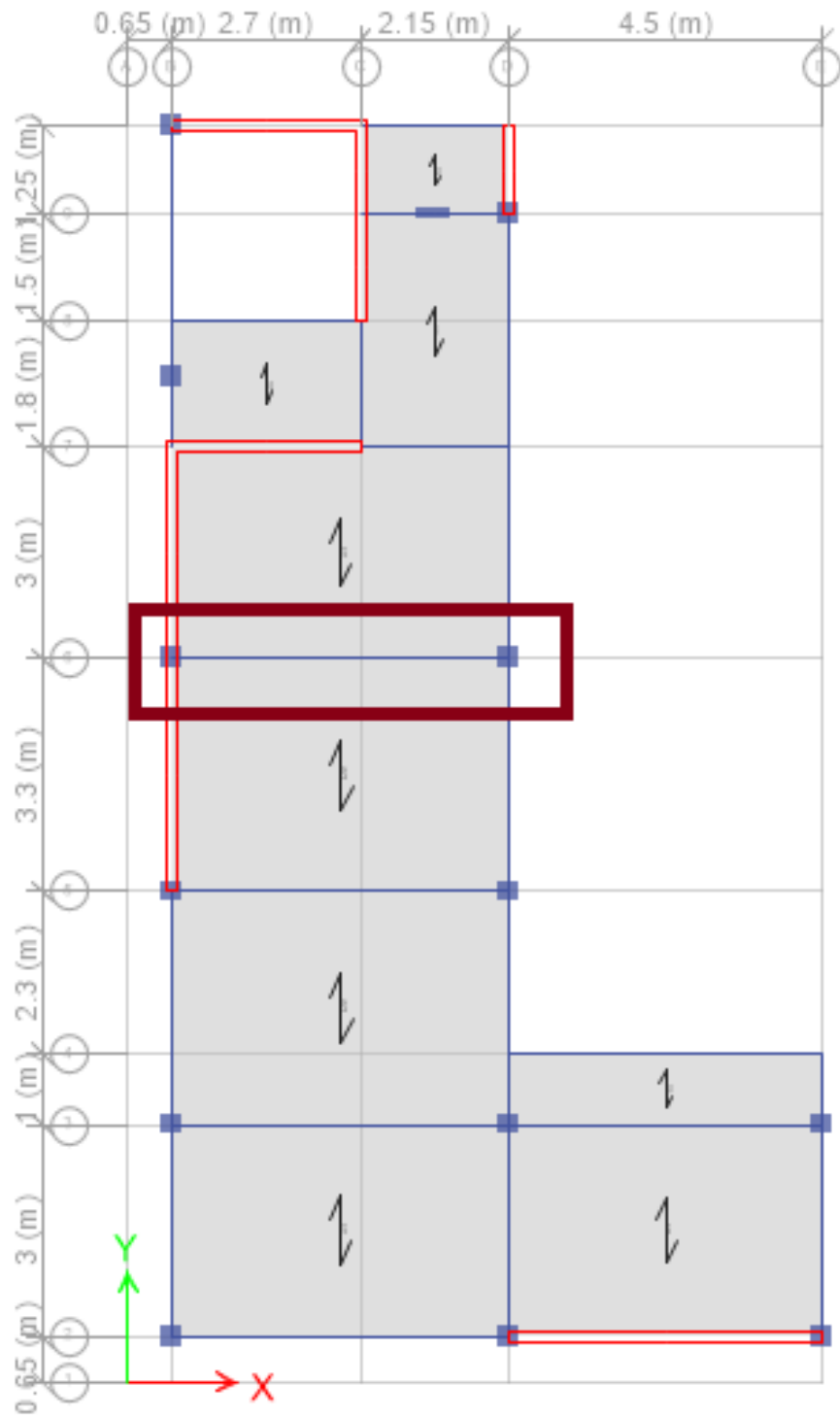
Norma E.060 - 2009.

Tramo / Punto		l (m)	W_U (kg/m)	M_u (tn.m)	V_u (tn)
Tramo Exterior (1 y 5)	a			-0.19	0.74
	ab	3.00	496	0.41	-
	b			-0.45	-0.86
Tramo Interior (2, 3, 4)	b			-0.49	0.82
	bc	3.30	496	0.34	-
	c			-0.49	-0.82

Analizado los resultados, se observa una variación del 6% sobre los resultados de corte y momento sobre las viguetas.

VIGA PÓRTICO.

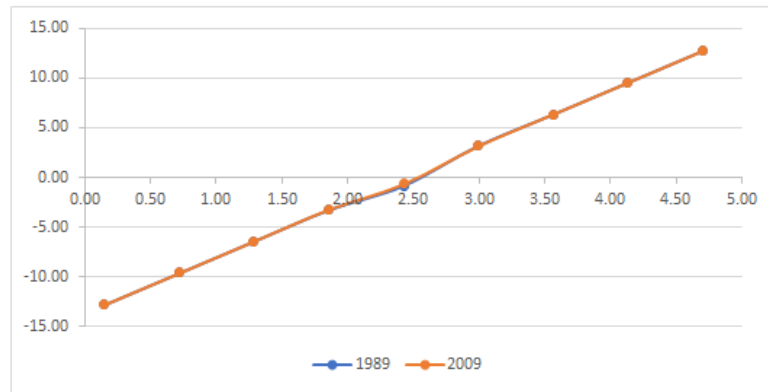
Para el análisis de los resultados se presentará los obtenidos sobre un mismo elemento de la edificación, para ello se toma la viga con la mayor carga, la mayor luz, siendo esta la viga VCH 01, la cual se muestra.



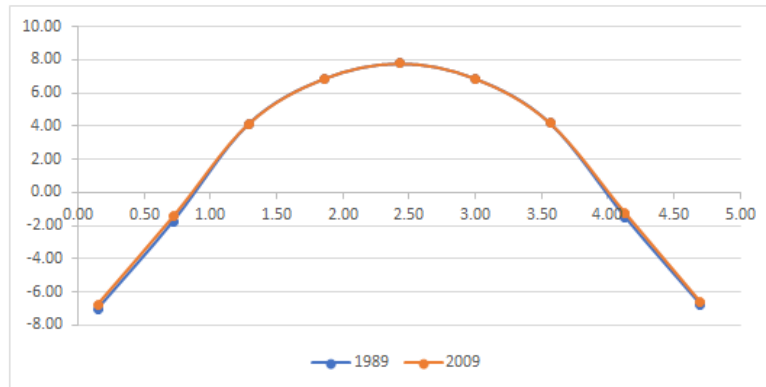
Story 1	1989		2009		Variación	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3
Dist	-12.76	-7.03	-12.76	-6.76	00%	04%

0.72	-9.57	-1.74	-9.57	-1.45	00%	20%
1.29	-6.39	4.13	-6.39	4.13	00%	00%
1.86	-3.23	6.86	-3.21	6.86	01%	00%
2.43	-0.81	7.78	-0.65	7.78	24%	00%
2.99	3.20	6.89	3.16	6.89	01%	00%
3.56	6.34	4.19	6.34	4.19	00%	00%
4.13	9.52	-1.51	9.52	-1.26	00%	20%
4.70	12.70	-6.78	12.70	-6.64	00%	02%

COMPARACIÓN DE CORTANTE



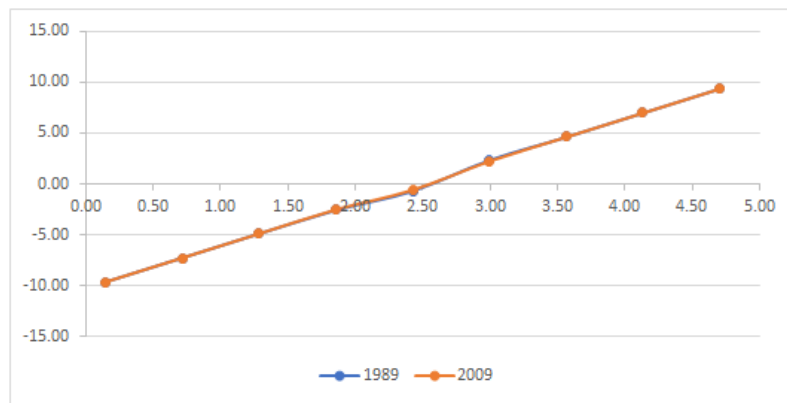
COMPARACIÓN DE MOMENTO



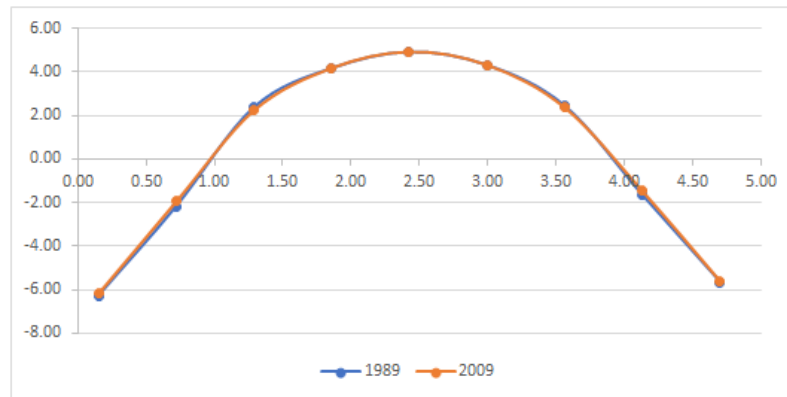
Story 2	1989		2009		Variación	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.15	-9.63	-6.27	-9.63	-6.18	00%	02%
0.72	-7.26	-2.16	-7.26	-1.95	00%	11%
1.29	-4.88	2.38	-4.88	2.23	00%	07%

1.86	-2.56	4.18	-2.50	4.18	02%	00%
2.43	-0.69	4.92	-0.57	4.92	21%	00%
2.99	2.35	4.32	2.25	4.32	05%	00%
3.56	4.63	2.45	4.63	2.37	00%	03%
4.13	7.00	-1.65	7.00	-1.47	00%	12%
4.70	9.38	-5.65	9.38	-5.60	00%	01%

COMPARACIÓN DE CORTANTE



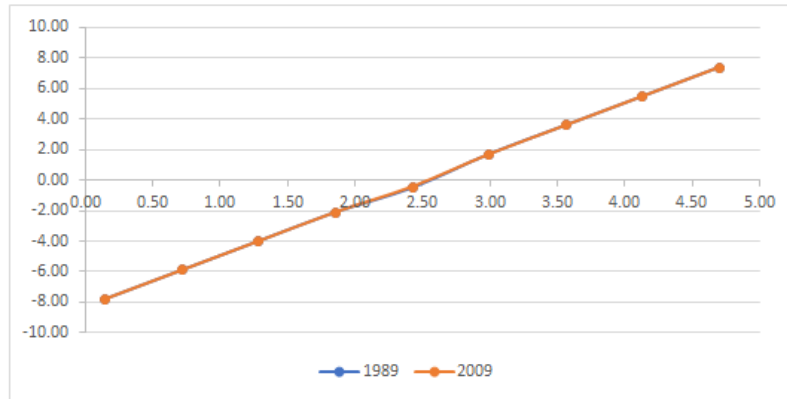
COMPARACIÓN DE MOMENTO



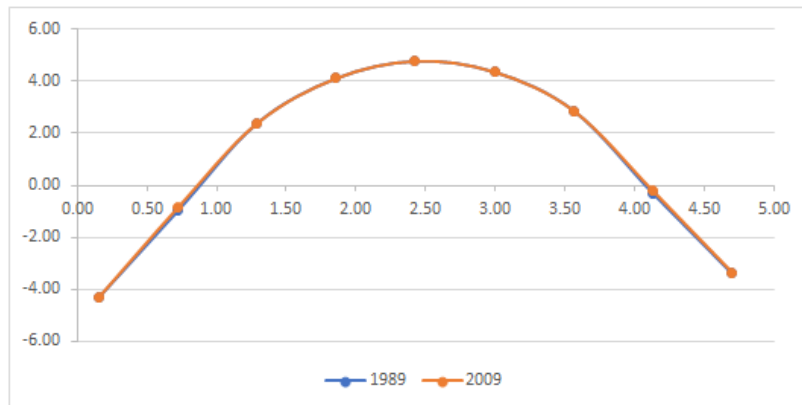
Story 3	1989		2009		Variación	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.15	-7.79	-4.32	-7.79	-4.32	00%	00%
0.72	-5.89	-0.98	-5.89	-0.85	00%	15%
1.29	-4.00	2.38	-4.00	2.38	00%	00%
1.86	-2.11	4.12	-2.11	4.12	00%	00%
2.43	-0.51	4.78	-0.44	4.78	15%	00%

2.99	1.69	4.36	1.68	4.36	01%	00%
3.56	3.57	2.87	3.57	2.87	00%	00%
4.13	5.46	-0.31	5.46	-0.21	00%	48%
4.70	7.36	-3.39	7.36	-3.34	00%	01%

COMPARACIÓN DE CORTANTE



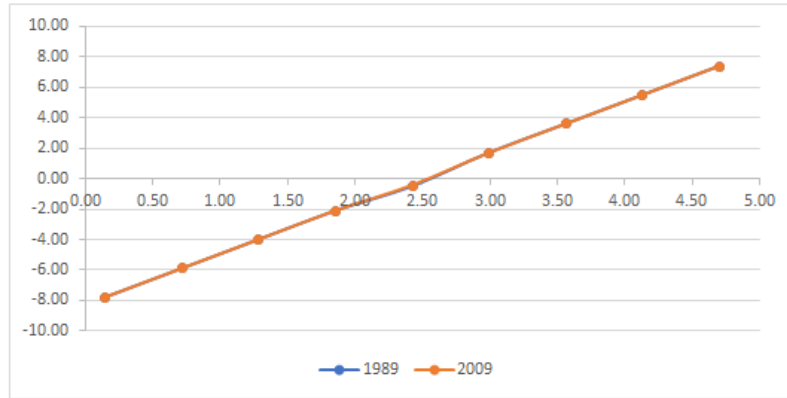
COMPARACIÓN DE MOMENTO



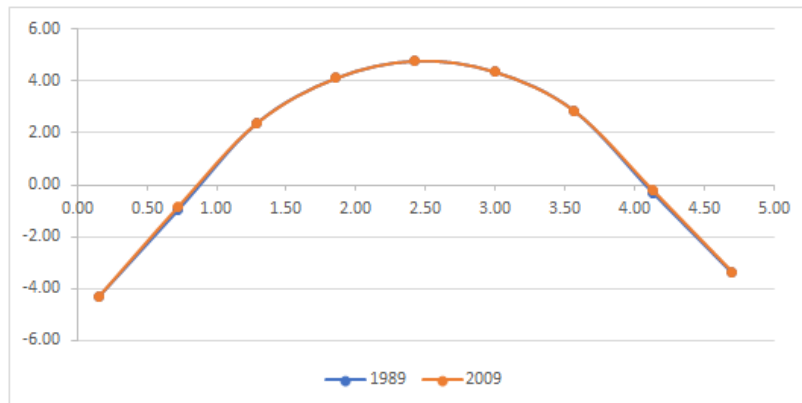
Story 4	1989		2009		Variación	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.15	-7.79	-4.32	-7.79	-4.32	00%	00%
0.72	-5.89	-0.98	-5.89	-0.85	00%	15%
1.29	-4.00	2.38	-4.00	2.38	00%	00%
1.86	-2.11	4.12	-2.11	4.12	00%	00%
2.43	-0.51	4.78	-0.44	4.78	15%	00%
2.99	1.69	4.36	1.68	4.36	01%	00%
3.56	3.57	2.87	3.57	2.87	00%	00%

4.13	5.46	-0.31	5.46	-0.21	00%	48%
4.70	7.36	-3.39	7.36	-3.34	00%	01%

COMPARACIÓN DE CORTANTE



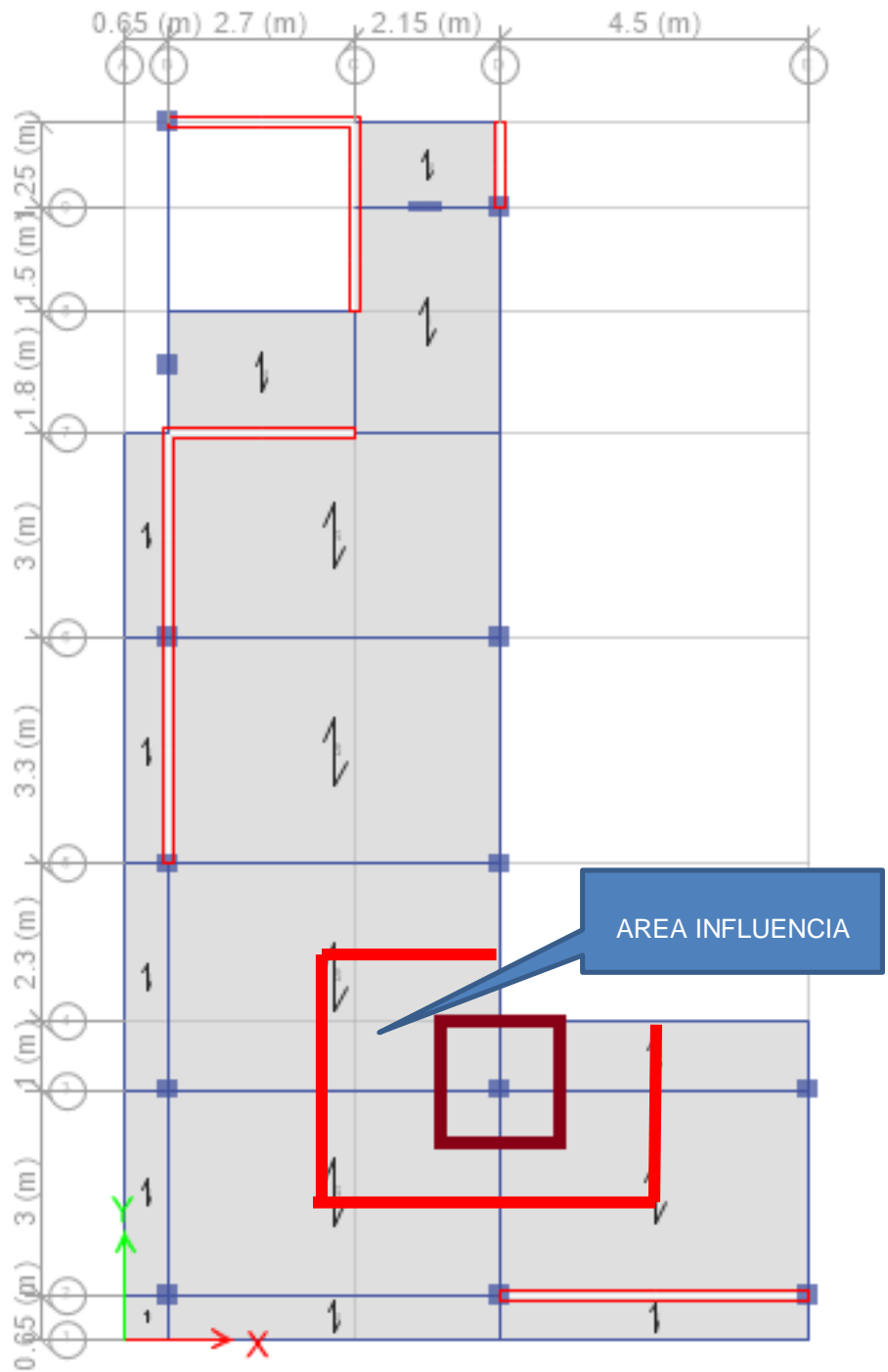
COMPARACIÓN DE MOMENTO



Como se observa en los resultados la variación en las cortantes se presenta en la parte central de la viga con una variación promedio del 20% de las cargas, mientras que en el momento se presenta en los extremos de la viga con una variación promedio del 20%.

COLUMNA PÓRTICO.

Para el análisis de los resultados se presentará los obtenidos sobre un mismo elemento de la edificación, para ello se toma la columna con la mayor carga, siendo esta la columna C01, la cual se muestra.



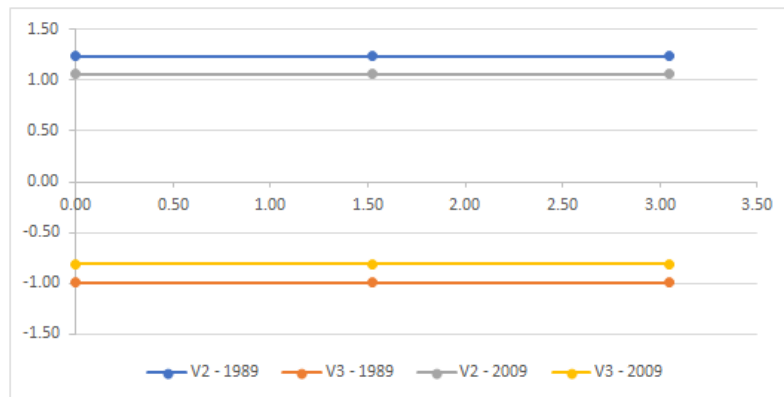
Story 1	1989				
Dist	P	V2	V3	M2	M3
0.00	-50.40	1.23	-0.99	1.63	-1.49
1.53	-49.91	1.23	-0.99	0.33	-0.46

3.05	-49.42	1.23	-0.99	1.20	-1.67
------	--------	------	-------	------	-------

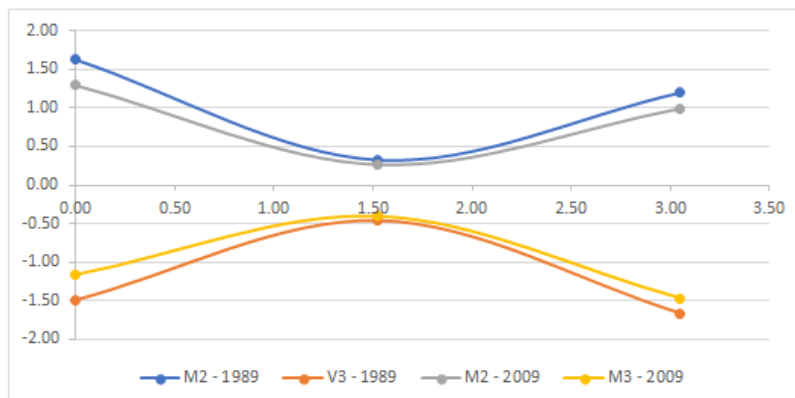
Story 1	2009				
Dist	P	V2	V3	M2	M3
0.00	-50.40	1.06	-0.81	1.29	-1.16
1.53	-49.91	1.06	-0.81	0.26	-0.40
3.05	-49.42	1.06	-0.81	0.99	-1.47

Story 1	VARIACIÓN				
Dist	P	V2	V3	M2	M3
0.00	00%	17%	22%	26%	29%
1.53	00%	17%	22%	24%	17%
3.05	00%	17%	22%	21%	14%

COMPARACIÓN DE CORTANTE



COMPARACIÓN DE MOMENTO



Como se observa en los resultados la variación en las cortantes se presenta una variación promedio del 20%.

CIMENTOS.

Para el análisis de los resultados se presentará los obtenidos sobre un mismo elemento de la edificación, para ello se toma las columnas con las mayores cargas, siendo estas:

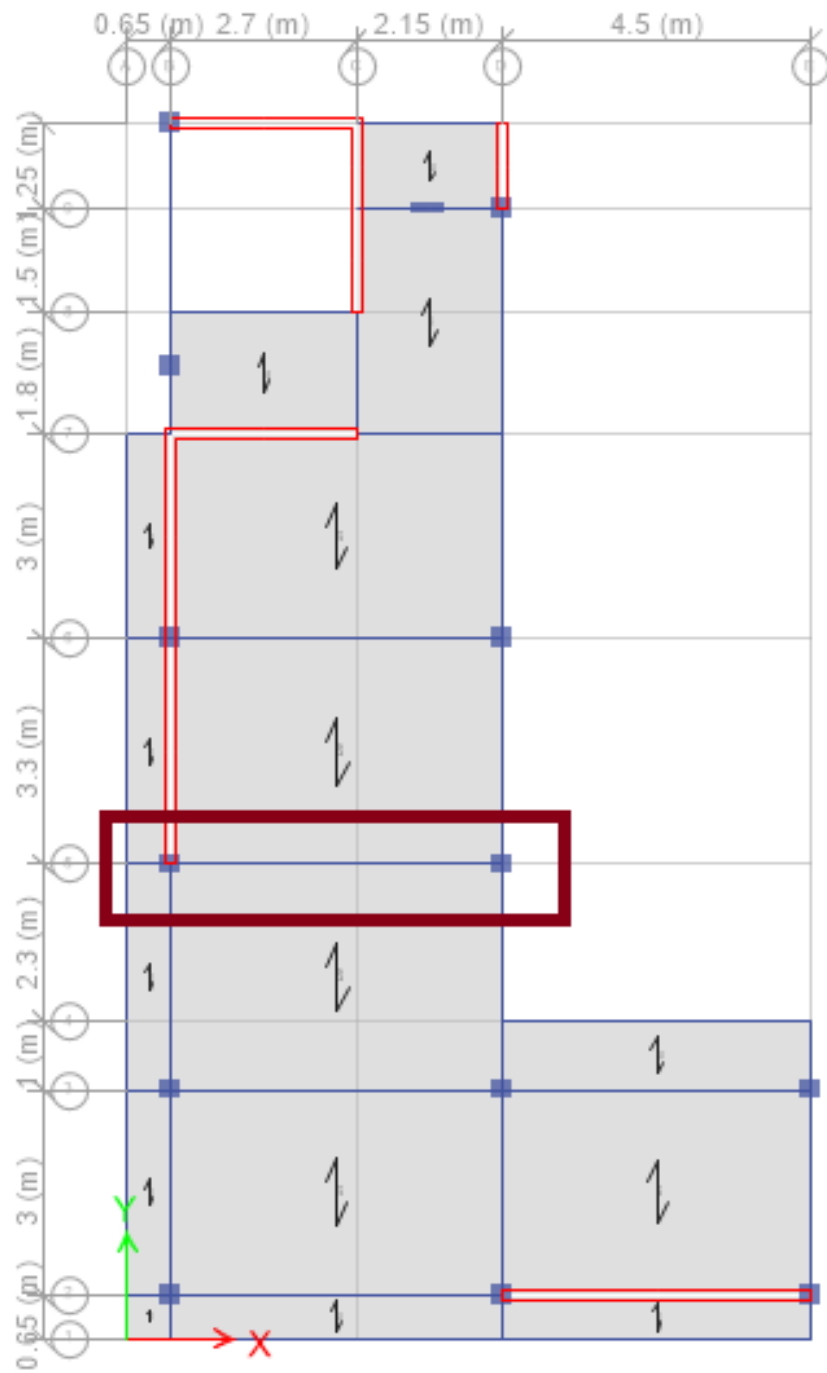
Las cargas sobre las columnas que son transmitidas sobre las zapatas son las que se presentan y son amplificadas para cada caso.

$$E.060\ 1989\ CU = 1.5CM + 1.8CV$$

$$E.060\ 2009\ CU = 1.4CM + 1.7CV$$

Columna / Zapata	CM	CV	CU (1989)	CU (2009)
Izquierda	2.42	7.33	16.82	15.84
Derecha	16.65	6.54	36.74	34.42

Para el cálculo de los esfuerzos sobre las zapatas y la viga de cimentación, se emplea el programa Etabs para el cálculo, adicionando a las cargas la de la Viga de Cimentación, la cual tiene una sección de 30x65.



Norma E.060 - 1989.

$$W_{VC} = 1.5 W_{CM} = 1.5 (0.30 \times 0.65 \times 2.40) = 0.70 \text{ tn/m}$$

Norma E.060 - 2009.

$$W_{VC} = 1.4 W_{CM} = 1.4 (0.30 \times 0.65 \times 2.40) = 0.65 \text{ tn/m}$$

Además, para el cálculo se debe calcular el esfuerzo neto del terreno (σ_{sn}), se obtiene “disminuyendo al esfuerzo del terreno, conocido como capacidad portante, el peso generado por los elementos que se encuentran sobre él”, como se muestra en la siguiente fórmula.

$$\sigma_{sn} = \sigma_s - h_c \gamma_c - h_s \gamma_s - h_p \gamma_c - SC$$

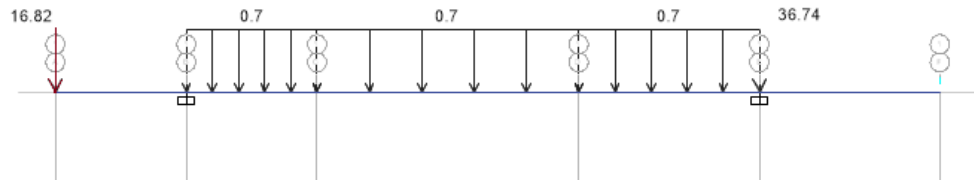
Donde, σ_s es el esfuerzo neto del terreno, h_c es la altura del cimiento, h_p es la altura o espesor del falsopiso, γ_c es el peso específico del concreto, γ_m es el peso específico del suelo y SC es la sobrecarga en el primer piso.

Calculada la altura de la cimentación, se procede a calcular el esfuerzo neto del terreno (σ_{sn}) considerando para ellos que el esfuerzo del terreno (σ_s) es 1.06 kg/cm², la altura del cimiento (h_c) es 50 cm, la altura del falsopiso (h_p) es 10 cm, el peso específico del concreto (γ_c) es 2,400 kg/m³, el peso específico del suelo es (γ_m) es 1,650 kg/m³ y la sobrecarga (SC) es de 400 kg/m².

$$\sigma_{sn} = 1.06(10^4) - 0.50(2,400) - 0.20(1,650) - (0.10)(2,400) - 400$$

$$\sigma_{sn} = 8,430 \text{ kg/m}^2 = 0.84 \text{ kg/cm}^2$$

De define y asignan las cargas calculadas al programa Etabs, a fin de calcular la reacción amplificada sobre las zapatas, tal como se muestra.



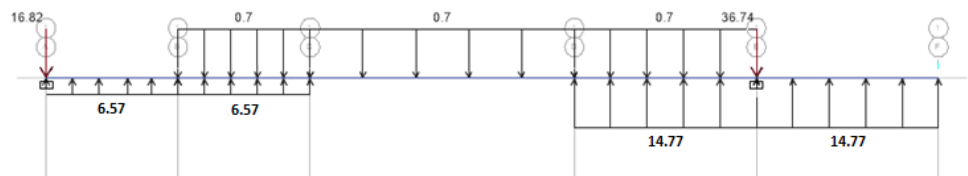
Realizada la operación se tiene el siguiente resultado.



Calculado las reacciones amplificadas sobre las zapatas se distribuye estas.

$$\sigma_{snu} = \frac{R}{T}$$

Zapata	σ _{snu} (1989)			σ _{snu} (2009)		
	R (tn)	T (m)	σ _{snu}	R (tn)	T (m)	σ _{snu}
Izquierda	21.68	3.30	6.57	20.39	3.30	6.18
Derecha	34.70	2.35	14.77	32.48	2.35	13.82



Realizada la operación se tiene el siguiente resultado.

Correspondientes a la norma E.060 - 1989.

DIAGRAMA DE MOMENTOS



DIAGRAMA DE CORTANTE



Realizada la misma operación para norma E.060 – 2009 se tiene los siguientes resultados:

DIAGRAMA DE MOMENTOS

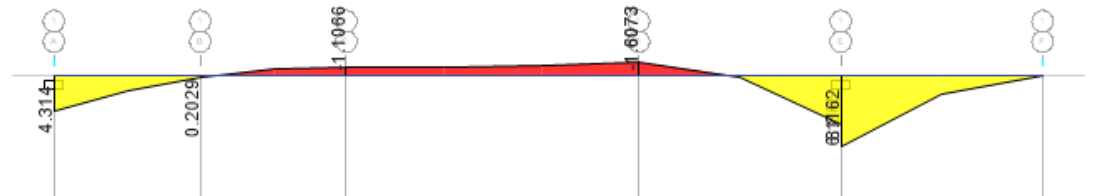
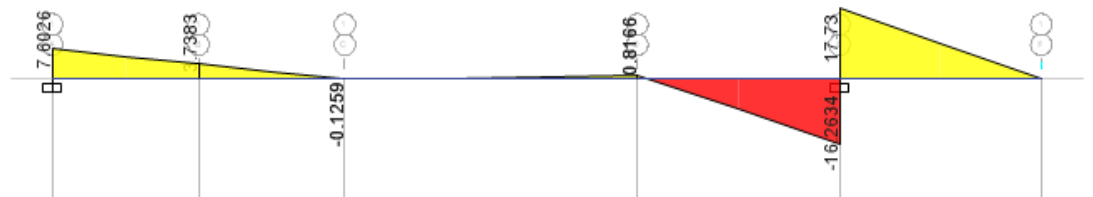


DIAGRAMA DE CORTANTE



Como se observa, la variación de las cargas aplicadas es del 6.5%, esta variación se observa en los valores de momento y cortante sobre el sistema.

Station	1989		2009		VARIACIÓN	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3
	6.3304	1.1555	7.6026	1.1066	19.9%	-10.3%
	1.8499	1.7129	7.983	1.6073	325.8%	-6.4%
	-0.1231		-0.1259		2.3%	
	0.8819		0.8166		-7.4%	
	-17.3881		-16.2634		6.5%	

0.00	8.07	4.58	7.60	4.31	06%	06%
0.36	6.02	2.03	5.67	1.91	06%	06%
0.73	3.97	0.22	3.74	0.20	06%	08%
0.73	3.97	0.22	3.74	0.20	06%	08%
1.09	1.92	-0.85	1.81	-0.80	06%	06%
1.45	-0.13	-1.17	-0.13	-1.11	05%	06%
1.45	-0.13	-1.17	-0.13	-1.11	05%	06%
1.93	0.21	-1.19	0.19	-1.12	09%	06%
2.42	0.54	-1.37	0.50	-1.29	08%	06%
2.90	0.88	-1.72	0.82	-1.61	08%	07%
2.90	0.88	-1.72	0.82	-1.61	08%	07%
3.40	-8.23	0.12	-7.72	0.12	07%	02%
3.90	-17.35	6.52	-16.26	6.12	07%	07%
3.90	18.93	9.47	17.73	8.87	07%	07%
4.40	9.47	2.37	8.87	2.22	07%	07%

1.7. FUERZAS RESULTANTES.

Para realizar la comparación de los resultados se calcula los valores de resistencia de los elementos empleando la versión correspondiente de la norma.

LOSA ALIGERADA.

Para el cálculo de la fuerza resistente de la viga de concreto se emplea las siguientes formulas, de acuerdo al Ing. Roberto Morales Morales.

- Momento Resistente. Empleando el método de la cuantía mecánicas, se tiene:

$$A_s = \rho b d$$

Donde:

$$\rho = \omega f'_c / f_y$$

Donde:

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36x}}{1.18}$$

Donde:

$$x = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2}$$

En el cálculo del acero de refuerzo se debe tener en cuenta la cuantía máxima y mínima de la sección.

De acuerdo a la norma E.060 - 1989, la cuantía mínima es 0.0020 (artículo 7.10). De acuerdo a la norma E.060 - 2009, la cuantía mínima es 0.0020 (artículo 9.7).

La cuantía máxima se calcula:

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

Donde:

$$\rho_b = \beta 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6,000}{6,000 + f_y} \right)$$

Operando para cada una de los principales tipos de concretos empleados, se tiene:

f'_c (kg/cm ²)	210	280	350	420
β_1	0.85	0.85	0.80	0.75
$\bar{\rho}_b$	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
$0.75\bar{\rho}_b$	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283
$0.5\bar{\rho}_b$	0.0107	0.0143	0.0167	0.0189

De acuerdo a la norma E.060 - 1989, el valor de ϕ es igual a 0.90 (artículo 10.3). De acuerdo a la norma E.060 - 2009, el valor de ϕ es igual a 0.90 (artículo 9.3).

- Corte Resistente. La cortante la asume la sección de concreto, siendo esta calculada:

$$\phi V_c = \phi(0.53) \sqrt{f'_c} bd$$

La cortante resistente de la vigueta se puede incrementar en 10%.

De acuerdo a la norma E.060 - 1989, el valor de ϕ es igual a 0.85 (artículo 10.3). De acuerdo a la norma E.060 - 2009, el valor de ϕ es igual a 0.85 (artículo 9.3).

Para el cálculo se asume, en ambos casos:

- La sección de concreto es de 40 cm de base y 17 cm del peralte en la zona positiva y de 10 cm de base y 17 cm de peralte en la zona negativa.
- La resistencia del concreto es 210 kg/cm² y la resistencia del acero es 4,200 kg/cm².
- El momento actuante en la zona positiva es de 0.43 tn.m y 0.52 tn.m en la zona negativa, de acuerdo a la norma E.060 - 1989 de la norma. La cortante es de 0.87 tn.
- El momento actuante en la zona negativa es de 0.41 tn.m y 0.49 tn.m en la zona negativa, de acuerdo a la norma E.060 - 2009. La cortante es de 0.82 tn.

MOMENTO RESISTENTE - ZONA POSITIVA.

Formula:	1989	2009
M_u	0.43 tn.m	0.41 tn.m
$x = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2}$	0.0197	0.0188
$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36x}}{1.18}$	0.0199	0.0190
$\rho = w f'_c / f_y$	0.0010	0.0010
$\rho_{diseño}$	$\rho_{min} = 0.0020$	$\rho_{min} = 0.0020$

$A_s = \rho b d$	1.36 cm ²	1.36 cm ²
Varilla	5/8"	5/8"

Como se observa la cantidad de acero es la misma para cada caso, siendo este de 5/8".

Se verifica que el valor de la profundidad de la zona de compresión (a) es menor que el espesor del ala (5 cm)

Formula:	1989	2009
$\rho = A_s / b d$	0.0029	0.0029
$a = \frac{b d \rho f_y}{0.85 f'_c b}$	1.16 cm	1.16 cm

MOMENTO RESISTENTE - ZONA NEGATIVA.

Formula:	1989	2009
M_u	0.52 tn.m	0.49 tn.m
$x = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2}$	0.0952	0.0897
$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36x}}{1.18}$	0.1012	0.0950
$\rho = w f'_c / f_y$	0.0050	0.0048
$\rho_{diseño}$	0.0050	0.0048

$A_s = \rho bd$	0.85 cm ²	0.82 cm ²
Varilla	1/2"	1/2"

Como se observa la cantidad de acero es la misma para cada caso, siendo este de 5/8".

CORTANTE RESISTENTE:

Formula:	1989	2009
V_u	0.87 tn	0.82 tn
$\phi V_c = \phi(0.53)\sqrt{f'_c}bd$	1.10 tn	1.10 tn

Como se observa la sección de concreto resiste la fuerza de corte en cada caso.

VIGA PÓRTICO.

Para el cálculo de la fuerza resistente de la viga pórtico de concreto se emplea las siguientes formulas, de acuerdo al Ing. Roberto Morales Morales.

- Momento Resistente. Empleando el método de la cuantía mecánicas, se tiene:

$$A_s = \rho bd$$

Donde:

$$\rho = w f'_c / f_y$$

Donde:

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36x}}{1.18}$$

Donde:

$$x = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2}$$

En el cálculo del acero de refuerzo se debe tener en cuenta la cuantía máxima y mínima de la sección.

La cuantía mínima, tanto la para norma E.060 - 1989 (artículo 11.5.2), como la norma E.060 - 2009 (artículo 10.5.2) se calcula mediante la siguiente formula.

$$\rho_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f'_c}}{4,200}$$

La cuantía máxima se calcula:

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

Donde:

$$\rho_b = \beta 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6,000}{6,000 + f_y} \right)$$

Operando para cada una de los principales tipos de concretos empleados, se tiene:

f'_c (kg/cm ²)	210	280	350	420
β_1	0.85	0.85	0.80	0.75
$\bar{\rho}_b$	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
$0.75\bar{\rho}_b$	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283
$0.5\bar{\rho}_b$	0.0107	0.0143	0.0167	0.0189

De acuerdo a la norma E.060 - 1989 de la norma, el valor de ϕ es igual a 0.90 (artículo 10.3). De acuerdo a la norma E.060 - 2009, el valor de ϕ es igual a 0.90 (artículo 9.3).

- Corte Resistente. La cortante la asume la sección de concreto, siendo esta calculada:

$$V_r = \phi V_c + V_s$$

Donde:

$$\phi V_c = \phi(0.53) \sqrt{f'_c} bd \qquad V_s = \frac{A_v f_y d}{S} < \frac{bs}{f_y}$$

De acuerdo a la norma E.060 - 1989 de la norma, el valor de ϕ es igual a 0.85 (artículo 10.3). De acuerdo a la norma E.060 - 2009, el valor de ϕ es igual a 0.85 (artículo 9.3).

Para el cálculo se asume, en ambos casos:

- La sección de concreto es de 80 cm de base y 15 cm del peralte en la zona positiva y la zona negativa.
- Se considera un estribado mínimo, varilla de 3/8" con 1@0.05, 10@10 y R@20 en cada extremo.

- La resistencia del concreto es 210 kg/cm² y la resistencia del acero es 4,200 kg/cm².
- El momento actuante en la zona positiva es de 4.92 tn.m y 6.27 tn.m en la zona negativa, de acuerdo a la norma E.060 - 1989. La cortante es de 9.63 tn.
- El momento actuante en la zona negativa es de 4.92 tn.m y 6.18 tn.m en la zona negativa, de acuerdo a la norma E.060 - 2009. La cortante es de 9.63 tn.

MOMENTO RESISTENTE - ZONA POSITIVA.

Formula:	1989	2009
M_u	4.92 tn.m	4.92 tn.m
$x = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2}$	0.0643	0.0643
$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36x}}{1.18}$	0.0669	0.0669
$\rho = w f'_c / f_y$	0.0033	0.0033
$\rho_{diseño}$	0.0033	0.0033
$A_s = \rho b d$	8.91 cm ²	8.91 cm ²
Varilla	2x5/8" + 4x1/2"	2x5/8" + 4x1/2"

Como se observa la cantidad de acero es la misma para cada caso, siendo este de 2 de 5/8" más 4 de 1/2".

MOMENTO RESISTENTE - ZONA NEGATIVA.

Formula:	1989	2009
M_u	6.27 tn.m	6.18 tn.m
$x = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2}$	0.0819	0.0807
$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36x}}{1.18}$	0.0863	0.0850
$\rho = w f'_c / f_y$	0.0043	0.0042
$\rho_{diseño}$	0.0043	0.0042
$A_s = \rho b d$	11.61	11.34
Varilla	6x5/8"	6x5/8"

Como se observa la cantidad de acero es la misma para cada caso, siendo este de 6 de 5/8".

CORTANTE RESISTENTE:

Formula:	1989	2009
V_u	9.63 tn	9.63 tn

$\phi V_c = \phi(0.53)\sqrt{f'_c}bd$		17.62 tn	17.62 tn
$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$	S=10cm	8.95 tn	8.95 tn
$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$	S=20cm	4.47 tn	4.47 tn

Como se observa la resistencia combinada del concreto y del acero es suficiente para soportar la fuerza de corte. Como los valores resistentes son mucho mayores a los actuantes se cambia la sección, siendo la propuesta de 80x20.

COLUMNA PÓRTICO.

Para el cálculo de la fuerza resistente de la columna pórtico de concreto se emplea las siguientes formulas, de acuerdo al Ing. Roberto Morales Morales.

- Corrección por esbeltez. Para el caso en desarrollo, columna sin arriostamiento se toma que si se cumple la siguiente condición la columna se considera esbelta.

$$\frac{K L_u}{r} \geq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Donde:

r es el radio de giro, siendo $0.30h$ para secciones rectangulares.

M_1 y M_2 son los momentos en los extremos, siendo $M_1 > M_2$.

L_u es la longitud no apoyada del elemento en compresión.

k es el factor de longitud efectiva de la columna. K .

$$\text{Si } \psi_m < 2 \text{ entonces} \quad K = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m}$$

$$\text{Si } \psi_m > 2 \text{ entonces} \quad K = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m}$$

Donde:

$$\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2} \quad \psi_A = \psi_B = \frac{\sum(E_c I_c / l_c)}{\sum(E_v I_v / l_v)}$$

Donde:

- Vigas $I = 0,35 I$
- Columnas $I = 0,70 I$

En caso la columna sea esbelta, se debe amplificar el momento actuante, empleando el factor δ :

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u / \phi P_c} \geq 1.00$$

Donde:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.40$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l_u)^2}$$

Donde:

$$EI = \frac{0.40 E_c I_g}{(1 + B_d)}$$

- Momento Resistente.

Para el diseño por flexocompresión se emplean los ábacos desarrollados por el ACI, para ello se necesita calcular los siguientes factores:

$$y = \frac{h - 2d'}{h}$$

$$K_n = \frac{P_u}{f'_c b h}$$

$$R_n = \frac{M_u}{f'_c b h^2}$$

En el cálculo del acero de refuerzo se debe tener en cuenta la cuantía máxima y mínima de la sección. La cuantía mínima es 0.010 y la cuantía máxima es 0.060.

De acuerdo a la norma E.060 - 1989 de la norma, el valor de ϕ es igual a 0.70 (artículo 10.3). De acuerdo a la norma E.060 - 2009, el valor de ϕ es igual a 0.70 (artículo 9.3).

- Corte Resistente. La cortante la asume la sección de concreto, siendo esta calculada:

$$V_r = \phi V_c + V_s$$

Donde:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{0.0071 P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} < \frac{b s}{f_y}$$

De acuerdo a la norma E.060 - 1989, el valor de ϕ es igual a 0.85 (artículo 10.3). De acuerdo a la norma E.060 - 2009, el valor de ϕ es igual a 0.85 (artículo 9.3).

Para el cálculo se asume, en ambos casos:

- La sección de concreto de la columna es rectangular de 30 cm en una dirección y 30 cm en la otra.
- Se considera un estribado mínimo, varilla de 3/8" con 1@0.05, 10@10 y R@20 en cada extremo.
- La resistencia del concreto es 210 kg/cm² y la resistencia del acero es 4,200 kg/cm².
- El momento actuante en la zona inferior es 1.63 tn.m y 1.20 en la zona superior de la columna, de acuerdo a la norma E.060 -

1989 de la norma. La cortante es de 1.23 tn y la carga axial es 50.40 tn. En el primer piso.

- El momento actuante en la zona inferior es 1.29 tn.m y 0.99 en la zona superior de la columna, de acuerdo a la norma E.060 - 2009. La cortante es de 1.06 tn y la carga axial es 50.40 tn. En el primer piso.
- La sección de concreto de la viga es de 180 cm de base y 20 cm del alto.

ESBELTEZ.

Cálculo del momento de inercia:

- Columna

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{(30)(30^3)}{12} = 67,500 \text{ cm}^4$$

$$0.7 I_c = 0.70(67,500) = 47,250 \text{ cm}^4$$

- Viga

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{(180)(20^3)}{12} = 120,000 \text{ cm}^4$$

$$0.35 I_c = 0.35(120,000) = 42,000 \text{ cm}^4$$

Calculado ψ :

- En la parte inferior (empotrado).

$$\psi_i = 1.00$$

- En la parte superior.

$$\psi_j = \frac{\sum(E_c I_c / l_c)}{\sum(E_v I_v / l_v)} = \frac{47,250/450 + 47,250/350}{42,000/300} = 1.71$$

Entonces:

$$\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2} = \frac{1.00 + 1.71}{2} = 1.35 < 2$$

Calculando el factor k .

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} = \frac{20 - 1.35}{20} \sqrt{1 + 1.35} = 1.43$$

Verificando la esbeltez.

$$\frac{K L_u}{r} \geq 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

Formula:	1989	2009
$\frac{K L_u}{r}$	71.50	71.50
$34 - 12 \frac{M1}{M2}$	17.70	18.36

Se verifica que se cumple con la condición, por lo que la columna es esbelta en ambos casos.

AMPLIFICACIÓN DEL MOMENTO.

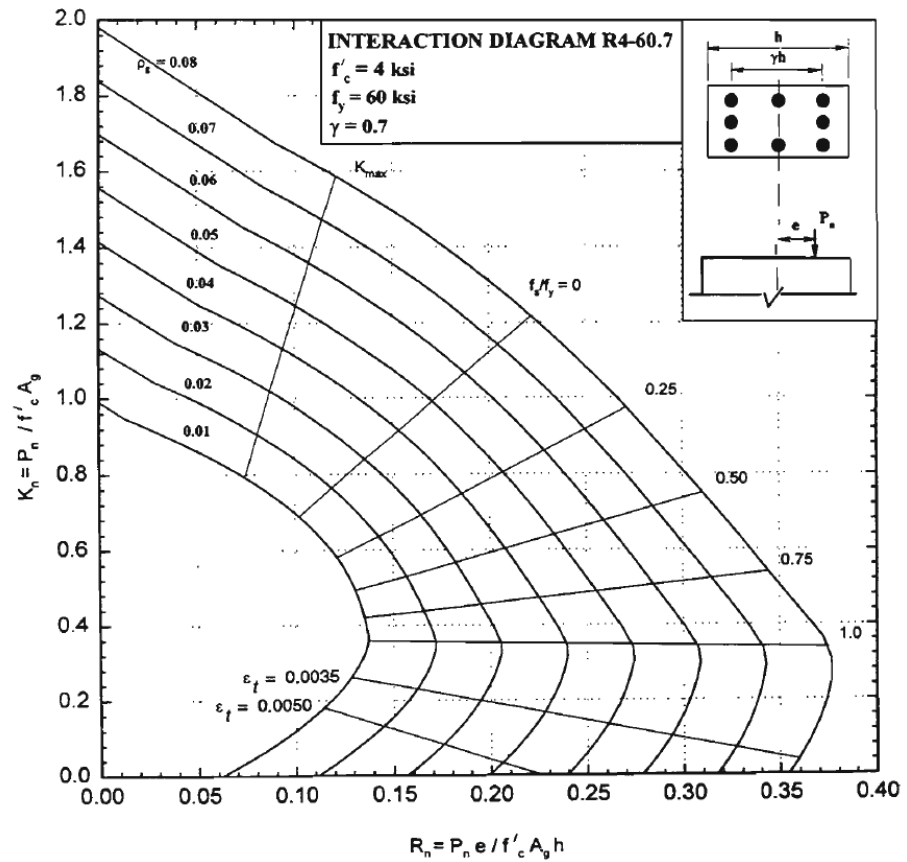
Para realizar los cálculos se ha tenido en cuenta que E_c es 231,721 kg/cm², B_d es 1.00

Formula:	1989	2009
$EI = \frac{E_c I_g}{2.5 (1 + B_d)}$	$6.26 \times 10^9 \text{ kg.cm}^2$	$6.26 \times 10^9 \text{ kg.cm}^2$
$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l_u)^2}$	149.12 tn	149.12 tn
$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M1}{M2}$	1.14	1.12
$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u / \phi P_c}$	2.20	2.17
$M_d = M_u \delta$	3.59 tn.m	2.80

FLEXOCOMPRESIÓN.

Formula:	1989	2009
$y = \frac{h - 2d'}{h}$	0.66 → 0.70	0.66 → 0.70
$K_n = \frac{P_u}{f'_c b h}$	0.26	0.26
$R_n = \frac{M_u}{f'_c b h^2}$	0.06	0.05

Con el resultado se calcula la cuantía de acero en el Abaco correspondiente.



Para ambos casos se obtiene una cuantía menor a la mínima por lo que se emplea esta última como calculo del refuerzo longitudinal de la columna.

Formula:	1989	2009
$\rho_{diseño}$	0.0100	0.0100
$A_s = \rho b d$	9.00 cm ²	9.00 cm ²
Varilla	2x5/8" + 1x1/2" En ambas caras	2x5/8" + 1x1/2" En ambas caras

Como se observa la cantidad de acero es la misma para cada caso, siendo este de 2x5/8" + 1x1/2" en cada cara.

CORTANTE RESISTENTE:

Formula:		1989	2009
V_u		1.23 tn	1.09 tn
$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{0.0071 P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d$		8.21 tn	8.21 tn
$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$	S=10cm	8.95 tn	8.95 tn
$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$	S=20cm	4.47 tn	4.47 tn

Como se observa la resistencia combinada del concreto y del acero es suficiente para soportar la fuerza de corte.

CIMENTOS.

El cimiento está conformado por zapatas conectadas, elementos que están conformados por vigas de cimentación y zapatas.

VIGA DE CIMENTACIÓN: Para el cálculo de la fuerza resistente de la viga de cimentación de concreto se emplea las siguientes formulas, de acuerdo al Ing. Roberto Morales Morales.

- Momento Resistente. Empleando el método de la cuantía mecánicas, se tiene:

$$A_s = \rho b d$$

Donde:

$$\rho = \omega f'_c / f_y$$

Donde:

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36x}}{1.18}$$

Donde:

$$x = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2}$$

En el cálculo del acero de refuerzo se debe tener en cuenta la cuantía máxima y mínima de la sección.

La cuantía mínima, tanto la para norma E.060 - 1989 de la norma (artículo 11.5.2), como la norma E.060 - 2009 (artículo 10.5.2) se calcula mediante la siguiente fórmula.

$$\rho_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f'_c}}{4,200}$$

La cuantía máxima se calcula:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

Donde:

$$\rho_b = \beta 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6,000}{6,000 + f_y} \right)$$

Operando para cada una de los principales tipos de concretos empleados, se tiene:

f'_c (kg/cm ²)	210	280	350	420
β_1	0.85	0.85	0.80	0.75
$\bar{\rho}_b$	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
$0.75\bar{\rho}_b$	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283
$0.5\bar{\rho}_b$	0.0107	0.0143	0.0167	0.0189

De acuerdo a la norma E.060 - 1989 de la norma, el valor de ϕ es igual a 0.90 (artículo 10.3). De acuerdo a la norma E.060 - 2009, el valor de ϕ es igual a 0.90 (artículo 9.3).

- Corte Resistente. La cortante la asume la sección de concreto, siendo esta calculada:

$$V_r = \phi V_c + V_s$$

Donde:

$$\phi V_c = \phi(0.53) \sqrt{f'_c} bd$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} < \frac{bs}{f_y}$$

De acuerdo a la norma E.060 - 1989, el valor de ϕ es igual a 0.85 (artículo 10.3). De acuerdo a la norma E.060 - 2009, el valor de ϕ es igual a 0.85 (artículo 9.3).

Para el cálculo se asume, en ambos casos:

- La sección de concreto es de 30 cm de base y 55 cm del peralte en la zona positiva y la zona negativa.
- Se considera un estribado mínimo, varilla de 3/8" con 1@0.05, 10@10 y R@20 en cada extremo.
- La resistencia del concreto es 210 kg/cm² y la resistencia del acero es 4,200 kg/cm².
- El momento actuante en la zona positiva es de 1.19 tn.m y 6.52 tn.m en la zona negativa, de acuerdo a la norma E.060 - 1989. La cortante es de 17.35 tn.
- El momento actuante en la zona negativa es de 1.29 tn.m y 6.12 tn.m en la zona negativa, de acuerdo a la norma E.060 - 2009. La cortante es de 16.26 tn.

MOMENTO RESISTENTE - ZONA POSITIVA.

Formula:	1989	2009
M_u	1.19 tn.m	1.29 tn.m
$x = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2}$	0.0069	0.0075
$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36x}}{1.18}$	0.0069	0.0075
$\rho = w \frac{f'_c}{f_y}$	0.0003	0.0004

$\rho_{diseño}$	0.0024	0.0024
$A_s = \rho b d$	3.96 cm ²	3.96 cm ²
Varilla	3x1/2"	3x1/2"

Como se observa la cantidad de acero es la misma para cada caso, siendo este de 3 de 1/2".

MOMENTO RESISTENTE - ZONA NEGATIVA.

Formula:	1989	2009
M_u	6.52 tn.m	6.12 tn.m
$x = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2}$	0.0380	0.03567
$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36x}}{1.18}$	0.0380	0.0356
$\rho = w f'_c / f_y$	0.0019	0.0018
$\rho_{diseño}$	0.0024	0.0024
$A_s = \rho b d$	3.96 cm ²	3.96 cm ²
Varilla	3x1/2"	3x1/2"

Como se observa la cantidad de acero es la misma para cada caso, siendo este de 3 de 1/2".

CORTANTE RESISTENTE:

Formula:	1989	2009
V_u	17.35 tn	16.26 tn
$\phi V_c = \phi(0.53) \sqrt{f'_c} bd$	10.77 tn	10.77 tn
$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$ S=10cm	32.80 tn	32.80 tn
$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$ S=20cm	16.40 tn	16.40 tn

Como se observa la resistencia combinada del concreto y del acero es suficiente para soportar la fuerza de corte.

ZAPATA ASILADA.

Para el cálculo de la fuerza resistente de la viga de cimentación de concreto se emplea las siguientes formulas, de acuerdo al Ing. Roberto Morales Morales.

- Momento Resistente. Empleando el método de la cuantía mecánicas, se tiene:

$$A_s = \rho bd$$

Donde:

$$\rho = w f'_c / f_y$$

Donde:

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36x}}{1.18}$$

Donde:

$$x = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2}$$

En el cálculo del acero de refuerzo se debe tener en cuenta la cuantía máxima y mínima de la sección.

La cuantía mínima, tanto la para norma E.060 - 1989 (artículo 11.5.2), como la norma E.060 - 2009 (artículo 10.5.2) se calcula mediante la siguiente formula.

$$\rho_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f'_c}}{4,200}$$

La cuantía máxima se calcula:

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

Donde:

$$\rho_b = \beta 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6,000}{6,000 + f_y} \right)$$

Operando para cada una de los principales tipos de concretos empleados, se tiene:

f'_c (kg/cm ²)	210	280	350	420
β_1	0.85	0.85	0.80	0.75
$\bar{\rho}_b$	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
$0.75\bar{\rho}_b$	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283
$0.5\bar{\rho}_b$	0.0107	0.0143	0.0167	0.0189

De acuerdo a la norma E.060 - 1989, el valor de ϕ es igual a 0.90 (artículo 10.3). De acuerdo a la norma E.060 - 2009, el valor de ϕ es igual a 0.90 (artículo 9.3).

- Corte Resistente. La cortante la asume la sección de concreto, siendo esta calculada:

Cuando la cortante es por flexión.

$$\phi V_c = \phi(0.53) \sqrt{f'_c} b d$$

Cuando la cortante es por punzonamiento.

$$V_c \leq 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c \leq 0.27 \left(2 + \frac{\alpha d}{b_o} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c \leq 1.10 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Donde:

$$\beta_c = \frac{C_{max}}{C_{min}}$$

$$b_o = 2m + 2n = 2(C_x + d) + 2(C_y + d)$$

α es 40 para columnas interiores, 30 para columnas laterales y 20 para columnas esquineras.

La cortante por punzonamiento se calcula con las siguientes formulas:

$$V_u = P_u - \sigma_{snu}mn$$

Para el cálculo se realiza el cálculo se toma como caso la zapata con columna centrada, para la cual se asume, en ambos casos:

- La sección de concreto es de 235 cm de base y 40 cm del peralte en la zona positiva y la zona negativa.
- La resistencia del concreto es 210 kg/cm² y la resistencia del acero es 4,200 kg/cm².
- El momento flector es 9.47 tn.m, la carga axial sobre la zapata es 36.74 tn, la reacción amplificada es 14.77 tn/m², y la cortante por punzonamiento es 29.50 tn, de acuerdo a la norma E.060 - 1989.

$$V_u = P_u - \sigma_{snu}mn$$

$$V_u = 36.74 - 14.77 (0.30 + 0.40)(0.30 + 0.40) = 29.50 \text{ tn}$$

- El momento flector es 8.87 tn.m, a carga axial sobre la zapata es 34.42 tn, la reacción amplificada es 13.82 tn/m², y la cortante por punzonamiento es 27.64 tn de acuerdo a la norma E.060 - 2009.

$$V_u = P_u - \sigma_{snu}mn$$

$$V_u = 34.42 - 13.82(0.30 + 0.40)(0.30 + 0.40) = 27.64 \text{ tn}$$

MOMENTO RESISTENTE.

Formula:	1989	2009
M_u	9.47 tn.m	8.87 tn.m
$x = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2}$	0.0157	0.0147
$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36x}}{1.18}$	0.0157	0.0147
$\rho = w f'_c / f_y$	0.0008	0.0007
$\rho_{diseño}$	0.0020	0.0020
$A_s = \rho b d$	16.00 cm ²	16.00 cm ²
Varilla	5/8"@0.20	5/8"@0.20

Como se observa la cantidad de acero es la misma para cada caso, siendo este de 5/8 a cada 20 cm.

CORTANTE FLECTOR RESISTENTE:

Formula:	1989	2009
V_u	18.93 tn	17.73 tn
$\phi V_c = \phi(0.53) \sqrt{f'_c} b d$	61.36 tn	61.36 tn

Como se observa la resistencia combinada del concreto y del acero es suficiente para soportar la fuerza de corte.

CORTANTE DE PUNZONAMIENTO RESISTENTE:

Formula:	1989	2009
V_u	29.50 tn	27.64 tn
β_c	1	1
b_o	280 cm	280 cm
α	40	40
$\phi V_c \leq \phi 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$	187.57 tn	187.57 tn
$\phi V_c \leq \phi 0.27 \left(2 + \frac{\alpha d}{b_o} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$	241.17 tn	241.17 tn
$\phi V_c \leq \phi 1.10 \sqrt{f'_c} b_w d$	127.36 tn	127.36 tn

Como se observa la resistencia combinada del concreto y del acero es suficiente para soportar la fuerza de corte.

2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

Realizado el cálculo y diseño estructural de la edificación se tiene los siguientes resultados:

Sobre la losa aligerada:

- Se observa que los valores del momento varían en un 6%, siendo la mayor variación del 7% y la menor del 5%.

MOMENTO ULTIMO SOBRE VIGUETA

Dist	V.1989	V.2009	1989/2009
0.00	0.20	0.19	05%
1.50	-0.43	-0.41	05%
3.00	0.48	0.45	07%
3.00	0.52	0.49	06%
4.65	-0.36	-0.34	06%
6.30	0.52	0.49	06%

- Se observa que los valores de la córtate varían en un 6%, siendo la mayor variación del 7% y la menor del 6%.

CORTANTE ULTIMO SOBRE VIGUETA

Dist	V.1989	V.2009	1989/2009
0.00	0.79	0.74	07%
1.50	-	-	-
3.00	-0.91	-0.86	06%
3.00	0.87	0.82	06%
4.65	-	-	-
6.30	-0.87	-0.82	06%

- Realizado los cálculos se tiene una cuantía de diseño en la zona positiva de 0.0010 con la norma E.060 – 1989 y la norma E.060 - 2009.
- Realizado los cálculos se tiene una cuantía de diseño en la zona negativa de 0.0050 con la norma E.060 – 1989 y de 0.0045 con la norma E.060 - 2009.

- En ambos casos los valores de cuantía son menores a la mínima establecida por la norma de 0.0020
- La resistencia al corte de la vigueta es de 1.10 tn tanto con la con la norma E.060 – 1989 y de 0.0045 con la norma E.060 - 1989.
- En ambos casos los valores de resistencia del concreto son suficiente para soportar la carga actuante.

Sobre la viga peraltada:

- Se observa que los valores del momento varían en un 5%, siendo la mayor variación del 20% y la menor del 4%. Esta variación se observa solo en la parte negativa de la viga, siendo los valores iguales en la zona positiva de los momentos.

MOMENTO ULTIMO SOBRE VIGA PERALTADA

Dist	V.1989	V.2009	1989/2009
0.15	-7.03	-6.76	04%
0.72	-1.74	-1.45	20%
1.29	4.13	4.13	00%
1.86	6.86	6.86	00%
2.43	7.78	7.78	00%
2.99	6.89	6.89	00%
3.56	4.19	4.19	00%
4.13	-1.51	-1.26	20%

Dist	V.1989	V.2009	1989/2009
4.70	-6.78	-6.64	02%

- Se observa que los valores de la córtate varían en un 3%, siendo la mayor variación del 24% y la menor del 1%. La variación se observa en la parte media de la viga.

CORTANTE ULTIMO SOBRE VIGA PERALTADA

Dist	V.1989	V.2009	1989/2009
0.15	-12.76	-12.76	00%
0.72	-9.57	-9.57	00%
1.29	-6.39	-6.39	00%
1.86	-3.23	-3.21	01%
2.43	-0.81	-0.65	24%
2.99	3.20	3.16	01%
3.56	6.34	6.34	00%
4.13	9.52	9.52	00%
4.70	12.70	12.70	00%

- Realizado los cálculos se tiene una cuantía de diseño en la zona positiva de 0.0033 con la norma E.060 – 1989 y la norma E.060 - 2009.
- Realizado los cálculos se tiene una cuantía de diseño en la zona negativa de 0.0043 con la norma E.060 - 1989 y de 0.0042 con la norma E.060 - 2009.
- En ambos casos los valores de cuantía se encuentran dentro del rango de la cuantía mínima y cuantía máxima.

- La resistencia al corte de la viga es de 26.57 tn tanto con la con la norma E.060 - 1989 y de 0.0045 con la norma E.060 - 2009, considerando la resistencia de estribos de 3/8" con una separación de 10 cm en los extremos.
- En ambos casos los valores de resistencia del concreto son suficiente para soportar la carga actuante.

Sobre la COLUMNA PORTICO:

- Se observa que los valores de la carga axial sobre la columna tanto con la con la norma E.060 – 1989 y con la norma E.060 – 2009 no varían.

CARGA AXIAL ULTIMO SOBRE COLUMNA PÓRTICO

Dist	V.1989	V.2009	1989/2009
0.00	-50.40	-50.40	00%
1.53	-49.91	-49.91	00%
3.05	-49.42	-49.42	00%

- Se observa que los valores de momentos sobre la columna presentan una variación promedio de 22%, siendo la mayor variación del 28% y la menor del 14%.

MOMENTO ULTIMO SOBRE COLUMNA PÓRTICO

Dist	V.1989		V.2009		1989/2009	
	M2	M3	M2	M3	M2	M3
0	1.63	-1.49	1.29	-1.16	26%	28%
1.53	0.33	-0.46	0.26	-0.4	27%	15%
3.05	1.2	-1.67	0.99	-1.47	21%	14%

- Se observa que los valores de corte sobre la columna presentan una variación promedio de 19%, siendo la mayor variación del 22% y la menor del 16%.

CORTANTE ULTIMO SOBRE COLUMNA PÓRTICO

Dist	V.1989		V.2009		1989/2009	
	V2	V3	V2	V3	V2	V3
0.00	1.23	-0.99	1.06	-0.81	16%	22%
1.53	1.23	-0.99	1.06	-0.81	16%	22%
3.05	1.23	-0.99	1.06	-0.81	16%	22%

- Realizado el cálculo se tiene una cuantía de diseño por flexo compresión valores menores a la cuantía mínima, porque se emplea esta como cuantía de diseño en ambos casos.
- En ambos casos los valores de cuantía se encuentran dentro del rango de la cuantía mínima y cuantía máxima.
- La resistencia al corte de la columna es de 17.16 tn tanto con la con la norma E.060 - 1989 y de 0.0045 con la norma E.060 - 2009, considerando la resistencia de estribos de 3/8" con una separación de 10 cm en los extremos.
- En ambos casos los valores de resistencia del concreto son suficiente para soportar la carga actuante.

Sobre la cimentación:

A continuación, se presenta los datos sobre la viga de cimentación.

- Se observa que los valores del momento varían en un 6%, siendo la mayor variación del 10% y la menor del 5%. La variación se presenta con los mayores valores en la zona negativa, siendo en la zona positiva constante, entre 5% a 6%.

MOMENTO ULTIMO SOBRE VIGA DE CIMENTACIÓN

Dist	V.1989	V.2009	1989/2009
0	4.58	4.31	6%
0.36	2.03	1.91	6%
0.73	0.22	0.2	10%
0.73	0.22	0.2	10%
1.09	-0.85	-0.8	6%
1.45	-1.17	-1.11	5%
1.45	-1.17	-1.11	5%
1.93	-1.19	-1.12	6%
2.42	-1.37	-1.29	6%
2.9	-1.72	-1.61	7%
2.9	-1.72	-1.61	7%
3.4	0.12	0.12	0%
3.9	6.52	6.12	7%

- Se observa que los valores de la córtate varían en un 6%, siendo la mayor variación del 11% y la menor del 6%. La variación se observa con mayor intensidad en los extremos de la viga de cimentación.

CORTANTE ULTIMO VIGA DE CIMENTACIÓN

Dist	V.1989	V.2009	1989/2009
0.15	8.07	7.6	06%

Dist	V.1989	V.2009	1989/2009
0.72	6.02	5.67	06%
1.29	3.97	3.74	06%
1.86	3.97	3.74	06%
2.43	1.92	1.81	06%
2.99	-0.13	-0.13	00%
3.56	-0.13	-0.13	00%
4.13	0.21	0.19	11%
4.70	0.54	0.5	08%

- Realizado los cálculos se tiene una cuantía de diseño en la zona positiva de 0.0003 con la norma E.060 – 1989 y 0.0004 con la norma E.060 - 2009.
- Realizado los cálculos se tiene una cuantía de diseño en la zona negativa de 0.0019 con la norma E.060 – 1989 y de 0.0018 con la norma E.060 - 2009.
- En la zona positiva se tiene valores menores a los mínimos, mientras que en la zona negativa se tiene valores dentro del rango.
- La resistencia al corte de la viga de cimentación es de 43.57 tn tanto con la con la norma E.060 – 1989 y de 0.0045 con la norma E.060 - 2009, considerando la resistencia de estribos de 3/8” con una separación de 10 cm en los extremos.
- En ambos casos los valores de resistencia del concreto son suficiente para soportar la carga actuante.

A continuación, se presenta los datos sobre la zapata.

- Se observa que los valores del momento varían en un 7%, a lo largo del ala de la zapata.

MOMENTO ULTIMO SOBRE ZAPATA

Dist	V.1989	V.2009	1989/2009
0.00	9.47	8.87	7%
0.50	2.37	2.22	7%

- Se observa que los valores del cortante por flexión varían en un 7%, a lo largo del ala de la zapata.

CORTANTE ULTIMO SOBRE ZAPATA

Dist	V.1989	V.2009	1989/2009
0.00	18.93	17.73	7%
0.50	9.47	8.87	7%

- Se observa que los valores del cortante por punzonamiento varían en un 17%, a una ubicación de $d/2$ de la base de la columna.
- Realizado los cálculos se tiene una cuantía de diseño de 0.0008 con la norma E.060 - 1989 y 0.0007 con la norma E.060 - 2009.
- La resistencia al corte de la zapata es de 52.23 tn para el corte por flexión tanto con la con la norma E.060 - 1989 y de 0.0045 con la norma E.060 - 2009; además, es de 108.40 tn para el corte por punzonamiento tanto con la con la norma E.060 - 1989 y de 0.0045 con la norma E.060 - 2009.

CAPÍTULO 6 – COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS.

1. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL.

Analizado los resultados se da como afirmativa la hipótesis general, la cual establece que *“los aportes de la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 - 1989 en el diseño de una edificación con fines de hospedaje de cuatro pisos de concreto armado en la ciudad de Ica permite obtener edificaciones sismorresistentes.”*

Esta hipótesis se considera como valida visto que la edificación, en ambos casos mostro un buen comportamiento sísmico, encontrándose dentro de los rangos máximos establecidos de deriva. Además, de acuerdo al diseño estructural las cantidades de acero y concreto eran los necesarios para soportar los esfuerzos últimos sobre los elementos.

2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECIFICAS.

Analizado los resultados se da como afirmativa la primera hipótesis secundaria, la cual establece que *“los factores empleados para el cálculo de la Resistencia Requerida son menores en la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 – 1989.”*

Esta hipótesis se considera como valida visto que los factores empleados para el calculo de la resistencia requerido se ven afectado, siendo:

E.060 - 1989	E.060 - 2009
$U_1 = 1.5 CM + 1.8 CV$	$U_1 = 1.4 CM + 1.7 CV$
$U_2 = 1.25 CM + 1.25 CV \pm 1.25 CS$	$U_2 = 1.25 CM + 1.25 CV \pm CS$
$U_3 = 0.9 CM \pm 1.25CS$	$U_3 = 0.9 CM \pm CS$

Como se observa, en la primera hipótesis se disminuye el valor de los factores de amplificación de carga 0.10; en la segunda hipótesis se disminuye en 0.25 el factor de amplificación de la carga sísmica, quedando las otras dos sin variaciones y en la tercera hipótesis se realiza la misma modificación que en la según.

Analizado los resultados se da como afirmativa la segunda hipótesis secundaria, la cual establece que *“realizado el análisis estructural los valores de esfuerzo actuante sobre los elementos estructurales disminuyen con la norma E.060 - 2009 en comparación con la norma E.060 – 1989.”*

Esta hipótesis se considera como valida visto que los esfuerzos actuantes sobre los elementos estructuras son menores cuando son calculados con la norma E.060 – 2009 en comparación con la norma E.060 – 1989, considerando los máximos valores (los valores de diseño) se observa que la variación en la losa aligerada (vigüeta) es de 7% para el momento y la cortante; en la viga peraltada es de 20% para el momento y de 24% para la cortante; en la columna es de 28% para el momento y 22% para la cortante; en la viga de cimentación es de 10 para el momento y 11 para la cortante; En

la zapata es de 7% para el momento y 7% para la cortante por flexión y 17% para la cortante por punzonamiento.

Analizado los resultados no se da como afirmativa la tercera hipótesis secundaria, la cual establece que *“los factores empleados para el cálculo de la Resistencia de Diseño son menores en la norma E.060 - 2009 con respecto a la norma E.060 – 1989.”*

Se observa que en ambas normas se emplean los mismo factores de reducción sísmica, siendo estos 0.70 para compresión, 0.75 flexocompresión, 0.85 para cortante y torsión, y 0.9 para flexión y tracción.

Analizado los resultados no se da como afirmativa la cuarta hipótesis secundaria, la cual establece que *“realizado el diseño estructural las cantidades de concreto y acero que se requiere en los elementos estructurales disminuyen con la norma E.060 - 2009 en comparación con la norma E.060 – 1989.”*

Se observa que las cuantías obtenidas con el empleo de ambas normas son, por lo general menor a la cuantía mínima, por lo que esta ultima es empleada como cuantía de diseño, en los casos donde la cuantía se cuenta dentro del rango mínimo y máximo, se observa que las barras de acero a emplear es la misma en ambos casos, esto debido a que la edificación es de poca altura.

CONCLUSIONES.

Los criterios de dimensionado presentados por el Ing. Antonio Blanco Blasco en su libro “estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” son adecuados, ya que ninguna de las secciones de los elementos estructurales tuvo que ser cambiados durante el análisis y diseño de la edificación.

Las fuerzas de sismo, como Cortante en la Base (V_i) y Fuerzas de Sismo en el Piso (F_i), calculado empleado el Método Estático son mayores a las calculadas con el Método Dinámico (modal espectral).

FUERZAS DE SISMO – MÉTODO ESTÁTICO

Piso	VEx	Fix	VEy	Fiy
4	17.89	17.89	17.89	17.89
3	35.62	17.73	35.62	17.73
2	49.81	14.19	49.81	14.19
1	56.27	6.46	56.27	6.46
Σ	-	56.27	-	56.27

FUERZAS DE SISMO – MÉTODO DINÁMICO

Piso	VEx	Fix	VEy	Fiy
4	14.79	14.79	13.97	13.97
3	28.15	13.36	27.13	13.16
2	39.51	11.36	38.65	11.52
1	45.34	5.83	44.97	6.32
Σ	-	45.34	-	44.97

Los factores empleados para el cálculo de la Resistencia Requerida se han modificado disminuyendo su valor en la norma E.060 – 2009, en comparación a la norma E.060 – 1989.

E.060 - 1989	E.060 - 2009
$U_1 = 1.5 CM + 1.8 CV$	$U_1 = 1.4 CM + 1.7 CV$
$U_2 = 1.25 CM + 1.25 CV \pm 1.25 CS$	$U_2 = 1.25 CM + 1.25 CV \pm CS$
$U_3 = 0.9 CM \pm 1.25CS$	$U_3 = 0.9 CM \pm CS$

La variación de los factores empleados para el cálculo de la Resistencia Requerida no genera variaciones sobre las fuerzas de compresión actuante en las columnas.

CARGA AXIAL ULTIMO SOBRE COLUMNA PERALTADA

Dist	V.1989	V.2009	1989/2009
0.00	-50.40	-50.40	00%
1.53	-49.91	-49.91	00%
3.05	-49.42	-49.42	00%

La variación de los factores empleados para el cálculo de la Resistencia Requerida genera variaciones sobre el momento actuante siendo los máximos valores de 7% en la vigueta, 20% en la viga peraltada, 22% sobre la columna, 10% sobre la viga de cimentación y 7% sobre la zapata.

La variación de los factores empleados para el cálculo de la Resistencia Requerida genera variaciones sobre la cortante actuante siendo los máximos

valores de 7% en la vigueta, 24% en la viga peraltada, 22% sobre la columna, 11% sobre la viga de cimentación.

Los factores empleados para el cálculo de la Resistencia de Diseño se han mantenido su valore en la norma E.060 – 2009, en comparación a la norma E.060 – 1989.

Factor	E.060 - 1989	E.060 - 2009
Compresión	0.70	0.70
Flexocompresión	0.75	0.75
Cortante y Torción	0.85	0.85
Flexión y Tracción	0.90	0.90

Las cuantías de acero calculadas sobre la vigueta, columna, y zapata son en su mayoría menores a la cuantía mínima de acero, siendo el refuerzo calculado con este último, por lo que no hay variación en el refuerzo.

En el caso de la viga peraltada y viga de cimentación se tiene valores de cuantía dentro del rango mínimo y máximo, siendo la variación pequeña por lo que el tipo y numero de barras de acero empleadas como refuerzo es similar.

CUANTÍAS PARA VIGA PERALTADA (VP) Y VIGA DE CIMENTACIÓN (VC)

Elemento	Dist	1989	2009
VP	$\rho -$	0.0033	0.0033
	$\rho +$	0.0043	0.0042
VC	$\rho -$	0.0003	0.0004
	$\rho +$	0.0019	0.0018

Las fuerzas de corte resistente de los elementos estructurales, sin y con refuerzo mínimo de acero, genera más que la fuerza necesaria para soportar la fuerza de corte actuando, por lo que las dimensiones de estos pueden ser variar.

Se considera que la variación en los resultados empleando la norma E.060 – 2009 y la norma E.060 – 1989 debido a que la edificación es de poca altura y poco peso.

Se considera que la variación en los resultados empleando la norma E.060 – 2009 y la norma E.060 – 1989 debido a que el calculo de la carga sísmica se realizado empleando la norma E.030 – 2018 (la actual) y no la norma correspondiente a la de 1989.

RECOMENDACIONES.

Las edificaciones deben hacer lo posible por mantener una misma configuración estructural en altura, a fin de evitar irregularidad por rigidez, lo cual castiga el diseño con elementos estructurales con mayor refuerzo lo cual implica un mayor costo.

En caso no se puede mantener la misma configuración estructural a lo alto de la edificación se debe controlar el cambio de esta a fin de reducir la variación de rigideces entre los pisos y mantener la regularidad de la edificación por rigidez.

Se recomienda investigar las variaciones entre la norma E.060 – 1989 y la norma E.060 – 2009 considerando como variable la altura de la edificación, siendo estas la pequeña, la mediana y el alta.

Se recomienda investigación las variaciones entre la norma E.060 con sus equivalentes a nivel internacional, en especial con los países que se encuentran en una similar condición de riesgo sísmico, como son Chile y Ecuador.

Se recomienda investigar las variaciones entre la norma E.060 – 1989 y la norma E.060 – 2009 considerando como variable el empleo de la norma E.030 – 1989, la correspondiente a la que aparece en el Reglamento Nacional de Construcciones.

Se recomienda investigar las variaciones que se tienen cuando la configuración estructural de la edificación varía tanto en planta como la altura, tanto en el análisis estructural como en el diseño estructural.

Se recomienda hacer lo posible en cumplir con los principios sismorresistente en la configuración de la edificación, a fin de lograr edificaciones sismorresistentes, así como económicas.

Se recomienda analizar el comportamiento de las edificaciones antiguas de la ciudad de Ica de concreto armado frente a los modelos de análisis y diseño actual, así como las normas actuales, a fin de reforzar sus estructuras, de ser necesario.

FUENTES DE INFORMACIÓN.

- MINISTERIO DE VIVIENDA CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (MVCS) Reglamento Nacional de Edificación, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, Lima.
 - Norma E 020 Cargas.
 - Norma E 030 Sismorresistente, versión 2018.
 - Norma E.050 Suelos y Cimentación, versión 2018.
 - Norma E 060 Concreto Armado, versión 2009.
- MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (MTC) Reglamento Nacional de Construcciones, Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Lima.
 - Norma E 060 Concreto Armado, versión 1989.
- BLANCO BLASCO, Antonio (Sin fecha) Estructuración y Diseño de Edificación de Concreto Armado, Editorial CIP, Lima
- QUIROZ TORRES, Luis (2011) Análisis y Diseño de Edificación en ETABS, Editorial Macro, Lima.
- MORALES MORALES, Roberto (2006) Diseño en Concreto Armado, Fondo Editorial ICG, Lima.

- 160 -

ANEXOS.

ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por Bach. ANAYHUAMAN SOTO Renso Justo
Proyecto Aport. De la Norma E.060-2009 con respecto Norma E.060 - 1989 en el Dis. De una Edif. Con fines de Hosp. de cuatro
Ubicación pisos de Concreto Armado en la Ciudad de Ica

CERTIFICADO N° 051 - 19
BOLETA N° 2426

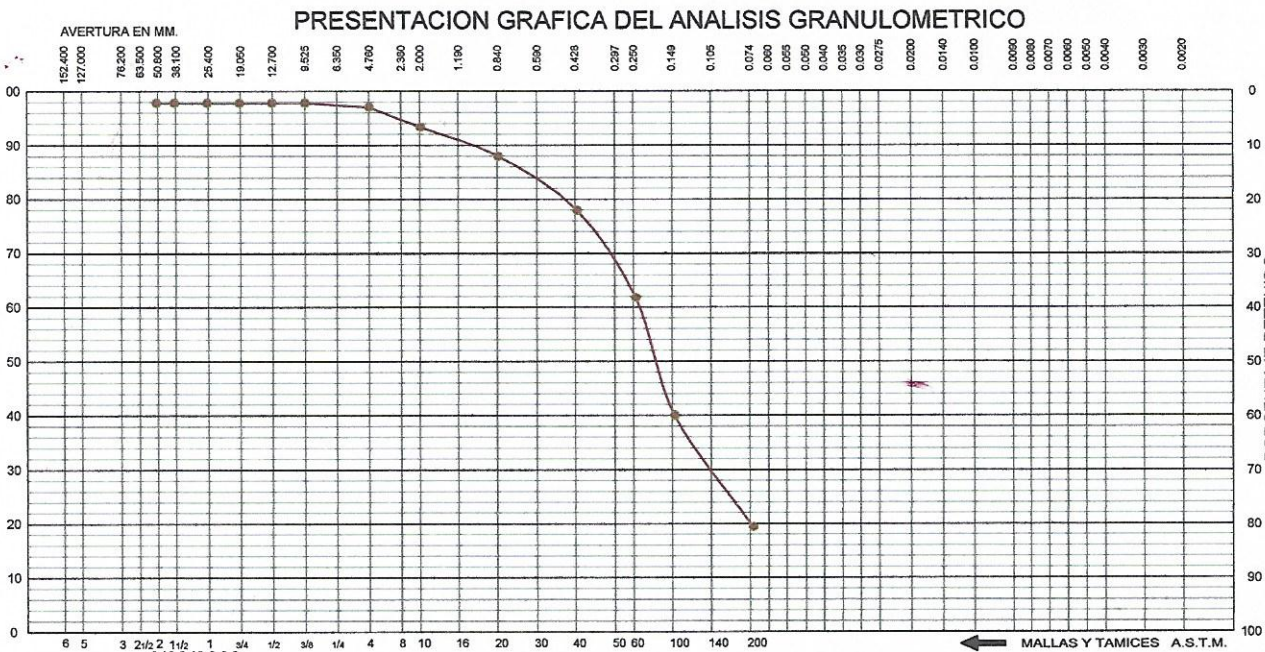
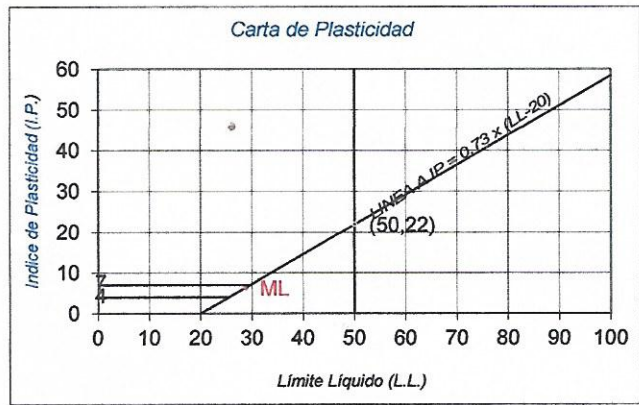
Tipo de Exploración A CIELO ABIERTO
Realizado por ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha ICA, DICIEMBRE DEL 2019

Procedencia : ASOC. VIV. "SEÑOR DE LUREN" MZ O
Muestra : C - 1; E - 1 Prof. 0.00 - 1.10 mt.
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO							
ESTANDAR DE CLASIFICACION ASTM D422-D2216-D2487 / AASHTO T87	Tamizez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.	
	2"	50.800					
	1 1/2"	38.100					
	1"	25.400					
	3/4"	19.000					
	1/2"	12.700					
	3/8"	9.500					
	1/4"	6.350					
	N° 4	4.760	8.20	0.82	99.18	0.82	
	8	2.300					
	10	2.000	38.40	3.84	95.34	4.66	
	16	1.190					
	20	0.840	55.50	5.55	89.79	10.21	
	30	0.590					
	40	0.420	103.40	10.34	79.45	20.55	
	50	0.297					
	60	0.250	167.50	16.75	62.70	37.30	
	80	0.177					
	100	0.149	225.40	22.54	40.16	59.84	
	140	0.105					
	200	0.074	212.90	21.29	18.87	81.13	
	Fondo		188.70	18.87	0.00	100.00	
	Peso Total =		1000.00	gr.			
	D_{10} (mm)		0.039	C_u	6.07		
D_{30} (mm)		0.113	C_c	1.37			
D_{60} (mm)		0.238					

HUMEDAD NATURAL (W)	%	4.10
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	28.70
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	22.50
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	6.20
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S - ML
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-2-4 (0)



LMS-CAG 8/09/2006



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 PRODUCCION DE BIENES Y SERVICIOS
 MAG. ING. RENE OSWALDO CANCHARI VEGA
 DIRECTOR

ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por Bach. ANAYHUAMAN SOTO Renso Justo
Proyecto Aport. De la Norma E.060-2009 con respecto Norma E.060 - 1989 en el Dis.De una Edif. Con fines de Hosp. de cuatro
Ubicación pisos de Concreto Armado en la Ciudad de Ica

CERTIFICADO N° 050 - A-19
BOLETA N° 2426

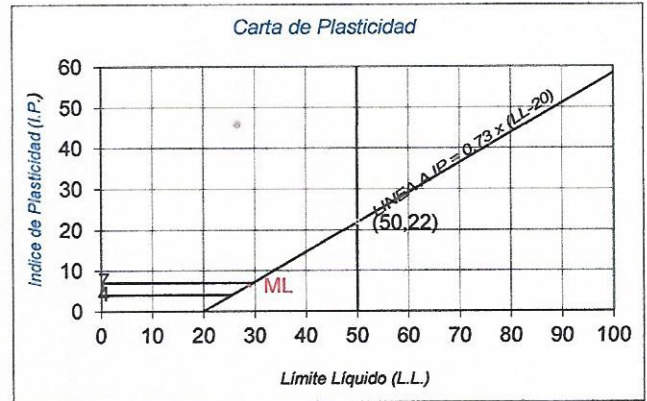
Tipo de Exploración A CIELO ABIERTO
Realizado por ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha ICA, DICIEMBRE DEL 2019

Procedencia : ASOC. VIV. "SEÑOR DE LUREN" MZ O
Muestra : C - 1; E - 2 Prof. 1.10 - 3.00 mt.
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

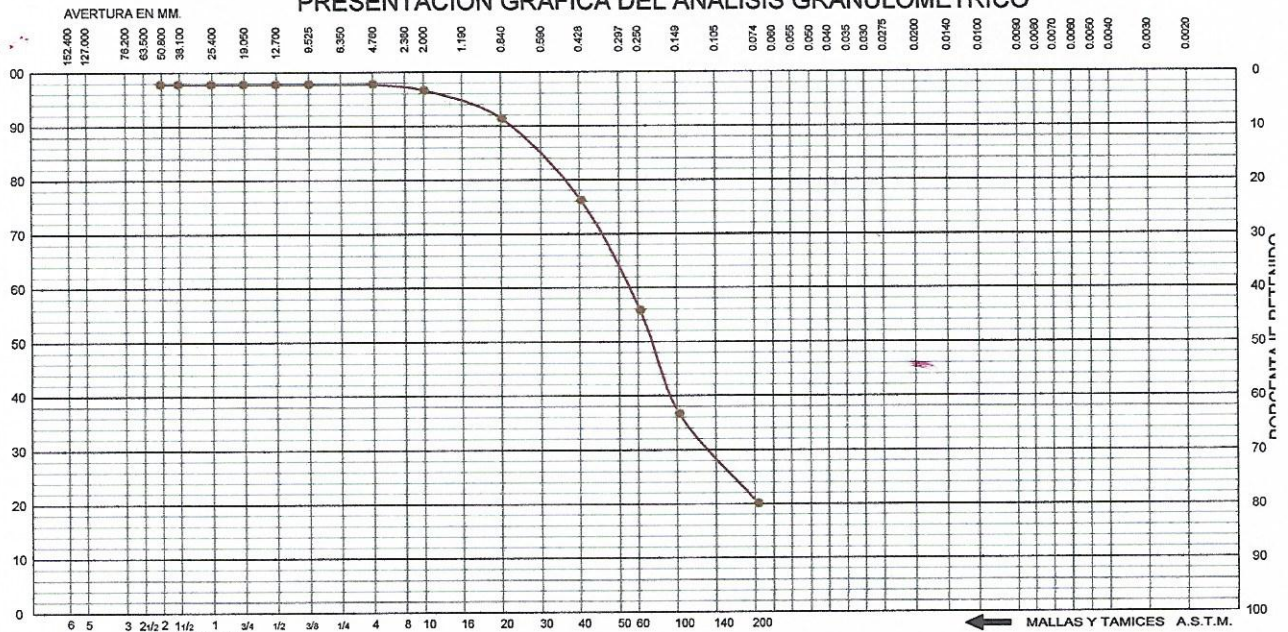
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO							
ESTANDAR DE CLASIFICACION ASTM D422-D2216-D2487 / AASHTO T87	Tamizez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten	% Pasa	% Ret Acum.	
	2"	50.800					
	1 1/2"	38.100					
	1"	25.400					
	3/4"	19.000					
	1/2"	12.700					
	3/8"	9.500					
	1/4"	6.350					
	N° 4	4.760	0.00	0.00	100.00	0.00	
	8	2.300					
	10	2.000	12.50	1.25	98.75	1.25	
	16	1.190					
	20	0.840	54.70	5.47	93.28	6.72	
	30	0.590					
	40	0.420	156.80	15.68	77.60	22.40	
	50	0.297					
	60	0.250	210.30	21.03	56.57	43.43	
	80	0.177					
	100	0.149	198.70	19.87	36.70	63.30	
	140	0.105					
	200	0.074	170.70	17.07	19.63	80.37	
	Fondo		196.30	19.63	0.00	100.00	
	Peso Total =		1000.00	gr.			
	D_{10} (mm)		0.038	C_U	7.37		
D_{30} (mm)		0.120	C_C	1.37			
D_{60} (mm)		0.278					

HUMEDAD NATURAL (W)	%	5.30
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	28.80
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	22.40
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	6.40
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S - ML
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-2-4 (0)



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO



LMS-CAG _8/09/2006



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 PRODUCCIÓN DE BIENES Y SERVICIOS
 MSc. ING. RENE OSWALDO CANCHARI VEGA
 DIRECTOR



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por Bach. ANAYHUAMAN SOTO Renso Justo CERTIFICADO N° 050 - B-19
Proyecto Aport. De la Norma E.060-2009 con respecto Norma E.060 - 1989 en el Dis.De una Edif. Con fines de Hosp. de cuatro
Ubicación pisos de Concreto Armado en la Ciudad de Ica BOLETA N° 2426

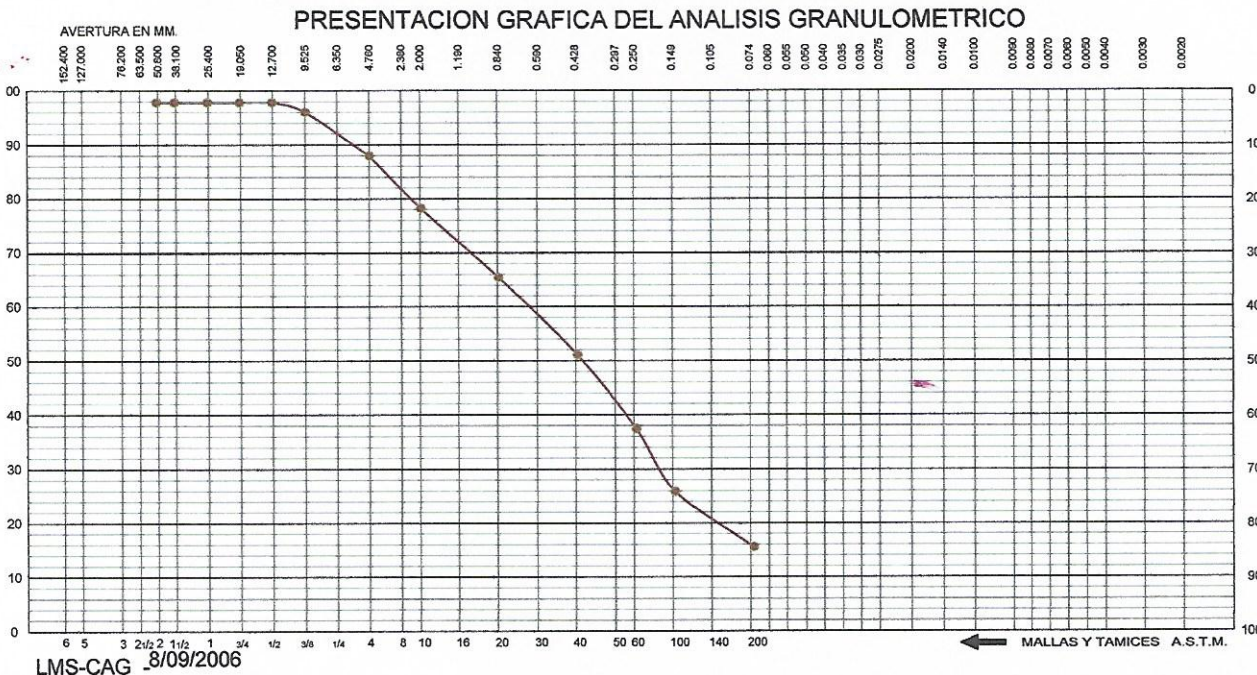
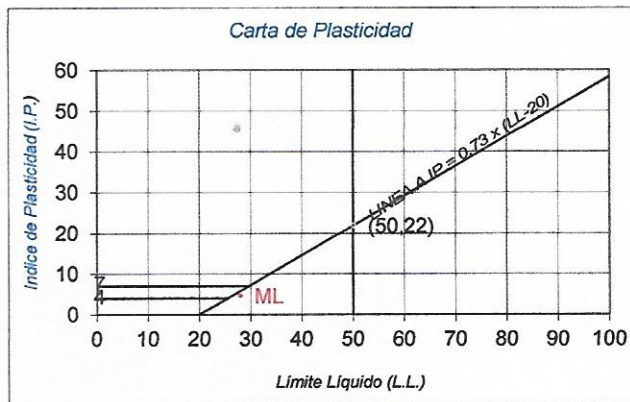
Tipo de Exploración A CIELO ABIERTO
Realizado por ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha ICA, DICIEMBRE DEL 2019

Procedencia : ASOC. VIV. "SEÑOR DE LUREN" MZ O
Muestra : C - 2; E - 1 Prof. 0.00 - 0.90 mt.
Peso de Muestra : 1100.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500	20.40	1.85	98.15	1.85
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	92.30	8.39	89.75	10.25
8	2.300				
10	2.000	110.50	10.05	79.71	20.29
16	1.190				
20	0.840	145.30	13.21	66.50	33.50
30	0.590				
40	0.420	163.20	14.84	51.66	48.34
50	0.297				
60	0.250	155.60	14.15	37.52	62.48
80	0.177				
100	0.149	130.80	11.89	25.63	74.37
140	0.105				
200	0.074	118.10	10.74	14.89	85.11
Fondo		163.80	14.89	0.00	100.00
Peso Total =		1100.00	gr.		
D_{10} (mm)		0.050	C_U	13.20	
D_{30} (mm)		0.186	C_C	1.06	
D_{60} (mm)		0.656			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	3.80
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	27.80
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	23.20
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	4.60
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S - M
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-2-4 (0)



LMS-CAG 8/09/2006



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 PRODUCCION DE BIENES Y SERVICIOS
 ING. RENE OSWALDO CANCHARI VEGA
 DIRECTOR



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Solicitado por Bach. ANAYHUAMAN SOTO Renso Justo
Proyecto Aport. De la Norma E.060-2009 con respecto Norma E.060 - 1989 en el Dis. De una Edif. Con fines de Hosp. de cuatro
Ubicación pisos de Concreto Armado en la Ciudad de Ica

CERTIFICADO N° 050 - C-19
BOLETA N° 2426

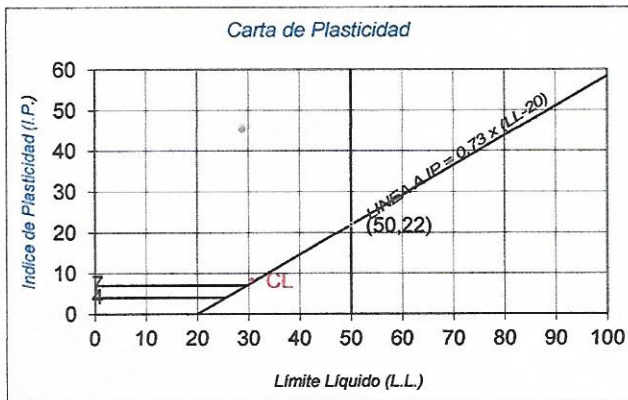
Tipo de Exploración A CIELO ABIERTO
Realizado por ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha ICA, DICIEMBRE DEL 2019

Procedencia : ASOC. VIV. "SEÑOR DE LUREN" MZ O
Muestra : C - 2; E - 2 Prof. 0.90 - 3.00 mt.
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

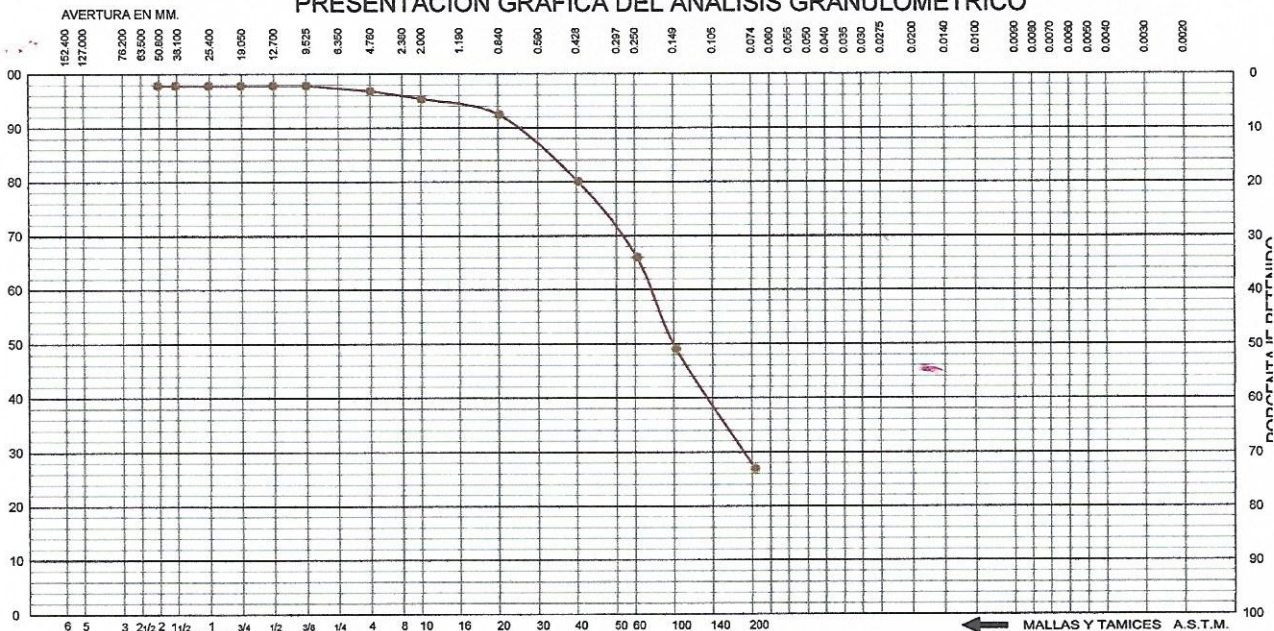
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO							
ESTANDAR DE CLASIFICACION ASTM D422-D22-16-D2487 / AASHTO T87	Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.	
	2"	50.800					
	1 1/2"	38.100					
	1"	25.400					
	3/4"	19.000					
	1/2"	12.700					
	3/8"	9.500					
	1/4"	6.350					
	N° 4	4.760	10.30	1.03	98.97	1.03	
	8	2.300					
	10	2.000	15.40	1.54	97.43	2.57	
	16	1.190					
	20	0.840	30.60	3.06	94.37	5.63	
	30	0.590					
	40	0.420	128.40	12.84	81.53	18.47	
	50	0.297					
	60	0.250	144.30	14.43	67.10	32.90	
	80	0.177					
	100	0.149	175.70	17.57	49.53	50.47	
	140	0.105					
200	0.074	228.20	22.82	26.71	73.29		
Fondo		267.10	26.71	0.00	100.00		
Peso Total =		1000.00	gr.				
D_{10} (mm)		0.028	C_U	7.55			
D_{30} (mm)		0.085	C_C	1.24			
D_{60} (mm)		0.209					

HUMEDAD NATURAL (W)	%	5.50
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	30.50
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	22.20
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	8.30
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S - CL
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-2-4 (0)



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMÉTRICO



LMS-CAG_8/09/2006



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 PRODUCCIÓN DE BIENES Y SERVICIOS

 MAG. ING. RENE OSWALDO CANCHARI VEGA
 DIRECTOR



**DENSIDAD IN SITU
 METODO DEL CONO DE ARENA**

**CERTIFICADO N° 30-19
 TESISISTA**

SOLICITANTE : **Bach. ANAYHUAMAN SOTO Renso Justo**
 OBRA : **APORTES DE LA NORMA E.060-2009 CON RESPECTO A LA NORMA E.060 - 1989 EN EL DISEÑO DE UNA EDIFICACION CON FINES DE HOSPEDAJE DE CUATRO PISOS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE ICA,**
 UBICACIÓN : **ASOC. VIV. "SEÑOR DE LUREN" MZ O LOT 1Y2**
 MATERIAL : **SUELO NATURAL (C - 1; E - 2)**
 CANTERA
 FECHA : **Ica, Diciembre 2019**
 TECNICO OPERADOR : **TEJEDA CORDOVA Gonzalo**

MUESTRA N°	1				
CAPA	SUELO NATURAL				
LUGAR	C - 1; E - 2 CIUDAD DE ICA				
LADO:	EJE				
1. Peso de la lata + suelo humedo	3,555.17				
2. Peso de la lata	0.00				
3. Peso del suelo humedo (1 - 2)	3,555.17				
4. Peso de arena + frasco	4,000.00				
5. Peso de la arena que queda + el frasco + el peso de arena embudo	0.00				
6. Peso del arena empleada (4 - 5)	1,180.50				
7. Densidad de la arena	2,819.50				
8. Volumen del hueco (6/7)	1.38				
9. Peso de la grava al aire	2,043.12				
10. Volumen de la grava por desplaz.	0.00				
11. Peso del suelo (3 - 9)	0.00				
12. Volumen del suelo (8 - 10)	3,555.17				
13. Densidad del suelo humedo(11/12)	2,043.20				
14. Humedad contenida en el suelo	1.74				
15. Densidad del suelo seco	5.50				
16. Densidad del suelo seco gr/cm3	1.65				
17. Max. Dens. determinada en la curva	1.65				
18. Porcentaje de compactacion(16/17)	0.00				
19. Compactacion especificada	0.00				
Espesor compactado (mt.)	2.00				
Control de humedad					
RECIPIENTE N°	C - 1, E - 2				
1. Peso de la lata + suelo humedo	265.75				
2. Peso de la lata + suelo seco	253.90				
3. Peso de agua	11.85				
4. Peso de lata	38.50				
5. Suelo seco	215.40				
6. Porcentaje de humedad con Speedy	5.50				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 PRODUCCIÓN DE BIENES Y SERVICIOS
 MAG. ING. RENE OSWALDO CANCHARI VEGA
 DIRECTOR



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 033-19
TESISTA

SOLICITANTE : Bach. ANAYHUAMAN SOTO Renso Justo

PROYECTO : APORTRES DE LA NORMA E.60-2009 CON RESPECTO A LA NORMA E.060 - 1989 EN EL DISEÑO DE UNA EDIF. CON FINES DE HOSPEDAJE DE CUATRO PISOS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE ICA

UBICACIÓN : ASOC. VIV. "SEÑOR DE LUREN" MZ O LOT 1Y2

FECHA : Ica, Diciembre del 2019

Sondaje : C - 2- ; Clasif. (SUCS) : S - CL/ARENA CON ARCILLA INORGANICA

Muestra : E - 2 Velocidad (mm/min) : 0.5

Profundidad : 0.90 a 3.00 mt. Coef. Anillo CR (div/kg.) 0.306

Estado : Remoledeado

DATOS DEL ESPECIMEN 1

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	121.00
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.68
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	5.50
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	0.50
Hum. inicial (%)	5.50	Carg. Normal (kg)	20.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	145	0	0.00	0.00
10	0.250	143	17	5.20	0.14
20	0.500	140	22	6.73	0.19
30	0.750	135	26	7.96	0.22
40	1.000	130	30	9.18	0.26
50	1.250	128	33	10.10	0.28
60	1.500	125	36	11.02	0.31
70	1.750	120	38	11.63	0.32
80	2.000	115	40	12.24	0.34
90	2.250	110	42	12.85	0.36
100	2.500	105	43	13.16	0.37
110	2.750	102	44	13.46	0.37
120	3.000	96	45	13.77	0.38
130	3.250	91	46	14.08	0.39
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				
210	5.250				
220	5.500				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
PRODUCCION DE BIENES Y SERVICIOS
MAG. ANDRÉS OSWALDO CANCHANI VEGA
DIRECTOR



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 033-19
TESISTA

SOLICITANTE : Bach. ANAYHUAMAN SOTO Renso Justo

PROYECTO : APORTRES DE LA NORMA E.60-2009 CON RESPECTO A LA NORMA E.060 - 1989 EN EL DISEÑO DE UNA EDIF.CON FINES DE HOSPEDAJE DE CUATRO PISOS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE ICA

UBICACIÓN : ASOC. VIV. "SEÑOR DE LUREN" MZ O LOT 1Y2

FECHA : Ica, Diciembre del 2019

Sondaje : C - 2 ;

Clasif. (SUCS) : S - CL/ARENA CON ARCILLA INORGANICA

Muestra : E - 2

Velocidad (mm/min) : 0.5

Profundidad : 0.90 a 3.00 mt.

Coef. Anillo CR (div/kg 0.306

Estado : Remoledeado

DATOS DEL ESPECIMEN 2

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	119.00
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.65
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	5.50
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	0.50
Hum. inicial (%)	5.50	Carg. Normal (kg)	40.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	200	0	0.00	0.00
10	0.250	195	32	9.79	0.27
20	0.500	193	40	12.24	0.34
30	0.750	190	47	14.38	0.40
40	1.000	185	53	16.22	0.45
50	1.250	180	58	17.75	0.49
60	1.500	177	62	18.97	0.53
70	1.750	175	66	20.20	0.56
80	2.000	170	69	21.11	0.59
90	2.250	167	71	21.73	0.60
100	2.500	163	73	22.34	0.62
110	2.750	160	74	22.64	0.63
120	3.000	155	75	22.95	0.64
130	3.250	150	76	23.26	0.65
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
PRODUCCION DE BIENES Y SERVICIOS
M.C. ING. RENE OSWALDO CANCHAR VEGA
DIRECTOR



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 033-19
TESISTA

SOLICITANTE : Bach. ANAYHUAMAN SOTO Renso Justo

PROYECTO : APORTRES DE LA NORMA E.60-2009 CON RESPECTO A LA NORMA E.060 - 1989 EN EL DISEÑO DE UNA EDIF.CON FINES DE HOSPEDAJE DE CUATRO PISOS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE ICA

UBICACIÓN : ASOC. VIV. "SEÑOR DE LUREN" MZ O LOT 1Y2

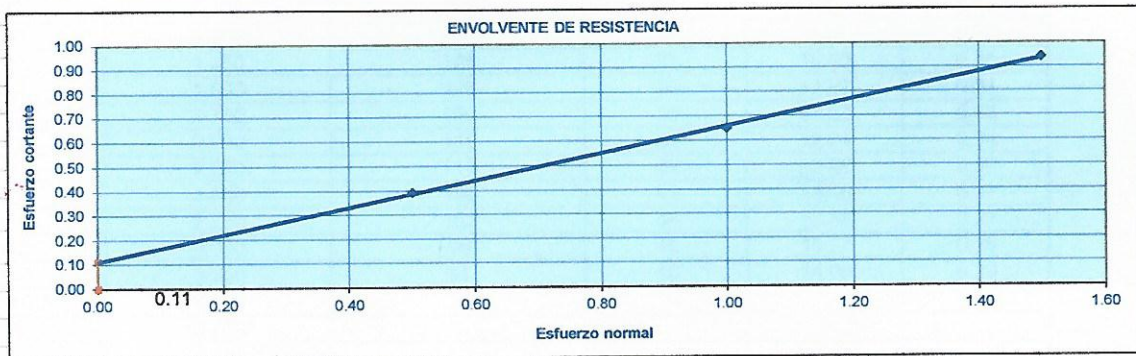
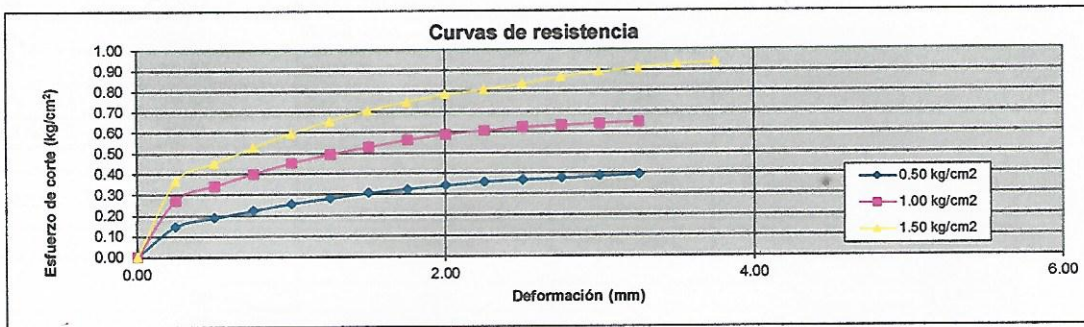
FECHA : Ica, Diciembre del 2019

Sondaje : C - 2- ; Clasif. (SUCS) : S - CL/ARENA CON ARCILLA INORGANICA

Muestra : E - 2 Velocidad (mm/min) : 0.5

Profundidad : 0.90 a 3.00 mt. Coef. Anillo CR (div/kg.) : 0.306

Estado : Remoledeado



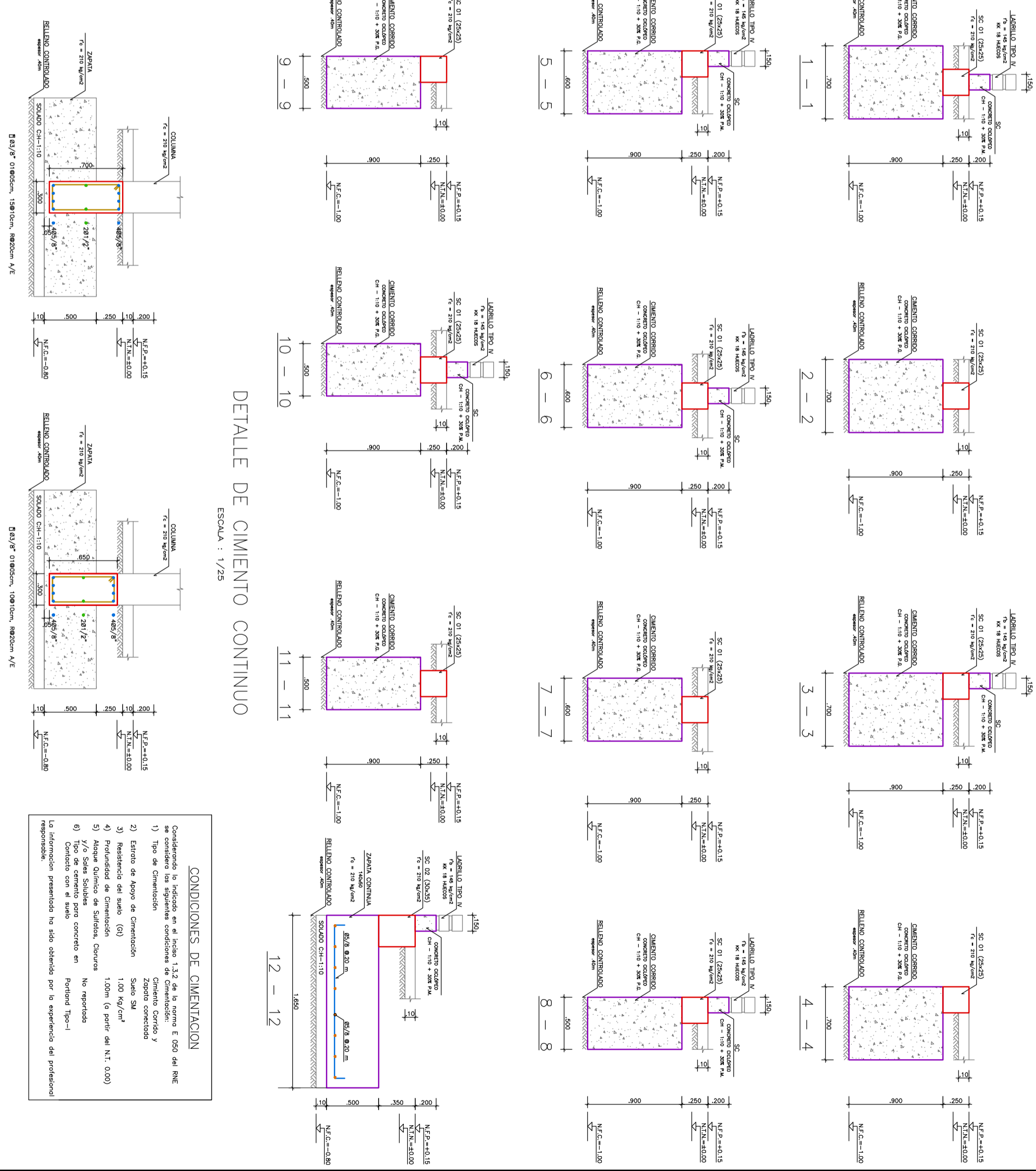
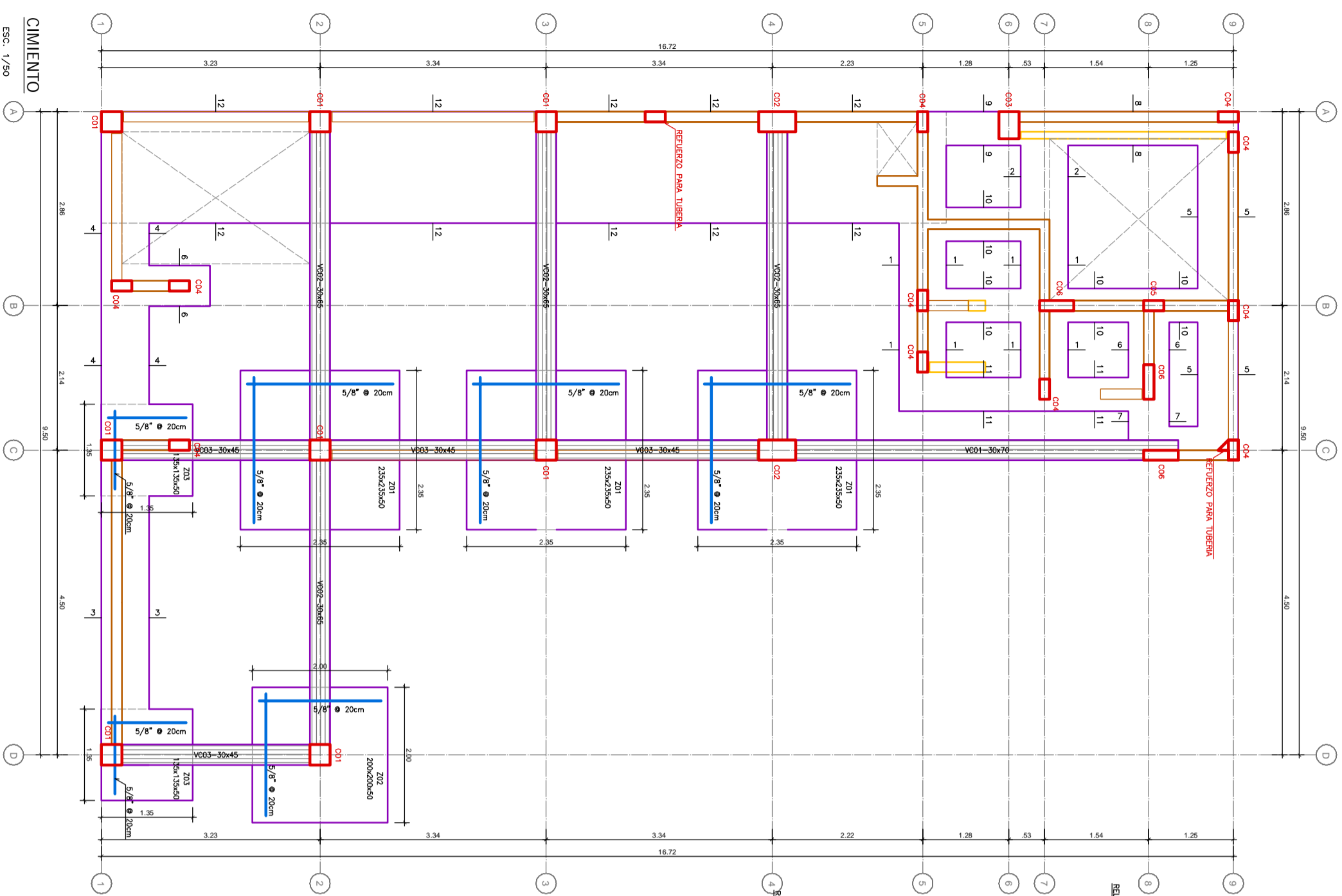
Esf. Normal kg/cm2	Esf.Cortante kg/cm2
0.50	0.39
1.00	0.65
1.50	0.94

RESULTADOS	
C =	0.11
$\phi =$	28.8

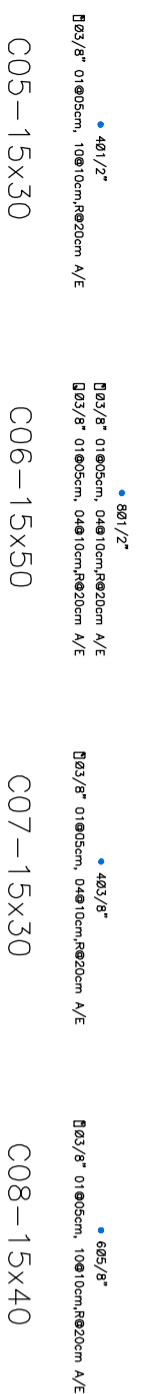
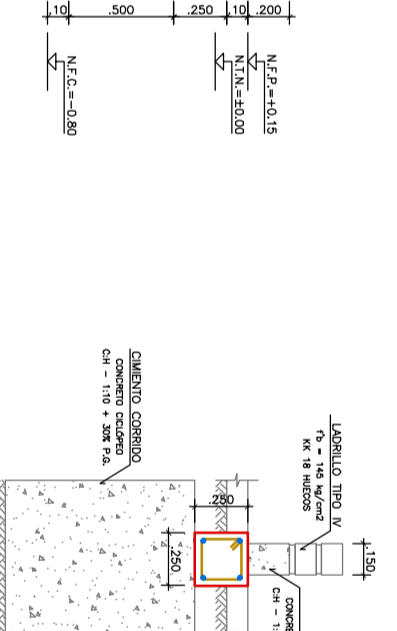
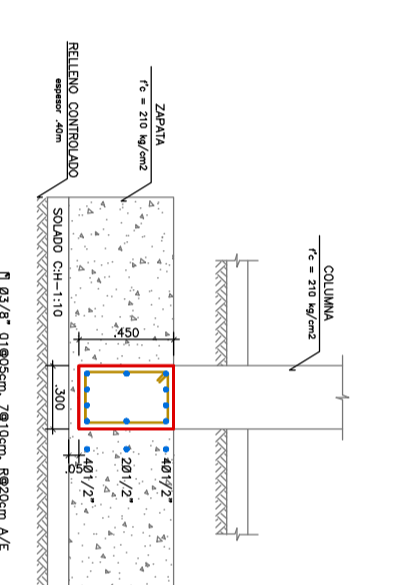
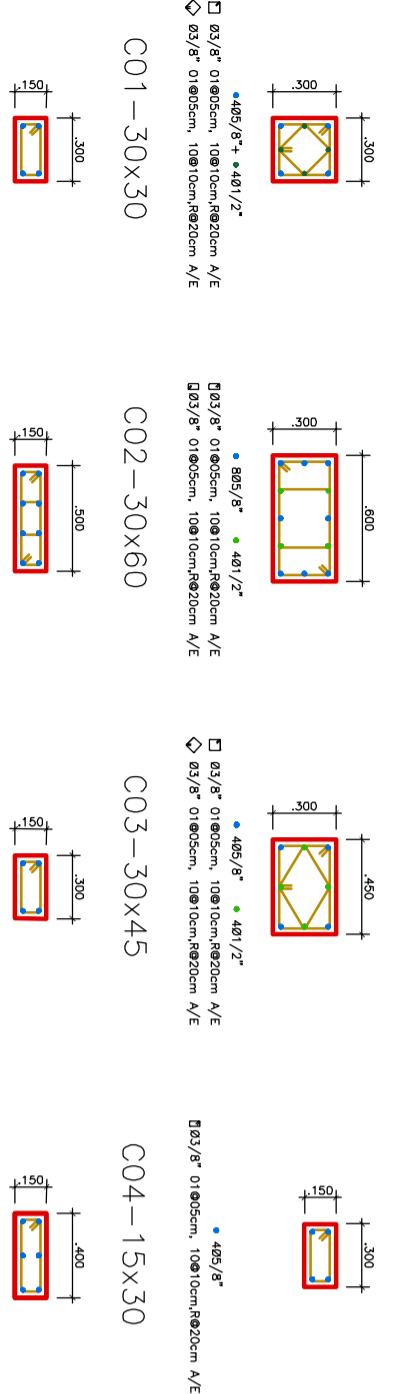


UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
PRODUCCIÓN DE BIENES Y SERVICIOS

MAG. ING. RENE OSWALDO CANCIAR VEGA
DIRECTOR



DETALLE DE CIMENTADO CONTINUO
ESCALA : 1/25



DETALLE DE COLUMNA
ESCALA : 1/25

DETALLE DE VIGA DE CIMENTACION Y SOBRECIMIENTO
ESCALA : 1/25

CONDICIONES DE CIMENTACION

Considerando lo indicado en el inciso 1.3.2 de la norma E 050 del RNE se considera las siguientes condiciones de cimentación:

- 1) Tipo de Cimentación: Zapatas corridas y Sapo S/A
- 2) Estrato de Apoyo de Cimentación: 1.00 Kg/cm²
- 3) Resistencia del suelo (q): 1.00m (6 porfir' del N.1. 0.00)
- 4) Profundidad de Cimentación: Cerosa No repetida
- 5) Ancho de Cimentación: 1.00m (6 porfir' del N.1. 0.00)
- 6) Tipo de cemento para concreto en Concreto con el suelo: Portland Tipo-I

La información presentada ha sido obtenida por la experiencia del profesional responsable.

ESPECIFICACIONES TECNICAS

• Se deberá usar cemento portland tipo I
 Concreto Armado f'c = 210 Kg/cm²
 Acero de Refuerzo fy = 4200 Kg/cm²

RECURSIVIMIENTOS

Cimentos 7.5 cm.
 Columnas y Vigas Perforadas 4.0 cm.
 Pisos 3.0 cm.
 Losas 3.0 cm.

CARGAS DE DISEÑO

Sobrecargas 400 Kg/m²
 Peso propio del zapata 300 Kg/m²
 Peso propio de losa 180 Kg/m²

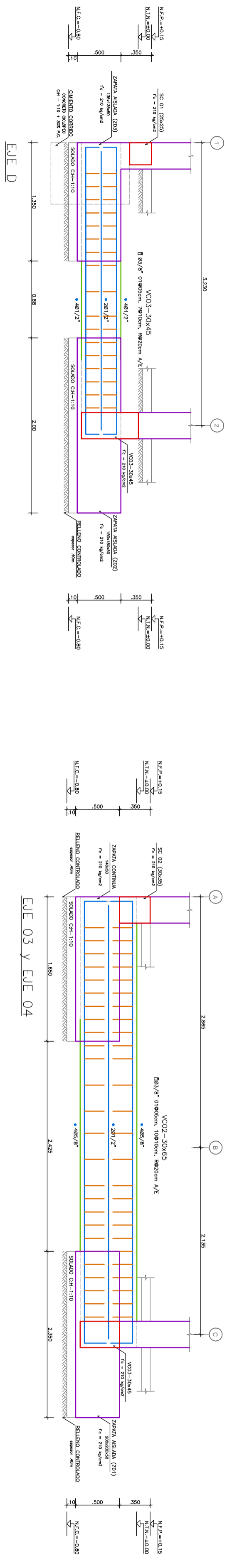
ALBANELERIA

Todas las unidades de albañilería de muros de fachada de dimensiones mínimas 14x24x24cm, podrán ser de concreto, arcilla o sílice cocida, debiendo clasificarse como mínimo con el tipo IV de la norma E-070 del RNE.

Todas las unidades de albañilería de muros de 10cm².

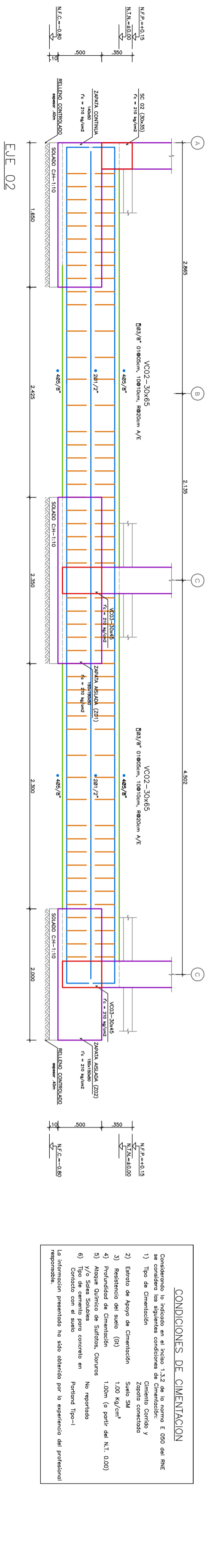
Albañilería f'm = 65 Kg/cm²
 Mortero 1:4 (Cemento - Arena)

PROYECTO	RESTAURANT
PROYECTISTA	LUIS ENRIQUE MINA APARICIO
CLIENTE	RENZO J. ANAYHUAMANI SOTO
FECHA	MAYO 2020
ESCALA	1 EN 50
NO. DE DISEÑO	E - 01

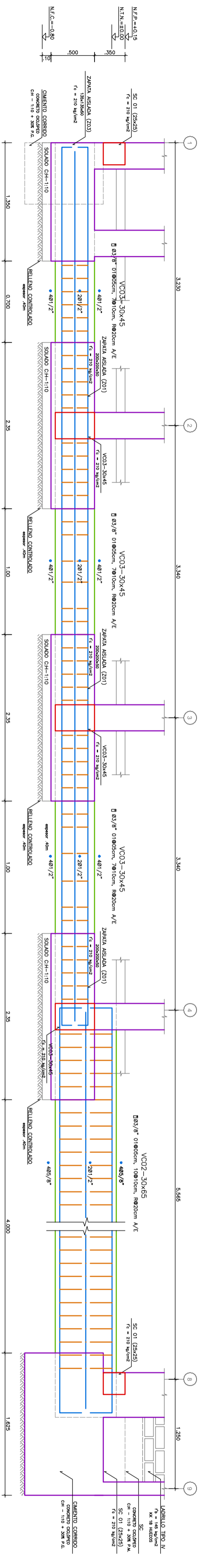


EJE D

EJE 03 y EJE 04



EJE 02



EJE C

CONDICIONES DE CIMENTACION

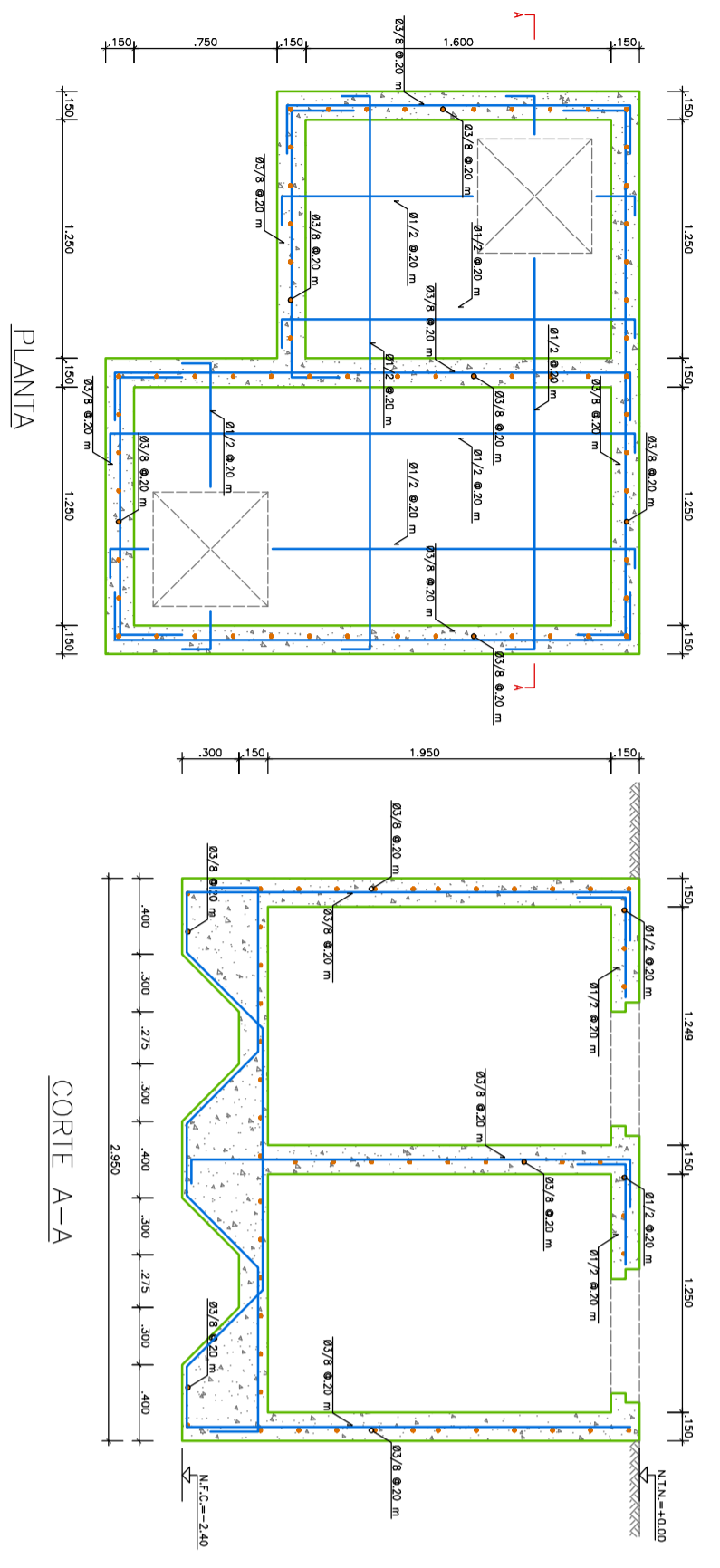
Considerando lo indicado en el inciso 1.3.2 de la norma E 020 del INE se consideran las siguientes condiciones de cimentación:

1) Tipo de Cimentación	Cemento Comido y Suelo SMI
2) Entorno del Apoyo de Cimentación	100 Kg/cm²
3) Resistencia del suelo (q)	100m (q perfil del N.T. 0.00)
4) Profundidad de Cimentación	No reportado
5) Acabe Químico de Soldados, Curados	Concreto
6) Tipo de cemento para concreto en Contacto con el suelo	Portland Tipo-I

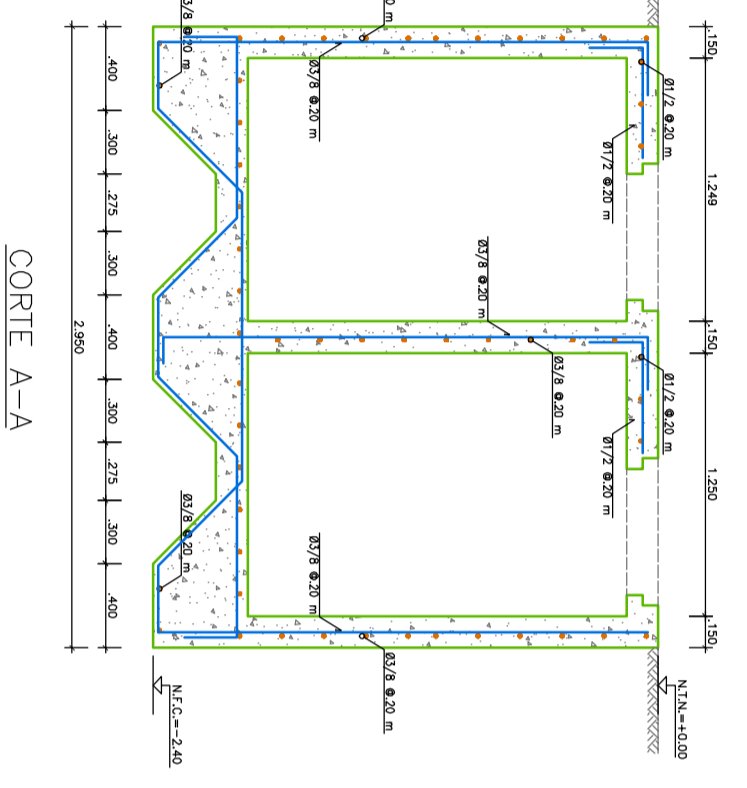
La información presentada no debe ser utilizada por la experiencia del profesional responsable.

DETALLE DE VIGA DE CIMENTACION

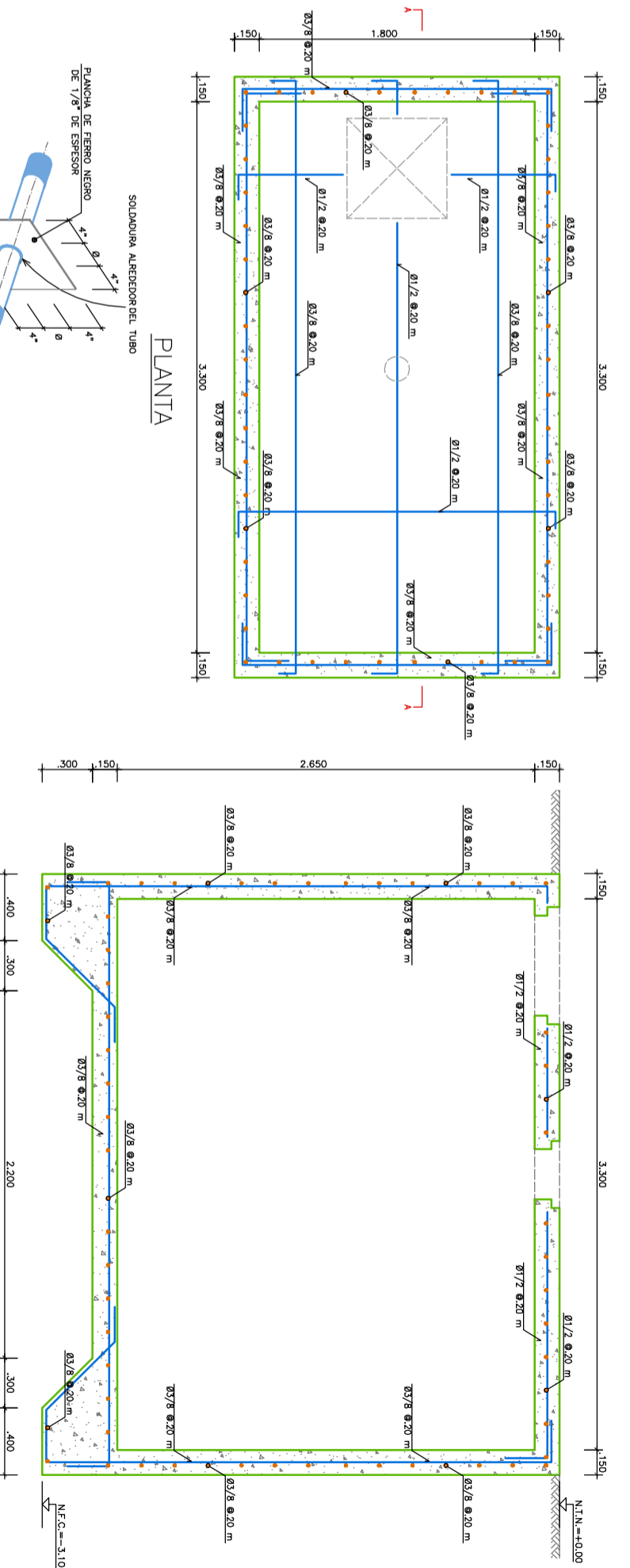
ESCALA : 1/25



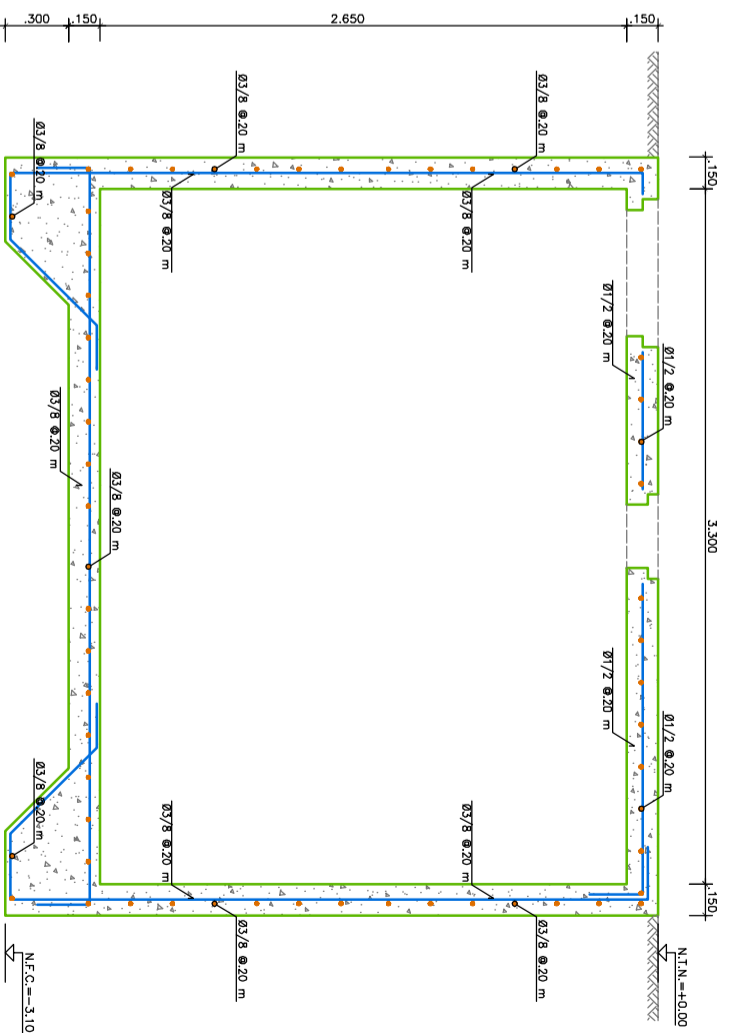
PLANTA



CORTE A-A



PLANTA



CORTE A-A

DETALLE DE TANQUE CISTERNA

ESCALA : 1/25

BRIDA ROMPE AGUA

ESCALA : 1/10

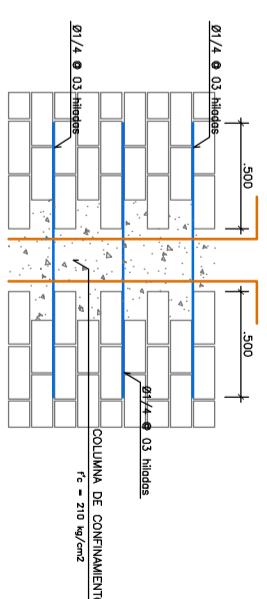
DETALLE DE TANQUE SEPTICO

ESCALA : 1/25

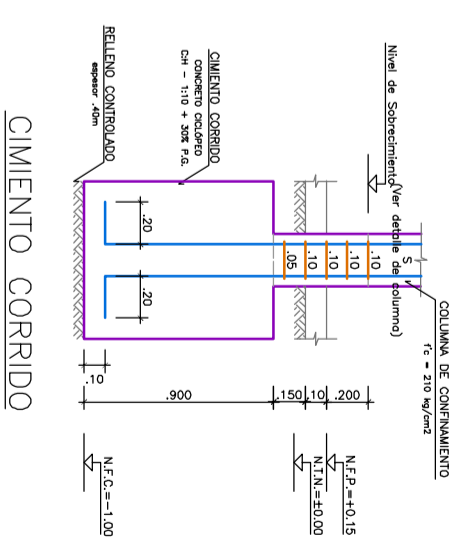
PROYECTO	RESTAURANT
UBICACION	APARTES DE LA NORMA E.060-2009 CON RESPECTO A LA NORMA E.060-1989 EN FASES DE HOSPITAL DE CUATRO PISOS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE ICA
PROYECTISTA	RENSO J. ANAYHUAMANI SOTO
CLIENTE	LUIS ENRIQUE MINA APARICIO
FECHA	MAYO 2020
ESCALA	1 EN 50
PROYECTO	E - 02

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

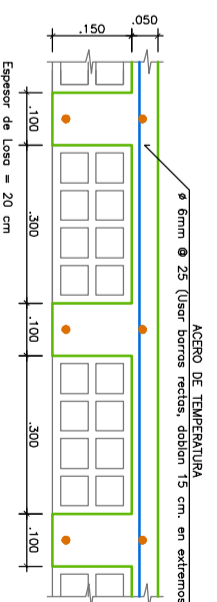
- Se deberá usar cemento portland tipo I
 - Cemento Portland $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - Acero de Refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- RECUBRIMIENTOS**
- Columnas y Vigas Perforadas 7.5 cm.
 - Pilares 4.0 cm.
 - Pelotas 3.0 cm.
 - Losa 3.0 cm.
- CARGAS DE DISEÑO**
- Sobrecargas 400 kg/m²
 - Peso propio aligerado 300 kg/m²
 - Peso de acabados 100 kg/m²
 - Peso de tabiquería 180 kg/m²
- ALBAÑILERÍA**
- Todas las unidades de albañilería de muros de fabricación de obra serán de tipo macizo y deberán poseer un peso propio no inferior a 180 kg/m². Se deberá utilizar como mínimo con el tipo IV de la norma E-070 del INE.
- Todas las unidades de albañilería de muros de fachada:
- Albañilería $f_m = 60 \text{ kg/cm}^2$
 - Mortero 1:4 (Cemento - Arena)



DETALLE DE UNION MURO COLUMNA
ESCALA : 1/25



DETALLE DE ANCLAJE DE COLUMNA EN ZAPATA Y CIMENTO CORRIDO
ESCALA : 1/25

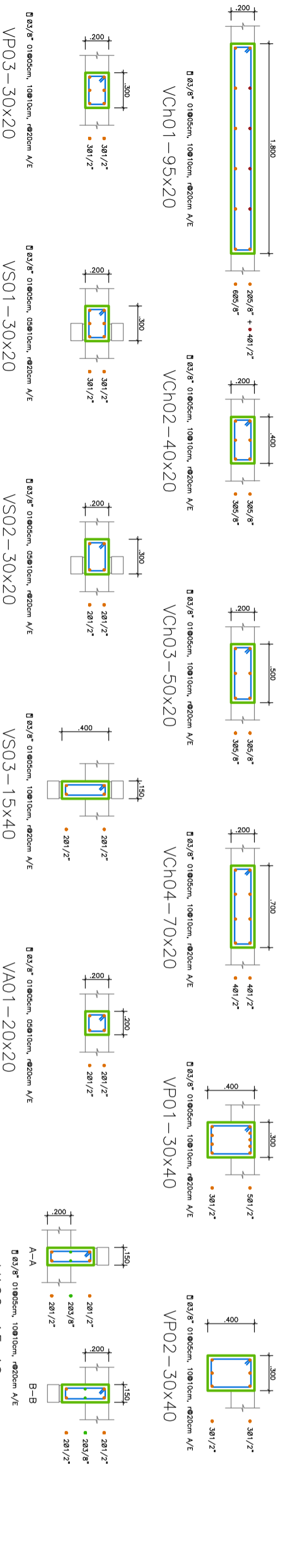
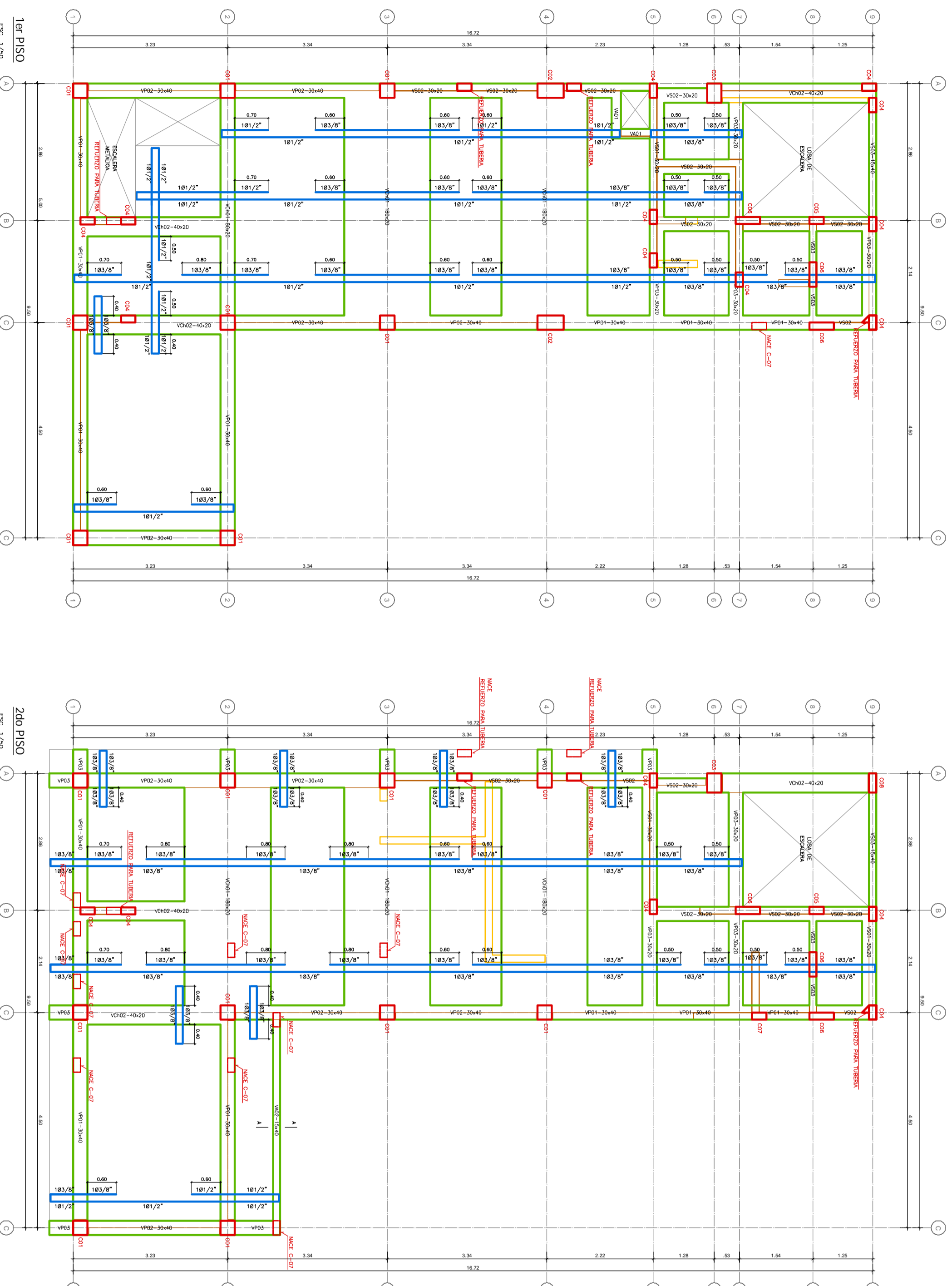


DETALLE DE LOSA ALGERADA
ESCALA : 1/10

TRANSVERSALES Y EMPALMES		COLUMNAS		Estribos	
Ø LOSAS	LOSAS Y VIGAS	LOSAS Y VIGAS	COLUMNAS	Ø	Form.
6mm	30	30	30	1/4"	3.8cm - (ØB) 2.0cm
3/8"	40	30	30	3/8"	4.8cm - (ØB) 2.5cm
1/2"	50	30	30	1/2"	5.3cm - (ØB) 3.0cm
5/8"	60	50	50	5/8"	6.3cm - (ØB) 3.5cm
3/4"	70	60	60	3/4"	7.3cm - (ØB) 4.0cm

Nota: Se deberá utilizar el tipo de albañilería que se indica en el detalle de la columna o albañilería.

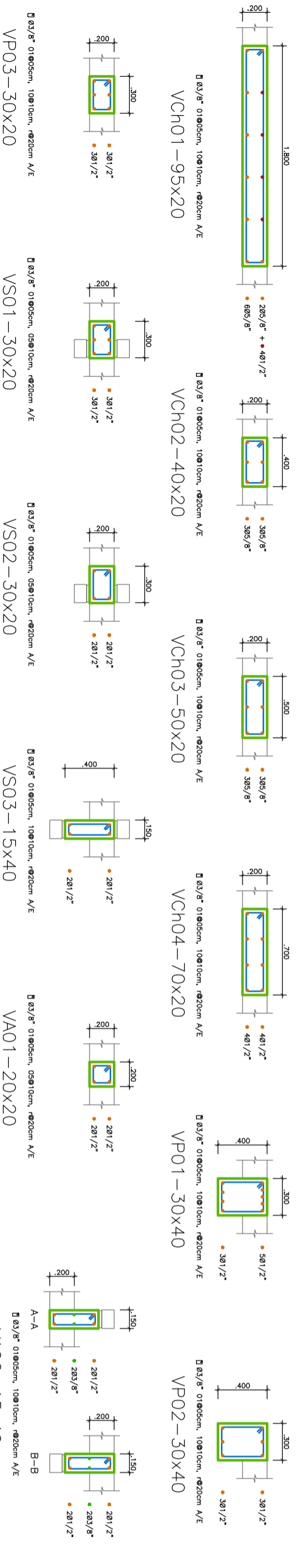
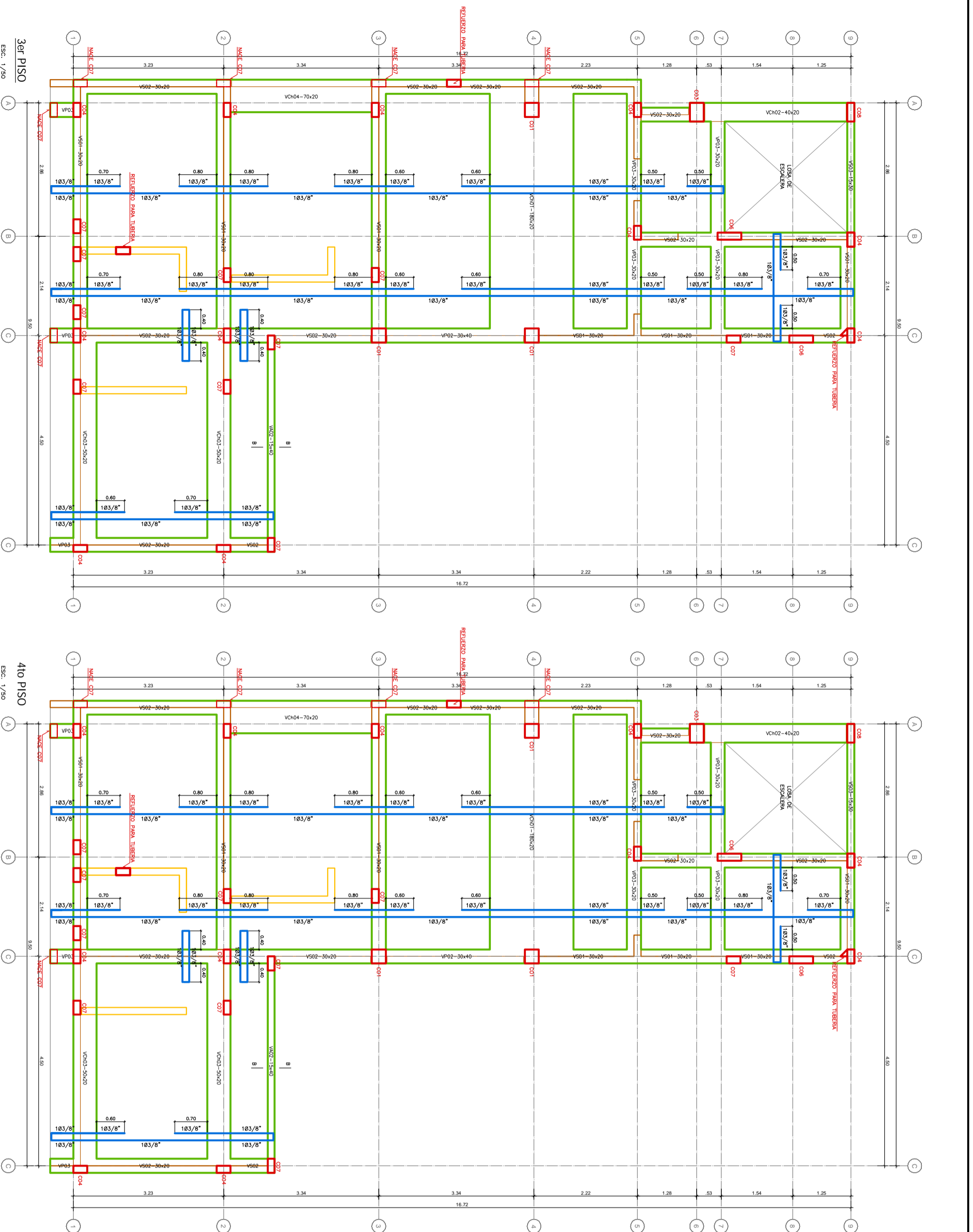
Nota: Los empalmes de las barras de refuerzo en las columnas y vigas deberán ser de tipo "empalme a media altura" y se deberá utilizar el tipo de albañilería que se indica en el detalle de la columna o albañilería.



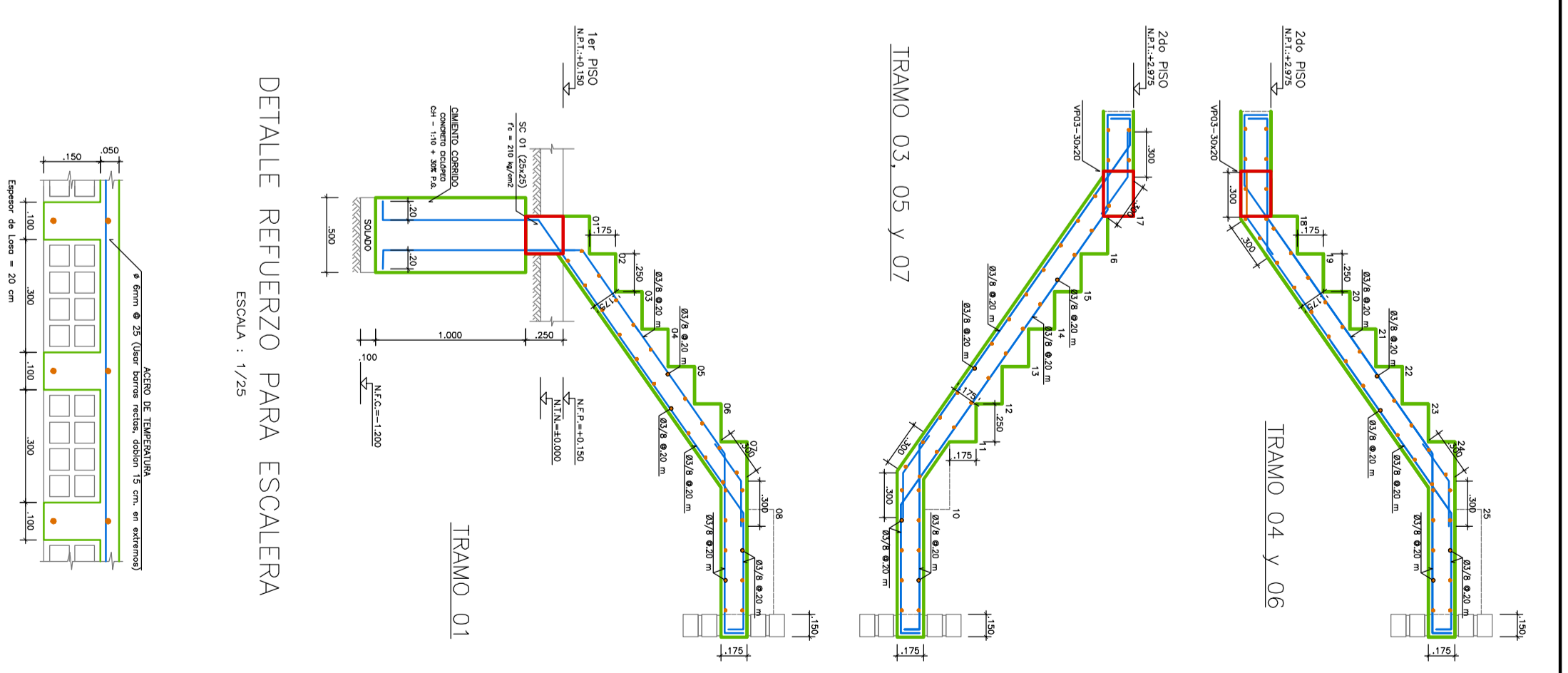
DETALLE DE VIGA
ESCALA : 1/25

PROYECTO	RESTAURANT
UBICACION	ALGERADOS
PROYECTISTA	RENO J. ANAYHUAMN SOTO
CLIENTE	LUIS ENRIQUE MINA APARICIO
FECHA	MAYO 2020
ESCALA	1 EN 50
NO. DE PLANOS	E - 03

APORTES DE LA NORMA E-800-2008 CON RESPECTO A LA NORMA E-800-1989 EN FECHAS DE HOJERÍA DE CUATRO PISOS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE ICA.

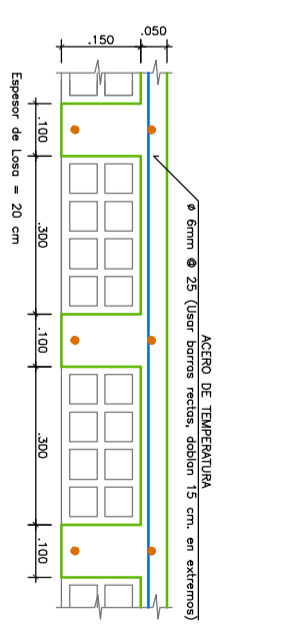


DETALLE DE VIGA
ESCALA : 1/25



DETALLE REFUERZO PARA ESCALERA
ESCALA : 1/25

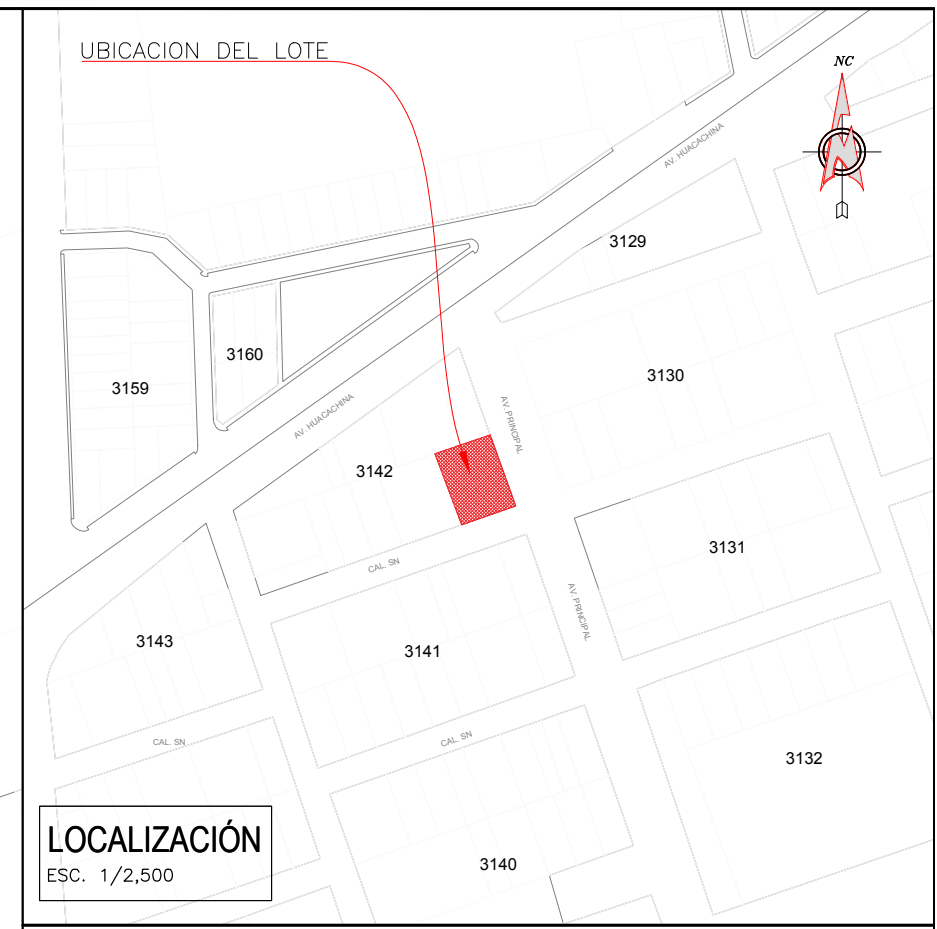
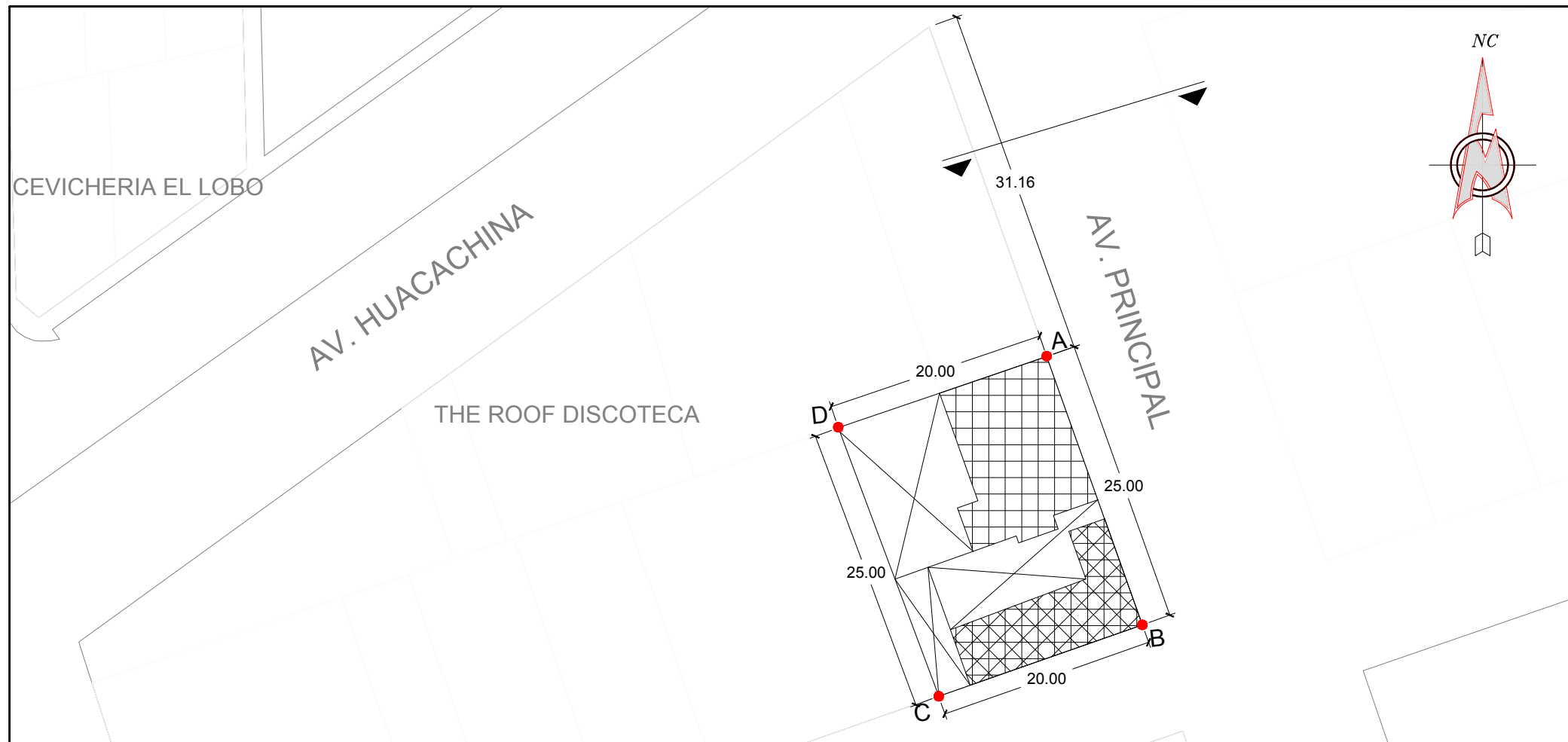
DETALLE DE LOSA ALIGERADA
ESCALA : 1/10



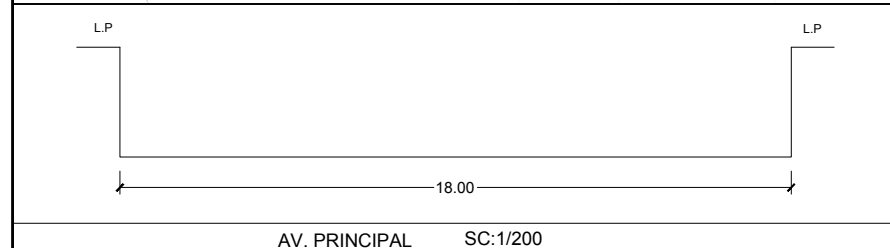
TRANSVERSALES Y EMPALMES		COLUMNAS		Estructuras	
Ø LOSAS Y VIGAS	LOSAS Y VIGAS	Ø COLUMNAS	COLUMNAS	Ø	L
6mm	30	30		3/8"	3.6m-(6Ø)
3/8"	40	30		3/8"	4.8m-(6Ø)
1/2"	50	30		3/8"	3.6m-(6Ø)
5/8"	60	50		3/8"	4.8m-(6Ø)
3/4"	70	60		3/8"	5.7m-(6Ø)
				3/8"	3.0m

PROYECTO	RESTAURANT
PROYECTISTA	ALIGERADOS
PROYECTISTA	RENO J. ANAYHUAMANI SOTO
PROYECTISTA	LUIS ENRIQUE MINA APARICIO
PROYECTO	1 EN 50
PROYECTO	MAYO 2020
PROYECTO	E - 04

APORTES DE LA NORMA E.060-2003 CON RESPECTO A LA NORMA E.060-1989 EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO EN PISOS DE HORMIGÓN ARMADO EN LA CIUDAD DE ICA.



LOCALIZACIÓN
ESC. 1/2,500



PRIMER PISO TERCER PISO
 SEGUNDO PISO CUARTO PISO

UBICACIÓN
ESC. 1/500

ZONIFICACION: RDA - CC

AREA DE ESTRUCTURACION URBANA:

DEPARTAMENTO : ICA
 PROVINCIA : ICA
 DISTRITO : ICA
 COOPERATIVA DE VIVIENDA : SEÑOR DE LUREN
 NOMBRE DE LA VIA : AV. PRINCIPAL
 N° DE INMUEBLE : S/N
 MANZANA : 0
 LOTE : 1 & 2
 SUB LOTE : -----

CUADRO NORMATIVO			CUADRO DE AREAS (m ²)						
PARAMETROS	NORMATIVO	PROYECTO	PISOS/ NIVELES	AREAS DECLARADAS					
				Existente	Demolicion	Nueva	Ampliacion	Parcial	Total
USOS	RDA -CC	CC	Primer Piso	147.18 m2	---	---	101.73 m2	---	248.91 m2
DENSIDAD NETA	2,250 Hab/Ha	159 Hab/Ha	Segundo Piso	149.42 m2	---	---	117.20 m2	---	266.62 m2
COEFICIENTE DE EDIFICAC.	5.0	1.41	Tercer Piso	---	---	---	117.20 m2	---	177.20 m2
% AREA LIBRE	Según RNE (comercio)	47.74%	Cuarto Piso	---	---	---	14.00 m2	---	14.00 m2
ALTURA MAXIMA	15.00 ml	13.00 ml							
RETIRO MINIMO	FRONTAL	según alineamiento municipal							
	LATERAL	---							
	POSTERIOR	---							
AREA LOTE NORMATIVO	Según RNE (comercio)	500.00 m2	ÁREA DEL TERRENO						500.00 m2
ESTACIONAMIENTO	No exigible	No exigible	ÁREA LIBRE						238.70 m2
			ÁREA CONSTRUIDA						706.73 m2

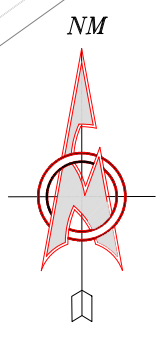
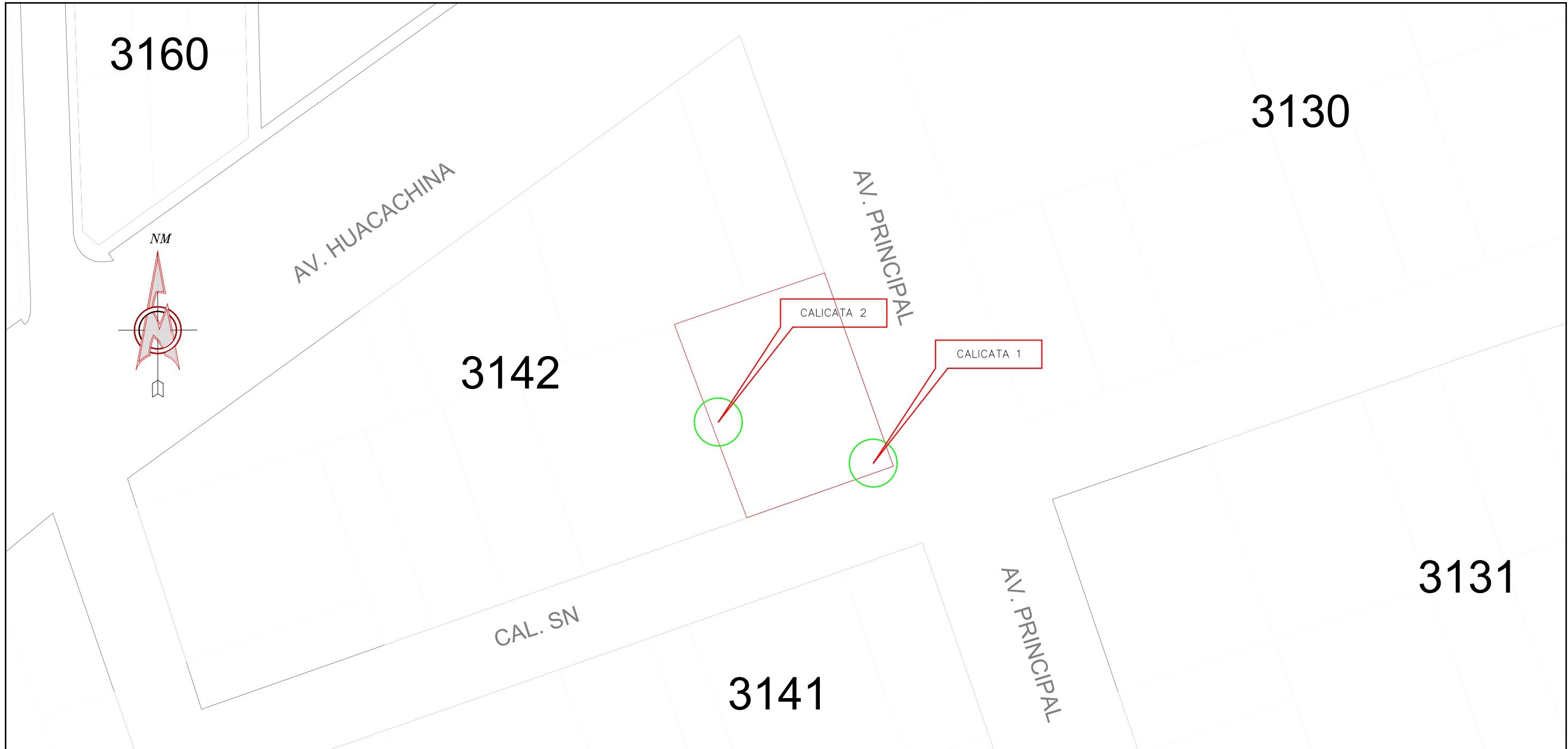
FIRMA Y SELLO PROJ.:

PROPIETARIO:

PROYECTO: RESTAURANT

PLANO: UBICACION Y LOCALIZACION **LAMINA:** U-1

ESCALA: INDICADA **FECHA:**



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA"			
TESIS: "APORTES DE LA NORMA E.060-2009 CON RESPECTO A LA NORMA E.060-1989 EN EL DISEÑO DE UNA EDIFICACION CON FINES DE HOSPEDAJE DE CUATRO PISOS DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE ICA"		UBICACION: SECTOR: ASOC. VIV. "SEÑOR LUREN" PROV.: ICA DISTRITO: CERCADO ICA REG.: ICA	
PLANO: PLANO UBICACION DE CALICATAS			LAMINA: PUC-01
BACHILLER: RENSO J. ANAYHUAMAN SOTO	ASESOR: ING. LUIS MINA	ESCALA: 1/500	FECHA: MAYO 2020