

**UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL**

**“INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO  
ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL  
DISTRITO DE AMARILIS - 2018”**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL**

**AUTORA:**

**Bach. ROJAS SEBASTIÁN ESTÉFANI**

**ASESORES:**

**Ing. JOHNNY PRUDENCIO JACHA ROJAS**

**Ing. GUSTAVO LEÓN TRUJILLO**

**Ing. JERRY DAVILA MARTE**

**Ing. JOHN BORJA RUEDA**

**HUÁNUCO – PERÚ**

**2018**



# UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

## Facultad de Ingeniería

EAP INGENIERIA CIVIL

### ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO(A) CIVIL

En la ciudad de Huánuco, siendo las...11:30... horas del día...14... del mes de...Diciembre... del año...2018..., en el Auditorio de la Facultad de Ingeniería, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron los Jurados Calificadores Nombrados mediante la Resolución N°...1198-2018-D-FJ-UDH... integrado por los docentes:

Mg. JOHNNY P. JACHA ROJAS (Presidente)

ING. JOSÉ W. TUDAMAY LAYI (Secretario)

ING. JOSUE CHOQUEVILCA CHINQUIA (Vocal)

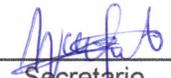
Para calificar el Trabajo de Suficiencia Profesional solicitado por el (la) Bachiller en Ingeniería Civil...Estefani, ROJAS SEBASTIAN..., para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil.

Dicho acto de sustentación se desarrolló en dos etapas: exposición y absolución de preguntas: precediéndose luego a la evaluación por parte de los miembros del Jurado.

Habiendo absuelto las objeciones que le fueron formuladas por los miembros del Jurado y de conformidad con las respectivas disposiciones reglamentarias, procedieron a deliberar y calificar, declarándolo (a)...APROBADA... por...UNDAH14124... con el calificativo cuantitativo de...15... y cualitativo de...BUENO...

Siendo las...12:35... horas del día...14... del mes de...DICIEMBRE... del año...2018..., los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.

  
Presidente

  
Secretario

  
Vocal

## **DEDICATORIA**

A Dios por brindarme la vida, la salud y las fuerzas para seguir adelante día y a día y lograr mis objetivos, también por su infinita bondad y amor.

A mis queridos padres, Eliseo Rojas S. y Juana Sebastián T. por su confianza y que con su constante apoyo, esfuerzo, sacrificio y cariño supieron guiarme hacia un camino de superación.

A mi hermanas, Aydé, Yanet, Ruth, Esther e Ingri, Rojas Sebastián quienes con su cariño y apoyo siempre me incentivaron para cumplir mis metas.

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por ser mi guía en todo momento.

Principalmente a mis padres y hermanas por sus consejos y apoyo incondicional, durante el desarrollo del siguiente proyecto, paciencia, comprensión y apoyo constante en todo momento de mi vida.

A los asesores del Ciclo de Asesoramiento de Título Profesional, por su apoyo metodológico y profesional para la orientación en el desarrollo del proyecto.

A la Universidad de Huánuco – Facultad de Ingeniería – E.A.P de Ingeniería Civil, por el apoyo brindado en la etapa de titulación.

A los docentes de la Escuela Académica Profesional de Ingeniería Civil que a lo largo de la formación académica me inculcaron la dedicación al estudio y a la superación personal.

## INDICE

<b>CAPÍTULO I</b> .....	<b>15</b>
<b>PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN</b> .....	<b>15</b>
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	15
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	16
1.2.1 PROBLEMA GENERAL .....	16
1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS .....	16
1.3 OBJETIVO GENERAL .....	16
1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	16
1.5 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN .....	16
1.6 LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN.....	17
1.7 VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN .....	17
<b>CAPITULO II</b> .....	<b>18</b>
<b>MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>18</b>
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN .....	18
2.1.1. NIVEL INTERNACIONAL .....	18
2.1.2. NIVEL NACIONAL.....	20
2.2. BASES TEÓRICAS.....	21
2.2.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	21
2.2.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO.....	22
2.2.3. ACCESO AL AREA DE ESTUDIO .....	25
2.2.4. ARQUITECTURA DEL PROYECTO .....	27
2.2.5. ESTUDIOS DE SUELOS.....	34
2.2.6. ESTRUCTURACIÓN.....	47
2.2.7. PREDIMENSIONAMIENTO .....	50
2.2.8. ESTADOS DE CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS ..	54
2.2.9. ANÁLISIS SISMICO .....	60
2.2.10. FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	74
2.2.11. METRADO DE MATERIALES.....	90
2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES.....	93
2.3.1 FUNDAMENTOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL .....	93

2.3.2	CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL.....	94
2.3.3	PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS EDIFICACIONES .....	94
2.3.4	ELEMENTOS QUE INTEGRAN EL SISTEMA .....	96
2.3.5	CARGAS DE DISEÑO .....	97
2.4	HIPOTESIS.....	98
2.4.1	HIPOTESIS GENERAL .....	98
2.4.2	HIPOTESIS ESPECÍFICO.....	98
2.5	VARIABLES.....	98
2.5.1	VARIABLE INDEPENDIENTE.....	98
2.5.2	VARIABLE DEPENDIENTE .....	98
2.6	OPERACIONALIZACION DE VARIABLES .....	99
<b>CAPITULO III .....</b>		<b>100</b>
<b>METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN .....</b>		<b>100</b>
3.1	ENFOQUE DE INVESTIGACIÓN.....	100
3.2	NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	100
3.3	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN .....	100
3.4	POBLACIÓN Y MUESTRA .....	101
3.5	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN.....	101
3.5.1	PARA LA RECOLECCIÓN DE LOS DATOS .....	101
3.5.3	PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACION DE LOS DATOS	102
<b>CAPITULO IV.....</b>		<b>103</b>
<b>RESULTADOS.....</b>		<b>103</b>
4.1	PROCESAMIENTO DE DATOS .....	103
4.1.1	ESTUDIO MECANICA DE SUELOS .....	103
4.1.2	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL .....	105
4.2	CONTRASTACIÓN DE HIPOTESIS Y PRUEBA DE HIPOTESIS....	108
4.2.1	HIPOTESIS GENERAL .....	108
4.2.2	CONSTRASTACIÓN DE HIPOTESIS GENERAL .....	108
4.2.3	HIPOTESIS ESPECÍFICA N° 1 .....	108
4.2.4	CONTRASTACION DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA N° 1.....	108
4.2.5	HIPOTESIS ESPECÍFICA N° 2 .....	108
4.2.6	CONTRASTACION DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA N° 2.....	109

4.2.7	HIPOTESIS ESPECÍFICA N° 3 .....	109
4.2.8	CONTRASTACION DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA N° 3.....	109
<b>CAPITULO V</b>	.....	<b>110</b>
<b>CONCLUSIONES</b>	.....	<b>110</b>
<b>RECOMENDACIONES</b>	.....	<b>112</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIÓGRAFICAS</b>	.....	<b>113</b>
<b>ANEXOS</b>	.....	<b>114</b>

## LISTA DE CUADROS

CUADRO 1: CARACTERISTICAS DEL PROYECTO .....	21
CUADRO 2: UBICACIÓN DE LAS ZONAS DE ESTUDIO .....	22
CUADRO 3: ACCESO A LA PRIMERA AREA DE ESTUDIO.....	25
CUADRO 4: ACCESO A LA SEGUNDA AREA DE ESTUDIO .....	26
CUADRO 5: PARAMETROS SISMICOS.....	37
CUADRO 6: PROFUNDIDAD ALCANZADA DE CADA CALICATA.....	38
CUADRO 7: ENSAYOS DE SUELOS Y NORMAS APLICADAS .....	40
CUADRO 8: TAMAÑOS DE MALLA ESTANDAR.....	42
CUADRO 9: LÍMITES DE TAMAÑO DE SUELOS SEPARADOS .....	44
CUADRO 10: PROPIEDADES DE LOS SUELOS DE C-01 Y C-02 .....	46
CUADRO 11: RESULTADOS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO Y CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE.....	47
CUADRO 12: DESCRIPCION DE LA COLUMNA MAS CRITICA .....	52
CUADRO 13: METRADO DE CARGAS PARA LA COLUMNA .....	53
CUADRO 14: CARGA QUE SOPORTA LA COLUMNA MAS CRITICA .....	53
CUADRO 15: TIPO DE COLUMNAS.....	53
CUADRO 16: COMBINACIONES DE CARGAS PARA EL DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL .....	55
CUADRO 17: COMBINACIONES DE CARGA VIVA Y CARGA MUERTA .....	55
CUADRO 18: COMBINACIONES PARA CARGAS DE SISMO .....	55
CUADRO 19: PARAMETROS SISMICOS PARA LA PRIMERA AREA DE ESTUDIOS.....	64
CUADRO 20: PARAMETROS SISMICOS PARA LA SEGUNDA AREA DE ESTUDIOS .....	64
CUADRO 21: VERIFICACION DEL ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIONES EN EL PROGRAMA ETABS .....	68
CUADRO 22: DISEÑO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA SEGÚN LA NORMA E-030 .....	68
CUADRO 23: MODOS DE VIBRACION CON SU PERIODO, FRECUENCIA, FRECUENCIA CIRCULAR RESPECTIVAMENTE.....	69
CUADRO 24: PORCENTAJE DE MASA PARTICIPANTE.....	69
CUADRO 25: RESUMEN DEL CALCULO DEL PESO DE LA ESTRUCTURA .....	71

CUADRO 26: FACTORES DE AMPLIFICACION SISMICA POR CADA DIRECCIÓN.....	71
CUADRO 27: ESFUERZO CORTANTE EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA.....	71
CUADRO 28: DESPLAZAMIENTOS EN LOS CENTROS DE MASA DE LOS DIAFRAGMAS. .....	72
CUADRO 29: LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO .....	73
CUADRO 30: RESUMEN DEL CÁLCULO DE DERIVA DE ENTREPISO EN EL SUELO S-03 .....	73
CUADRO 31: RESUMEN DEL CÁLCULO DE DERIVA DE ENTREPISO EN EL SUELO S-02 .....	73
CUADRO 32: FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA .....	74
CUADRO 33: FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGA Y COMBINACIONES.....	74
CUADRO 34: RESUMEN DE METRADO EN VIGAS .....	90
CUADRO 35: RESUMEN DE METRADO EN COLUMNAS .....	91
CUADRO 36: RESUMEN DE METRADO EN LOSA ALIGERADA .....	92
CUADRO 37: RESUMEN DE METRADO EN CIMENTACIÓN DEL SUELO S3 .....	92
CUADRO 38: RESUMEN DE METRADO EN CIMENTACIÓN DEL SUELO S2 .....	93
CUADRO 39: OPERACIONALIZACION DE VARIABLES .....	99
CUADRO 40: DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS .....	105

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1: UBICACION EN EL DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO - PROVINCIA DE HUÁNUCO - DISTRITO DE AMARILIS.....	23
FIGURA 2: PRIMERA UBICACIÓN; PROVINCIA DE HUÁNUCO, DISTRITO DE AMARILIS, ASENTAMIENTO HUMANO SAN LUIS SECTOR 2. ....	24
FIGURA 3: SEGUNDA UBICACIÓN; PROVINCIA DE HUÁNUCO, DISTRITO DE AMARILIS, CENTRO POBLADO DE LA ESPERANZA.....	24
FIGURA 4: PRIMERA UBICACIÓN; SE ENCUENTRA A 2.68 KM. DE LA PLAZA DE ARMAS DE HUÁNUCO.....	25
FIGURA 5:SEGUNDA UBICACIÓN; SE ENCUENTRA A 6.85 KM. DE LA PLAZA DE ARMAS DE HUÁNUCO .....	26
FIGURA 6: PLANO EN PLANTA, PRIMER NIVEL.....	28
FIGURA 7: PLANO EN PLANTA, DEL SEGUNDO AL SEXTO NIVEL (DISTRIBUCIÓN TÍPICA).....	29
FIGURA 8: PLANO EN PLANTA, SEPTIMO NIVEL .....	30
FIGURA 9: PLANO EN PLANTA, AZOTEA .....	31
FIGURA 10: PLANO DE CORTES .....	32
FIGURA 11: PLANO DE ELEVACIÓN.....	33
FIGURA 12: UBICACION DE LA CALICATA C-01, AA.HH. SAN LUIS – SECTOR 2.....	35
FIGURA 13: CALICATA C-01, PROFUNDIDAD DE 3.00 M.....	35
FIGURA 14: UBICACION DE C-02, CC.PP. LA ESPERANZA.....	36
FIGURA 15: CALICATA C-02, PROFUNDIDAD DE 3.00 M.....	36
FIGURA 16: FACTOR DEL SUELO EN FUNCION AL FACTOR DE ZONA.....	37
FIGURA 17: PERFIL ESTATIGRÁFICO DE C-01.....	39
FIGURA 18: PERFIL ESTATIGRÁFICO DE C-02.....	40
FIGURA 19: ESQUEMA DEL APARATO DE CORTE DIRECTO.....	45
FIGURA 20: RECTA INTRINSECA .....	46
FIGURA 21: ESTRUCTURACIÓN DE PLANTA TÍPICA.....	49
FIGURA 22: DETALLE GENERAL DE LOSA ALIGERADA.....	50
FIGURA 23: LONGITUD DE LA VIGA PRINCIPAL.....	51

FIGURA 24: LONGITUD DE LA VIGA SECUNDARIA .....	52
FIGURA 25: VERIFICACION PARA UNA FALLA DUCTIL DE LA COLUMNA.....	54
FIGURA 26: CARGA VIVA Y CENTRO DE MASA DEL DIAFRAGMA EN EL 1° Y 2° NIVEL ..	56
FIGURA 27: CARGA VIVA Y CENTRO DE MASA DEL DIAFRAGMA EN EL 3° Y 4° NIVEL ..	57
FIGURA 28: CARGA VIVA Y CENTRO DE MASA DEL DIAFRAGMA EN EL 5° Y 6° NIVEL ..	58
FIGURA 29: CARGA VIVA Y CENTRO DE MASA DEL DIAFRAGMA EN EL 7° NIVEL .....	59
FIGURA 30: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.....	78
FIGURA 31: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, VISTA 3D.....	79
FIGURA 32: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, PRIMER NIVEL .....	80
FIGURA 33: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SEGUNDO NIVEL .....	81
FIGURA 34: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, TERCER NIVEL .....	82
FIGURA 35: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, CUARTO NIVEL .....	83
FIGURA 36: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, QUINTO NIVEL .....	84
FIGURA 37: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SEXTO NIVEL .....	85
FIGURA 38: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SEPTIMO NIVEL .....	86
FIGURA 39: VERIFICACION DE DISEÑO DE PLACA EN ASENSOR EJE Y-Y .....	87
FIGURA 40: VERIFICACION DE DISEÑO DE PLACA EN ASENSOR EJE Y-Y .....	88
FIGURA 41: VERIFICACION DE DISEÑO DE PLACA EN ASENSOR EJE X-X .....	89

## LISTA DE GRAFICOS

GRAFICO 1: CARTA DE PLASTICIDAD .....	43
GRAFICO 2: ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIONES X-X, EN EL SUELO S3 .....	67
GRAFICO 3: ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIONES X-X, EN EL SUELO S2 .....	67
GRAFICO 4: HISTOGRAMA DE LOS RESULTADOS DE CAPACIDAD PORTANTE REALIZADO A AMBOS SUELOS .....	104
GRAFICO 5: TENDENCIA DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO S3 (ML) Y S2 (GW) .....	104
GRAFICO 6: HISTOGRAMA DE LOS RESULTADOS DEL METRADO DE CONCRETO EN LA CIMENTACION.....	106
GRAFICO 7: TENDENCIA DE LOS RESULTADOS DEL METRADO DE CONCRETO EN LA CIMENTACION.....	106
GRAFICO 8: HISTOGRAMA DE LOS RESULTADOS DEL METRADO DE ACERO EN LA CIMENTACION.....	107
GRAFICO 9: TENDENCIA DE LOS RESULTADOS DEL METRADO DE ACERO EN LA CIMENTACION.....	107

## RESUMEN

En el siguiente proyecto se analizará, diseñará estructuralmente y comparará dos edificaciones de 7 niveles con la misma arquitectura y ubicado en suelos diferentes del Distrito de Amarilis con diferentes capacidades portantes, el suelo de la zona de estudio del AA.HH. San Luis Sector 2 tiene una capacidad portante de 0.83 kg/cm<sup>2</sup>, y el del CC.PP. La Esperanza tiene una capacidad portante de 2.74 kg/cm<sup>2</sup>.

El terreno del proyecto tiene una geometría rectangular de 172.00 m<sup>2</sup> de área, con 8.00 m de fachada y 21.50 m de fondo. La edificación tiene 7 niveles, el área construida total es de 971.04 m<sup>2</sup>

Con los planos de arquitectura se hará el predimensionamiento estructural y se definirá la estructura consistente con un sistema estructural compuesto por `placas, columnas y vigas de concreto armado. El sistema de techado consta de losas aligerados de 0.20 m de espesor.

El análisis sísmico se trabajará bajo las exigencias y estipulaciones que se indica en la Norma E-030 (Diseño Sismoresistente). El modelamiento sísmico se realizará con el programa ETABS, en este análisis se obtendrá la respuesta de la estructura ante la espectro de pseudo – aceleraciones de donde se obtendrá las sollicitaciones sísmicas y gravitatorias bajo las que se encuentra cada elemento.

Para losas, vigas y columnas de diseño en concreto armado se realizará por el método de resistencia última.

Finalizando el diseño se procederá con el metrado de materiales, volumen de concreto y peso de acero para cada edificio, después se compararán estos valores.

## **ABSTRACT**

The following undergraduate will compare two seven-story buildings with the same architectural structure but resting on different soils with different bearing capacities in the district of Amarilis. The soil in the studied area of the Human Settlement San Luis Sector 2 (AA. HH. San Luis Sector 2) has a bearing capacity of  $0.83 \text{ kg/cm}^2$  and the soil in the Populated Center La Esperanza (CC.PP. La Esperanza) has a bearing capacity of  $2.74 \text{ kg/cm}^2$ .

The studied land of rectangular shape has an area of  $172.00 \text{ m}^2$  with an 8 – meter – long facade and 21.50 – meter – long side walls. The building has seven stories and the total constructed area is  $971.04 \text{ m}^2$ .

Pre-dimensioning will be carried out using the building plans and a consistent structure whose structural system formed by plates, columns and beams of reinforced concrete will be determined. The roof is made of 0.20 m – thick – lightened concrete slabs.

The seismic analysis will be carried out according to the requirements and stipulations of the standard E-030 (Earthquake resistant design). The seismic design will be executed by the ETABS software. This analysis will show the response of the infrastructure to the spectrum of pseudo accelerations. From said analysis, seismic and gravitational results will be obtained.

Results of the slabs, beams and columns made of reinforced concrete will be obtained by using the ultimate load method.

After completing the design, the bill of quantities of materials (the volume of the concrete and the area of steel needed for each building) will be produced. Finally the values resulting from each building will be compared.

## INTRODUCCIÓN

Todas las estructuras deben ser diseñadas para que, con una seguridad aceptable, sea capaz de soportar todas las acciones que la pueden solicitar durante la construcción y el periodo de vida útil previsto en el proyecto. Pero lo que sucede en la realidad local es que las edificaciones son construidas de forma empírica y mucho más aun sin la realización de un estudio de mecánica de suelos. El proyecto “INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018”, tiene como objetivo dar a conocer las variaciones que existen en el diseño estructural teniendo en cuenta dos zonas de estudio con diferentes tipos de suelos.

Para cumplir el objetivo de este proyecto es de vital importancia realizar el Estudio de Mecánica de Suelos siguiendo los parámetros que establece la Norma Técnica Peruana E-050 (Suelos y Cimentaciones), una vez culminado dicho estudio recién se procederá al diseño estructural de acuerdo a lo establecido en las NTP E-020 (Cargas), E-060 (Concreto Armado), E-070 (Albañilería) y E-030 (Diseño Sismo Resistente).

Con los resultados obtenidos se concluirá la influencia que tiene el Estudio de Mecánica de Suelos en el diseño y análisis estructural.

# **CAPÍTULO I**

## **PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

### **1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA**

En nuestro país a cada momento se construyen todo tipo de edificaciones, la norma según la zona limita la construcción del número de pisos o dimensiones que debe de tener la estructura. Entonces para poder construir una edificación de cualquier altura o dimensión es preciso un estudio del suelo que garantizará la estabilidad de la edificación.

Actualmente por la falta del estudio de suelos se produce el colapso de edificaciones, por tal motivo es de vital importancia el estudio de mecánica de suelos a través del cual se determinará la resistencia del terreno sobre el cual se cimentará la edificación y de ahí se procederá a hacer el análisis estructural de la edificación, para luego pasar a diseñar los principales elementos estructurales, las cuales deberán soportar todas las solicitaciones durante su construcción y el periodo de vida útil previsto en el proyecto.

En la provincia de Huánuco, distrito de Amarilis, al contar con una zona urbana pequeña, se presume que la capacidad portante no varía a gran escala, por tal motivo que muchas de las construcciones son hechas sin realizar los estudios de mecánica de los suelos, por tal motivo en el siguiente proyecto se plantea realizar el diseño estructural de una edificación de siete niveles en el distrito de Amarilis, pero considerando dos zonas distintas; la primera se ubica en el Asentamiento Humano San Luis sector 2, y la segunda en el Centro Poblado de la Esperanza, para poder hacer las comparaciones que tienen estas edificaciones en cuanto al diseño estructural.

## **1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

### **1.2.1 PROBLEMA GENERAL**

¿De qué manera influye el tipo de suelo en el diseño estructural de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018?

### **1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS**

- ¿De qué manera influye el tipo de suelo en el tipo de cimentación de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018?
- ¿De qué manera influye el tipo de suelo en el análisis sísmico de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018?
- ¿De qué manera influye el tipo de suelo en el metrado de estructura de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018?

## **1.3 OBJETIVO GENERAL**

Determinar la influencia del tipo de suelo en el diseño estructural de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018.

## **1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Determinar la influencia del tipo de suelo en el tipo de cimentación de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018.
- Determinar la influencia del tipo de suelo en el análisis sísmico de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018.
- Determinar la influencia del tipo de suelo en el metrado de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018.

## **1.5 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

El desarrollo del siguiente proyecto es relevante y se justifica por las siguientes razones:

- Considerar la construcción de edificaciones de 07 niveles en el Asentamiento Humano San Luis Sector 2 y el Centro Poblado de la Esperanza, ya que en ambas zonas no se cuenta con dichas construcciones.
- Conocer los parámetros que se debe de seguir para lograr el diseño estructural de una edificación de 07 niveles.

- Conocer los tipos de suelos que se encuentran en el Asentamiento Humano San Luis Sector 2 y en el Centro Poblado de la Esperanza y también tener conocimiento de sus propiedades mecánicas.
- Tener en cuenta la importancia que tiene realizar el Estudio de Mecánica de Suelos para el diseño estructural y para su posterior construcción.

## **1.6 LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN**

Las limitaciones del presente trabajo son las que se mencionan a continuación:

- El Estudio de Mecánica de Suelos sólo se realizará para un área de 172.00 m<sup>2</sup> del Asentamiento Humano San Luis Sector 2 y del Centro Poblado de la Esperanza.
- A nivel local no se cuenta con los antecedentes relacionados al proyecto.
- El financiamiento económico serán solventados en su totalidad por el autor del proyecto.

## **1.7 VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN**

Las condiciones favorables para realizar esta investigación son:

- Las zonas a evaluar se encuentran en el casco urbano y son de fácil acceso.
- Se tendrá conocimiento de los parámetros a seguir para el diseño estructural de una edificación.
- El Laboratorio de suelos de la Universidad de Huánuco cuenta con equipos necesarios para poder realizar los ensayos de mecánica de suelos.
- Se cuenta con el asesoramiento de profesionales que tienen conocimiento en el tema.

## **CAPITULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN**

##### **2.1.1. NIVEL INTERNACIONAL**

El Ing. Patricio Marcelo Vasco López (Ecuador - 2013), en su tesis “GUÍA PARA ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO” agrupa todos los conceptos de Ingeniería Estructural y de una manera lógica y ordenada dar ciertas recomendaciones para el análisis estructural de edificaciones.

Para el desarrollo de su tesis se planteó definir la estructura de un edificio de hormigón armado de 5 niveles, mediante el cálculo, análisis y diseño estructural sísmoresistente. Utilizando los criterios establecidos en el Código Ecuatoriano de la Construcción, lo establecido en el Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-99 para el diseño y usando los Programas SAP 2000 y ETABS para el Análisis. La estructura debe diseñarse para que tenga resistencia y rigidez adecuada ante las cargas mínimas de diseño, es decir debe diseñarse para resistir todas las cargas aplicables tales como cargas vivas, cargas muertas y efectos sísmicos y de viento.

El Ing. Méndez Peralta Miguel Ángel; Ing. Morocho Quizhpi Christian Manuel (Ecuador – 2014) en su tesis “CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PARQUEADERO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA EN ESTRUCTURA METÁLICA Y HORMIGÓN ARMADO”, concluye que en el análisis estructural para edificaciones totalmente subterráneas se debe realizar una buena estimación de las cargas actuantes en la estructura, principalmente en las cargas laterales ocasionadas por la presión de tierras. Para determinar la distribución de la presión lateral de tierras se consideró que el suelo se encuentra en reposo, pero cuando exista la presencia del sismo el suelo se mueve hacia el muro produciendo el estado activo del suelo y la presión lateral sufre un incremento dinámico ocasionado

por el movimiento de tierras. Para determinar el incremento dinámico lateral de tierras se compararon los resultados obtenidos mediante 3 diferentes métodos; el primer método aplicado es la teoría de Mononobe Okabe, el segundo método corresponde a la normativa chilena y el tercer método corresponde a la normativa venezolana, siendo el método de Mononobe Okabe el empleado en la modelación de la estructura debido a que es una extensión de la teoría de Coulumb en la que se considera el estado activo del suelo. Para el análisis estructural se considera que las fuerzas laterales son transmitidas hacia la estructura por medio de Las vigas. La estructura de hormigón armado al presentar una losa nervada bidireccional disminuye el impacto de los esfuerzos laterales, principalmente en las vigas perimetrales evitando una flexión horizontal, en cambio la estructura metálica al poseer una losa con placa colaborante requiere emplear unos refuerzos adicionales en la dirección transversal a la placa para minimizar los efectos de pandeo.

Aunque la estructura sea totalmente subterránea la presencia de cadenas de cimentación ayuda a la estructura de hormigón a reducir los momentos flectores que llegan hacia las zapatas. Para la estructura de acero y de hormigón se colocan las cadenas de cimentación para evitar los desplazamientos de las zapatas.

La presencia del pavimento en el nivel -6.0 m ayuda a rigidizar Las cadenas de cimentación, siendo una ayuda principal a las cadenas laterales que se encuentran en contacto con los muros de contención evitando una flexión horizontal de gran magnitud.

Los costos sin considerar la excavación para la estructura de acero es superior con el 2.27% con respecto a la estructura de hormigón armado y superior con el 1.58% al considerar la excavación.

El comportamiento de la estructura de hormigón es más rígido que el comportamiento de la estructura de acero, esto se manifiesta en los grandes esfuerzos torsionales presentes en las vigas de hormigón ubicadas en las juntas entre los bloques, mientras que la torsión en las vigas de acero no es significativo.

### **2.1.2. NIVEL NACIONAL**

El Bachiller Gian Betto Ildefonso Raymundo (Lima – 2014) en su tesis “DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN CONCRETO ARMADO CON UN SÓTANO Y SEIS PISOS, UBICADO EN MIRAFLORES”, el objetivo de su investigación fue el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de un sótano y seis pisos, ubicado en el distrito de Miraflores, sobre un terreno con suelo de perfil tipo S1 (capacidad portante 4.0 kg/cm<sup>2</sup>).

El edificio se proyecta sobre un terreno rectangular de 628 m<sup>2</sup>, la estructuración y predimensionamiento se realizó utilizando los criterios recibidos en los cursos de concreto armado y de acuerdo a la arquitectura del edificio.

En cuanto al diseño del edificio se utilizó un sistema estructural en base a pórticos y muros de corte en ambas direcciones de análisis XX e YY con la finalidad de darle una adecuada rigidez a la estructura y controlar los desplazamientos laterales. El sistema de techado utilizado es de losas aligeradas en una dirección y losas macizas en ambas direcciones. En el sótano se cuenta con muros de concreto armado para controlar el empuje de tierra.

Una vez predimensionados los elementos se procedió al metrado de cargas verticales y posteriormente al análisis sísmico del edificio siguiendo las pautas de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030., comprobándose que todos los resultados obtenidos estuvieran en el rango establecido por la norma.

Para el análisis tanto de cargas de gravedad como de cargas sísmicas se utilizó un modelo en 3D en el programa ETABS, en el cual los techos fueron representados como diafragmas rígidos de 3 grados de libertad.

Finalmente, se procedió al diseño de todos los elementos estructurales, procurando que se cumplan todos los lineamientos de la Norma Peruana de Concreto Armado E.060. Los elementos diseñados fueron los siguientes: losas aligeradas y losas macizas, vigas

columnas, muros de corte (placas), escaleras, cisterna y cimentación del edificio.

La cimentación del edificio es importante debido a los grandes momentos que recibe a través de las placas situadas en sus extremos y que llega absorber una gran parte de la fuerza cortante en la dirección Y. Debido a esto, se utilizaron cimientos corridos en el perímetro de 1 m de ancho conectadas a zapatas interiores mediante vigas de cimentación para controlar la excentricidad de las cargas axiales actuantes.

## 2.2. BASES TEÓRICAS

### 2.2.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

#### 2.2.1.1 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES

El proyecto que se describe a continuación es un edificio multifamiliar de 7 niveles cuyas principales características se detallan en el siguiente cuadro:

CUADRO 1: CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

<b>Tipo de Proyecto</b>	Edificio Multifamiliar
<b>Área de terreno</b>	172.00 m <sup>2</sup>
<b>Número de niveles</b>	7
<b>Número de departamentos</b>	12 (2 Por nivel)
<b>Altura entre niveles</b>	2.60 m
<b>Características</b>	1 ascensor, escalera de emergencias, zona de esparcimiento, cuarto de máquinas y tanque elevado.

El proyecto estará ubicado en una esquina por lo que posee dos frentes de 21.50 m y 8.00 m, por el ingreso menor se encuentra el ingreso principal y el ingreso vehicular.

El Primer piso consta de una sala de espera, 1 departamento y el estacionamiento, además de las áreas comunes como el ingreso de escaleras y el ascensor.

Del segundo al sexto piso la distribución es típica, son 2 departamentos por piso con las mismas características (Ingreso, comedor, sala, ss.hh., cocina, lavandería, dormitorio principal con ss.hh., dormitorio.

El séptimo piso consta de 1 departamento y una zona de esparcimiento. Posee una escalera de emergencia y un ascensor para transporte vertical de personas y en la azotea se encuentra el cuarto de máquinas para el ascensor y el tanque elevado, a los cuales se accede por medio de la escalera de emergencias.

En lo que se refiere al diseño estructural, dadas las características arquitectónicas, este se ha estructurado en base a un sistema dual.

Los cálculos referentes al comportamiento del edificio bajo acciones de cargas verticales y horizontales provenientes de un sismo se hicieron a través del programa Etabs, el cual nos proporciona una mayor similitud de nuestro modelo de estructura con la realidad y de ésta manera obtener un diseño más eficiente que nos permitirá reducir los costos de construcción de la estructura al no estar sobrediseñada.

## 2.2.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO

Se tomaron en cuenta dos lugares como zonas de estudio para poder desarrollar el tema “INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018”

CUADRO 2: UBICACIÓN DE LAS ZONAS DE ESTUDIO

	PRIMERA UBICACIÓN	SEGUNDA UBICACIÓN
<b>DEPARTAMENTO</b>	Huánuco	Huánuco
<b>PROVINCIA</b>	Huánuco	Huánuco
<b>DISTRITO</b>	Amarilis	Amarilis
<b>LUGAR</b>	AA.HH. San Luis – Sector 2	CC.PP. La Esperanza.
<b>ÁREA</b>	172.00 m <sup>2</sup>	172.00 m <sup>2</sup>
<b>DESCRIPCIÓN</b>	Por el Frente: Con el Jr. Argentina, con 8.00 m. Por la Derecha: Con la Av. Esteban Pabletich (carretera central), con 21.50 m. Por la Izquierda: Con el lote 2 Mz. D, con 21.50 m. Por el Fondo: Con la loza deportiva perteneciente a la Mz. C lote 11A, con 8.00 m.	Por el Frente: Con el Jr. San Isidro, con 8.00 m. Por la Derecha: Con una zona de cultivo, con 21.50 m. Por la Izquierda: Con una propiedad privada, con 21.50 m. Por el Fondo: Con una propiedad privada, con 8.00 m.

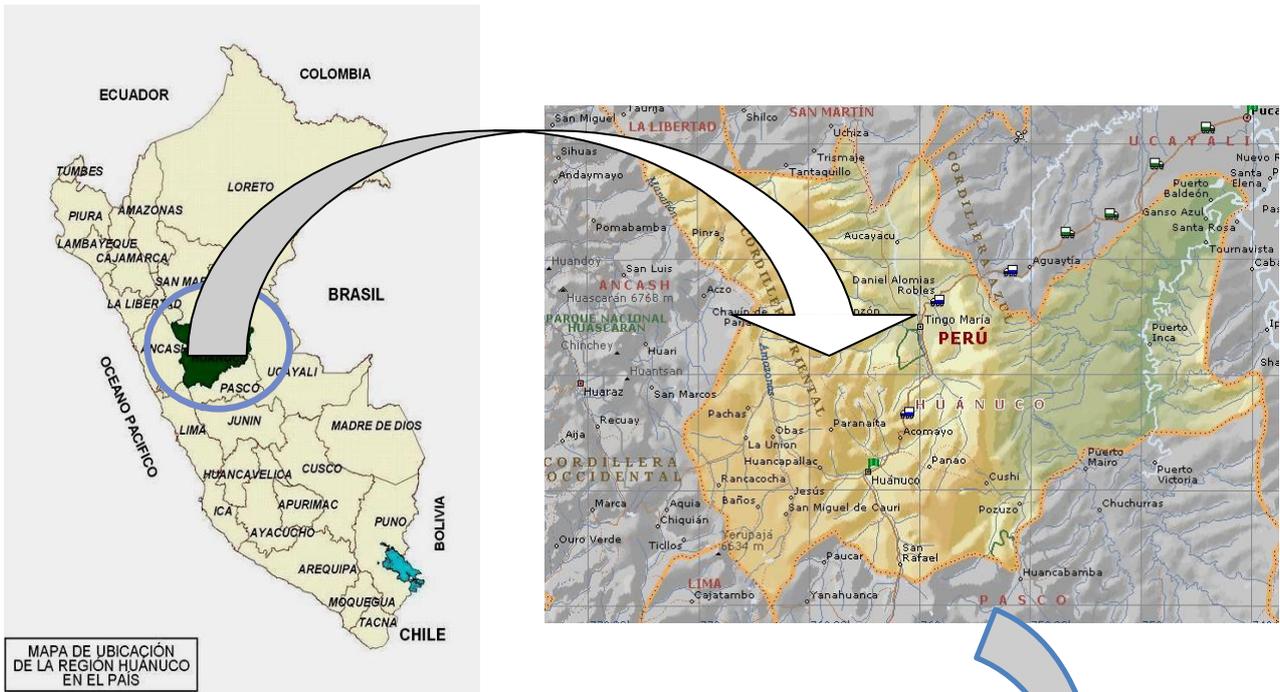


FIGURA 1: UBICACION EN EL DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO - PROVINCIA DE HUÁNUCO - DISTRITO DE AMARILIS

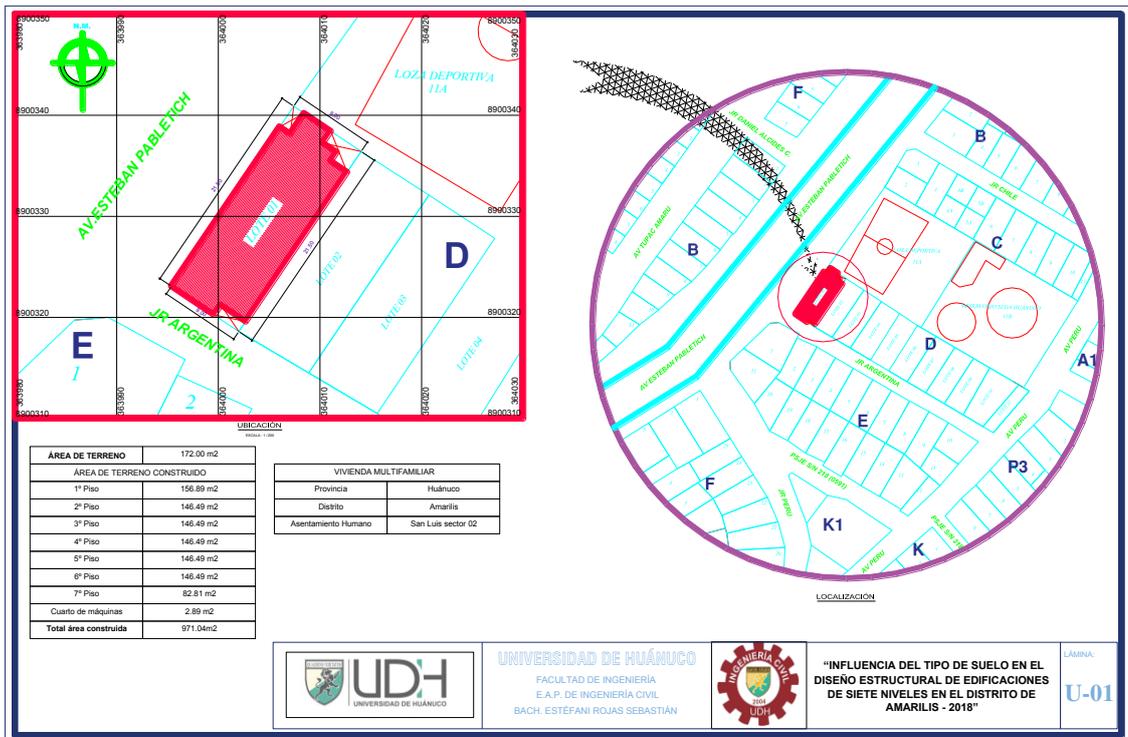


FIGURA 2: PRIMERA UBICACIÓN; PROVINCIA DE HUÁNUCO, DISTRITO DE AMARILIS, ASENTAMIENTO HUMANO SAN LUIS SECTOR 2.

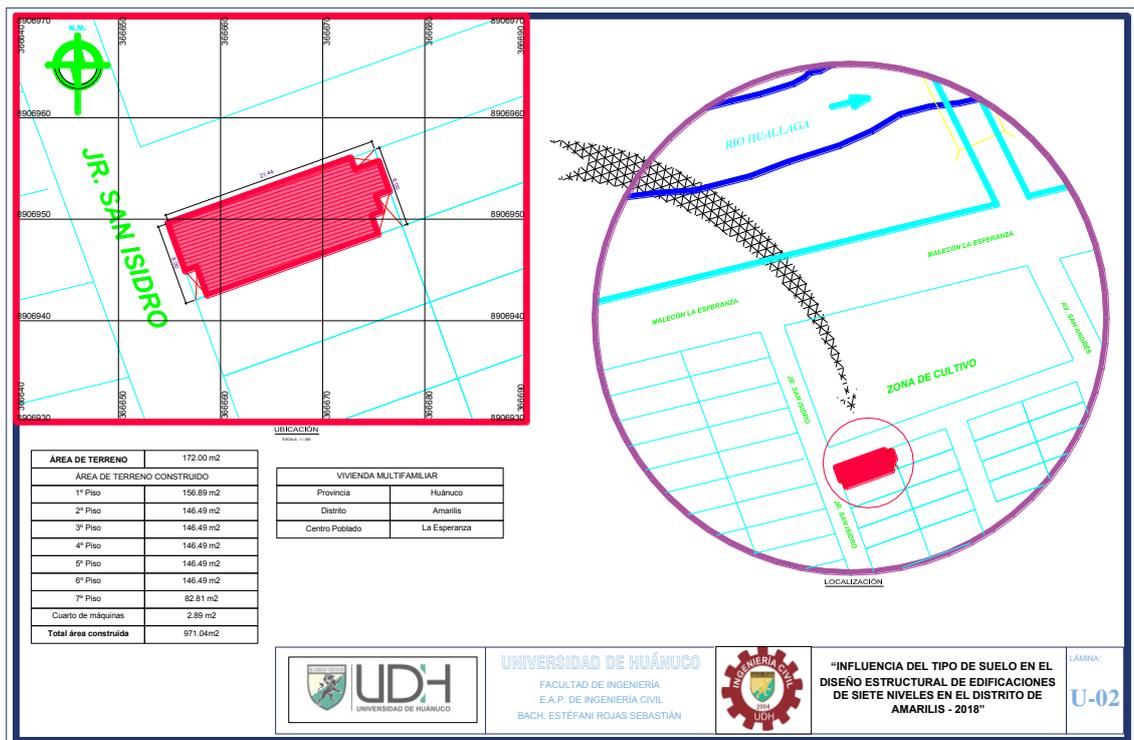


FIGURA 3: SEGUNDA UBICACIÓN; PROVINCIA DE HUÁNUCO, DISTRITO DE AMARILIS, CENTRO POBLADO DE LA ESPERANZA.

### 2.2.3. ACCESO AL AREA DE ESTUDIO

**Primer Acceso;** tomando como punto de partida la plaza de Armas de Huánuco, tenemos el acceso de la siguiente manera:

CUADRO 3: ACCESO A LA PRIMERA AREA DE ESTUDIO

TRAMO	DISTANCIA KM.	TIEMPO (HORAS)	TIPO DE CARRETERA	TIPO DE VEHICULO
Plaza de Armas Huánuco – Puente Señor de Burgos	0.72	0.05	Pavimento Rígido	Automóvil
Puente Señor de Burgos – Área de Estudio	1.96	0.10	Pavimento Flexible	Automóvil
<b>TOTAL</b>	<b>2.68 KM</b>	<b>0.15 HR.</b>		

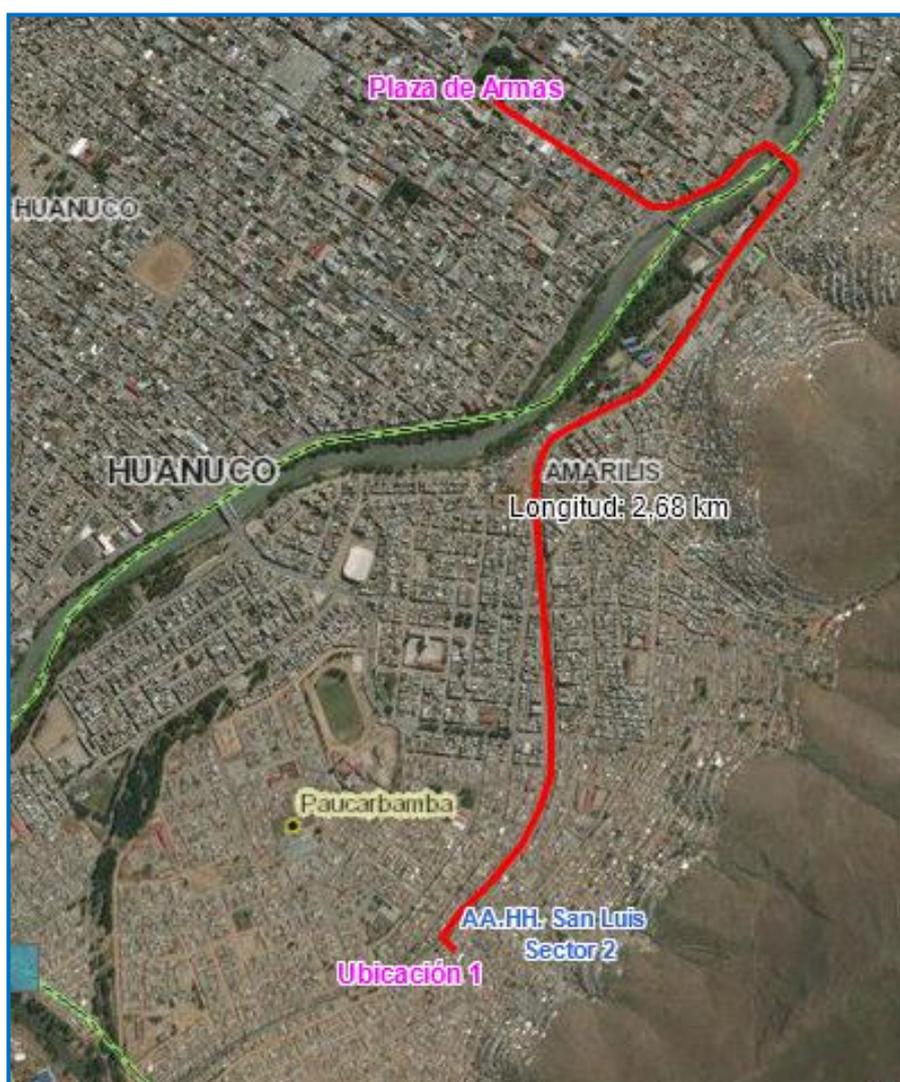


FIGURA 4: PRIMERA UBICACIÓN; SE ENCUENTRA A 2.68 KM. DE LA PLAZA DE ARMAS DE HUÁNUCO

**Segundo Acceso;** tomando como punto de partida la plaza de Armas de Huánuco, tenemos el acceso de la siguiente manera:

**CUADRO 4: ACCESO A LA SEGUNDA AREA DE ESTUDIO**

TRAMO	DISTANCIA KM.	TIEMPO (HORAS)	TIPO DE CARRETERA	TIPO DE VEHICULO
Plaza de Armas Huánuco – Puente Esteban Pabletich	1.10	0.08	Pavimento Rígido	Automóvil
puente esteban pabletich – universidad de Huánuco	4.20	0.12	Pavimento Flexible	Automóvil
Universidad de Huánuco – Área de Estudio	1.55	0.10	Camino no Asfaltado	Automóvil
<b>TOTAL</b>	<b>6.85 KM</b>	<b>0.30 HR.</b>		



**FIGURA 5: SEGUNDA UBICACIÓN; SE ENCUENTRA A 6.85 KM. DE LA PLAZA DE ARMAS DE HUÁNUCO**

#### 2.2.4. ARQUITECTURA DEL PROYECTO

El siguiente proyecto es un edificio de uso multifamiliar que tiene 172.00 m<sup>2</sup> de área de terreno, consta de 07 niveles, hay 4 estacionamientos en el primer nivel y un total de 12 Departamentos.

Las áreas comunes constan de una estar en el primer nivel, un hall en cada nivel, un ascensor y una escalera.

Descripción por niveles:

PRIMER NIVEL: Tiene un área construida de 156.89 m<sup>2</sup> y comprende los siguientes ambientes:

Estacionamientos para 4 , acceso que ingresa al primer piso , ingreso principal , hall de ingreso , ascensor , escalera principal que da acceso al segundo piso.

Dpto. 101: ingreso, comedor, sala, ss.hh., dormitorio, cocina – lavandería, terraza, dormitorio principal con ss.hh. y terraza.

SEGUNDO – SEXTO NIVEL (Planta Típica): Cada nivel tiene un área construida de 146.49 m<sup>2</sup>, comprende los siguientes ambientes:

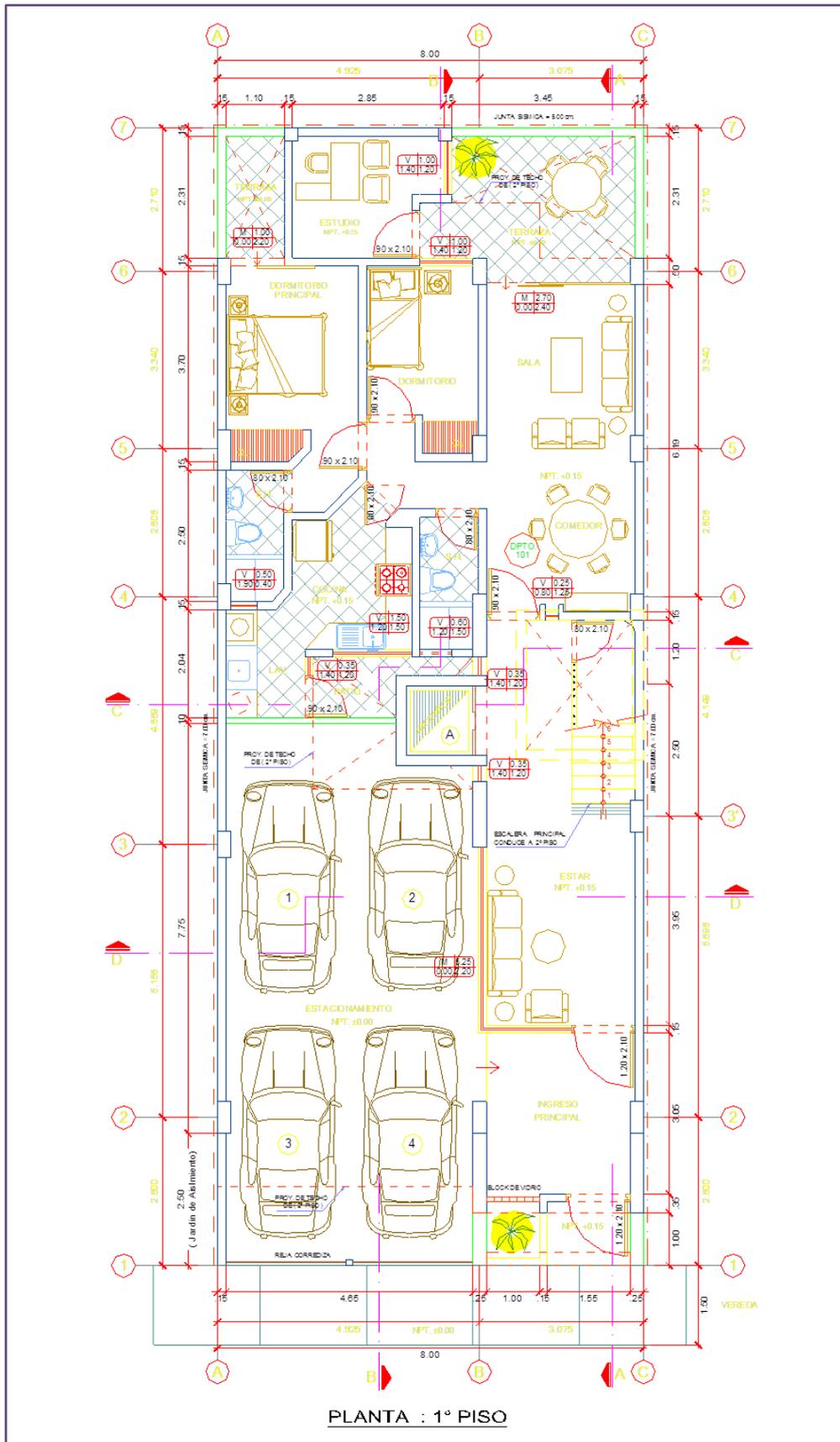
Escalera Principal que viene del 1° piso y da acceso al 2° piso y a los pisos superiores, ascensor, Hall de Distribución que acceso a los Dpto. Típico (201 al 602): Ingreso, comedor, sala, ss.hh., cocina – lavandería, dormitorio principal con ss.hh., dormitorio, terraza.

SEPTIMO NIVEL: Tiene un área construida de 82.81 m<sup>2</sup> y comprende los siguientes ambientes:

Escalera Principal que viene del 6° piso y da acceso al 7° piso, ascensor, Hall de Distribución que acceso al Dpto. 601 y una zona de esparcimiento

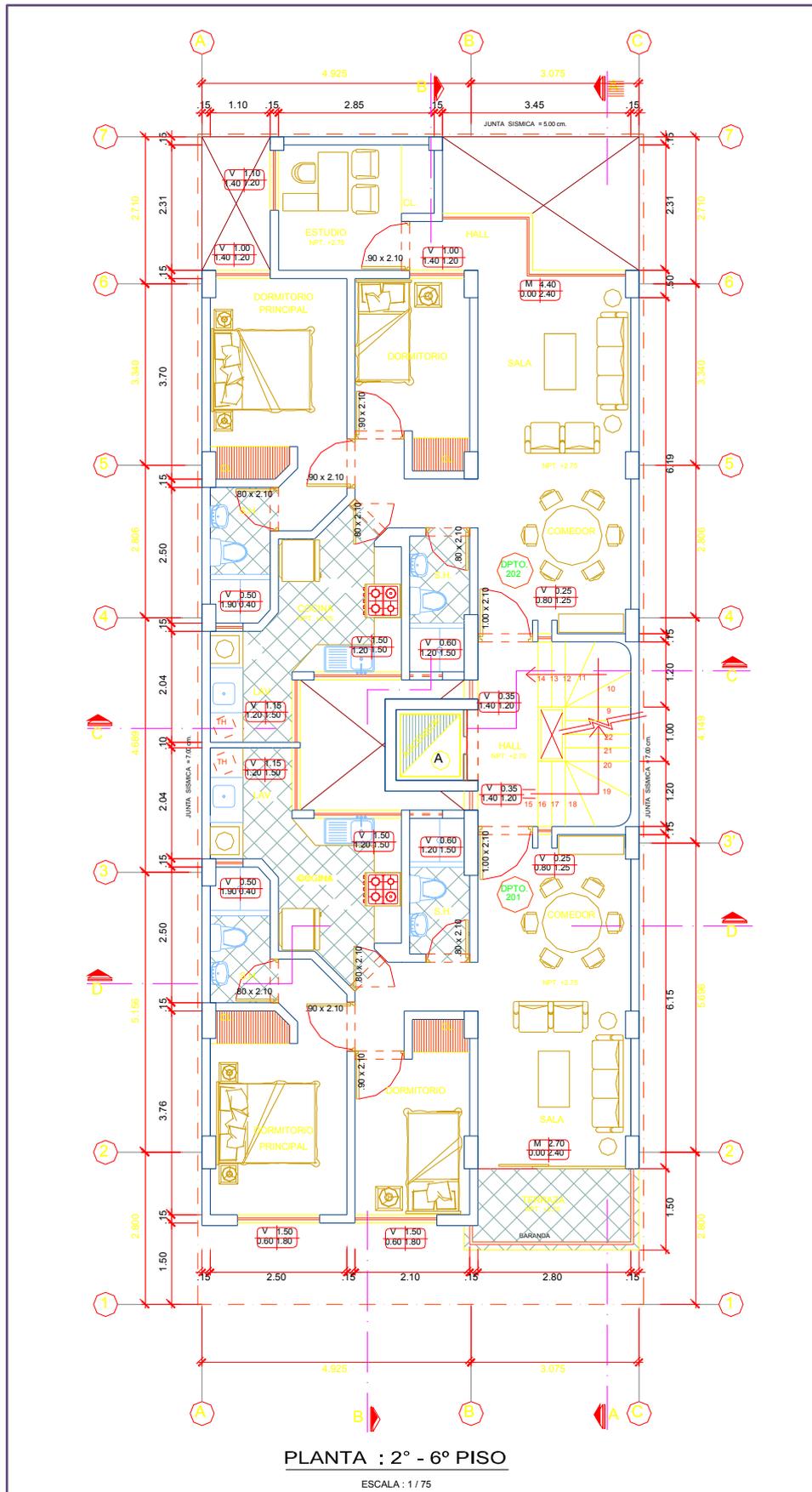
Dpto. 701: Ingreso, comedor, sala, ss.hh., cocina – lavandería, dormitorio principal con ss.hh., dormitorio, terraza.

PLANTA DE AZOTEA: Comprende el cuarto de máquinas que tiene un área de 2.89 m<sup>2</sup>.



PLANTA : 1° PISO

FIGURA 6: PLANO EN PLANTA, PRIMER NIVEL



**FIGURA 7: PLANO EN PLANTA, DEL SEGUNDO AL SEXTO NIVEL (DISTRIBUCIÓN TÍPICA)**

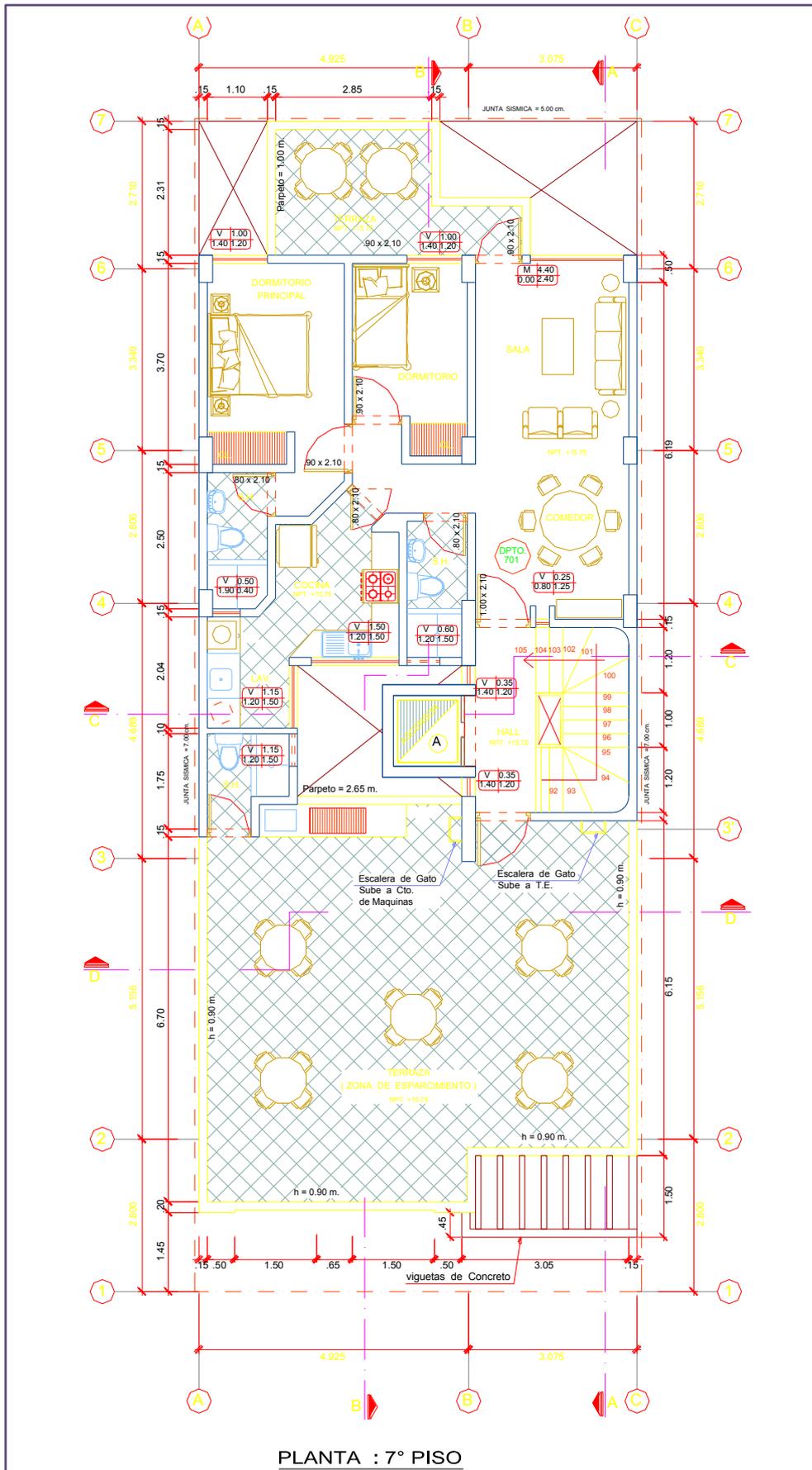
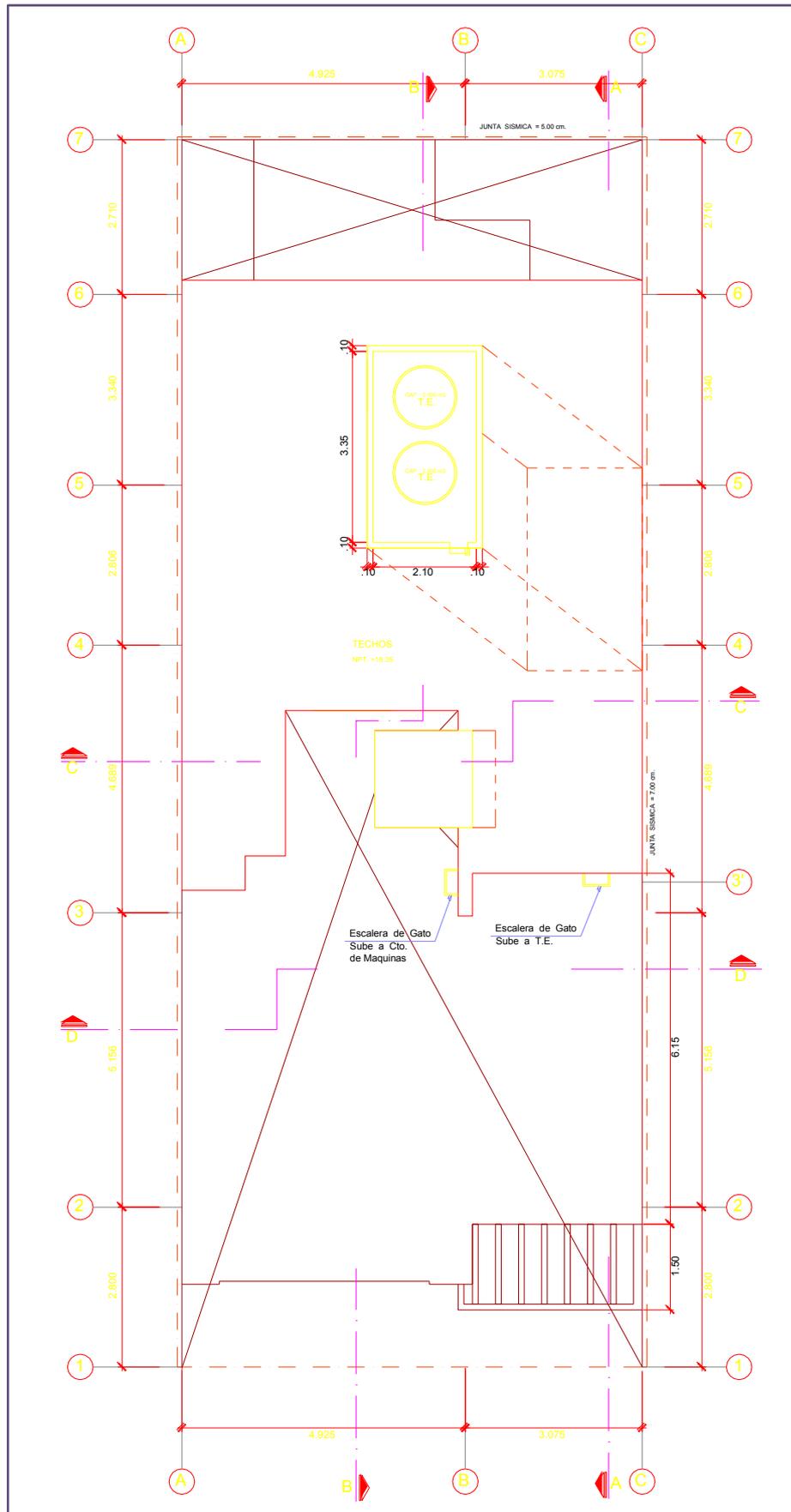


FIGURA 8: PLANO EN PLANTA, SEPTIMO NIVEL



**FIGURA 9: PLANO EN PLANTA, AZOTEA**

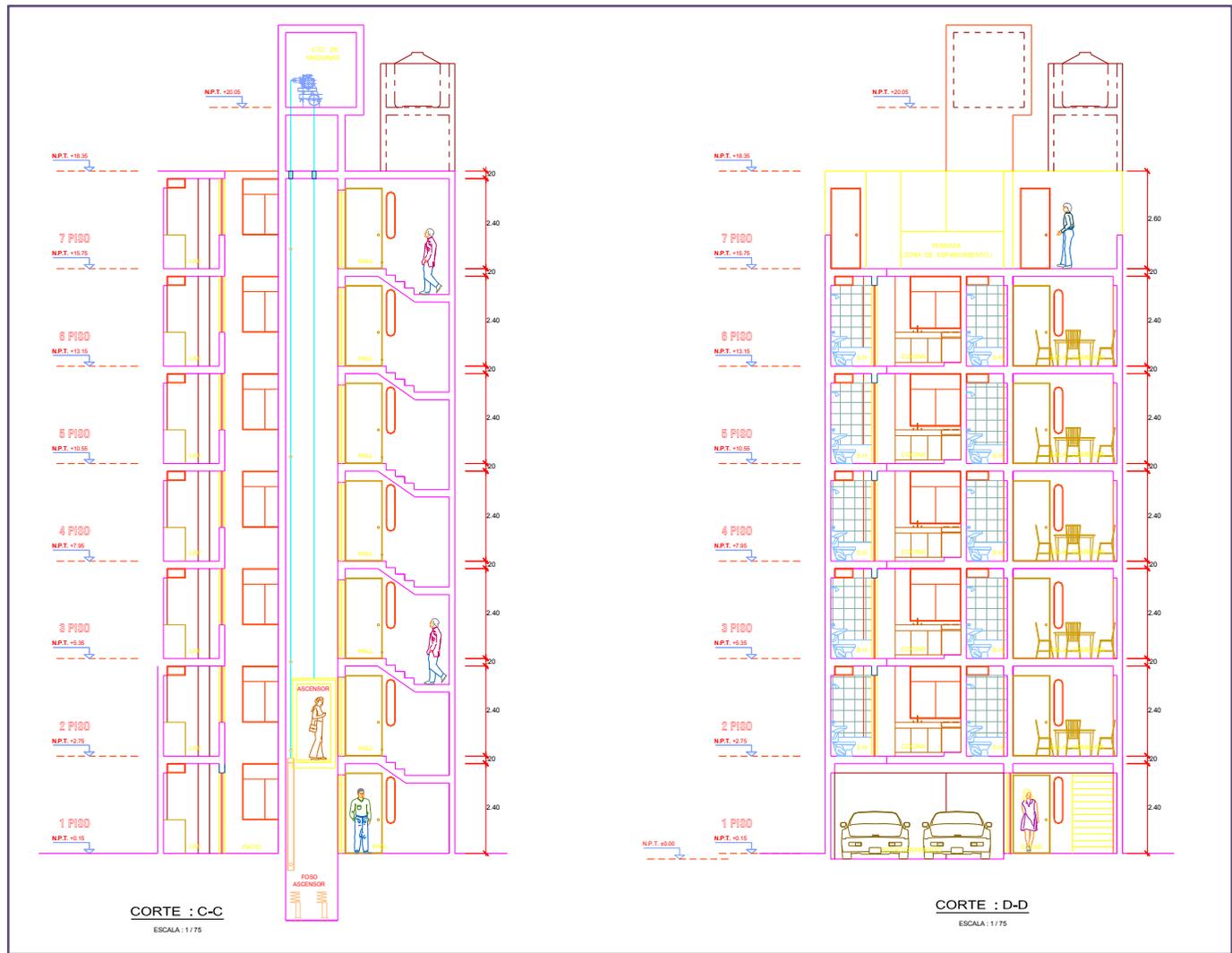


FIGURA 10: PLANO DE CORTES



FIGURA 11: PLANO DE ELEVACIÓN

## 2.2.5. ESTUDIOS DE SUELOS

El Estudio de Suelos es importante para realizar el cálculo de la capacidad de carga del terreno mediante las propiedades físico mecánicas determinadas en el laboratorio, para aplicarlas en los cálculos estructurales del proyecto.

Este estudio determinará las condiciones del suelo como material de fundación y establecerá la capacidad en relación a la interacción suelo - estructura prediseñada, como lo expresa la Norma Técnica E-050. Los objetivos del Estudio de suelos son:

- Establecer el Perfil geotécnico del suelo que forma el área del proyecto.
- Determinar las propiedades físicas y características del comportamiento mecánica del suelo, hasta la profundidad donde las cargas externas sean de consideración.

### 2.2.5.1. MÉTODO DE TRABAJO

En ambos terrenos, AA.HH. San Luis sector 2 y Centro Poblado de La Esperanza, se realizó los siguientes procedimientos:

- Reconocimiento del terreno.
- Recopilación de datos
- Ubicación de calicatas
- Toma de Muestras.
- Ensayos de laboratorio.
- Evaluación de los ensayos de campo y laboratorio.
- Perfiles estratigráficos.

### 2.2.5.2. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO

En este proyecto tenemos dos áreas en estudio, el terreno en evaluación en ambos tiene un área de 172.00 m<sup>2</sup>

**Primera área en estudio:** Se encuentra ubicado en el AA.HH. San Luis sector 2 Mz. D Lote 01 en el Distrito de Amarilis, Provincia y Departamento de Huánuco.



FIGURA 12: UBICACION DE LA CALICATA C-01, AA.HH. SAN LUIS – SECTOR 2



FIGURA 13: CALICATA C-01, PROFUNDIDAD DE 3.00 M

**Segunda área en estudio:** Se encuentra ubicado en el C.P. La Esperanza Jr. San Isidro s/n. en el Distrito de Amarilis, Provincia y Departamento de Huánuco.



FIGURA 14: UBICACION DE C-02, CC.PP. LA ESPERANZA



FIGURA 15: CALICATA C-02, PROFUNDIDAD DE 3.00 M

### 2.2.5.3. SISMICIDAD

En base al mapa de Zonificación Sísmica del Perú, se considera al territorio peruano dividido en cuatro zonas, de acuerdo a la Sismicidad observada y a la potencialidad sísmica de cada zona. Las zonas en estudio se encuentran en una zona de sismicidad media, según el Reglamento Nacional de Edificaciones con fines de diseño estructural, considera en forma general los siguientes parámetros sísmicos de diseño para los suelos de la zona.

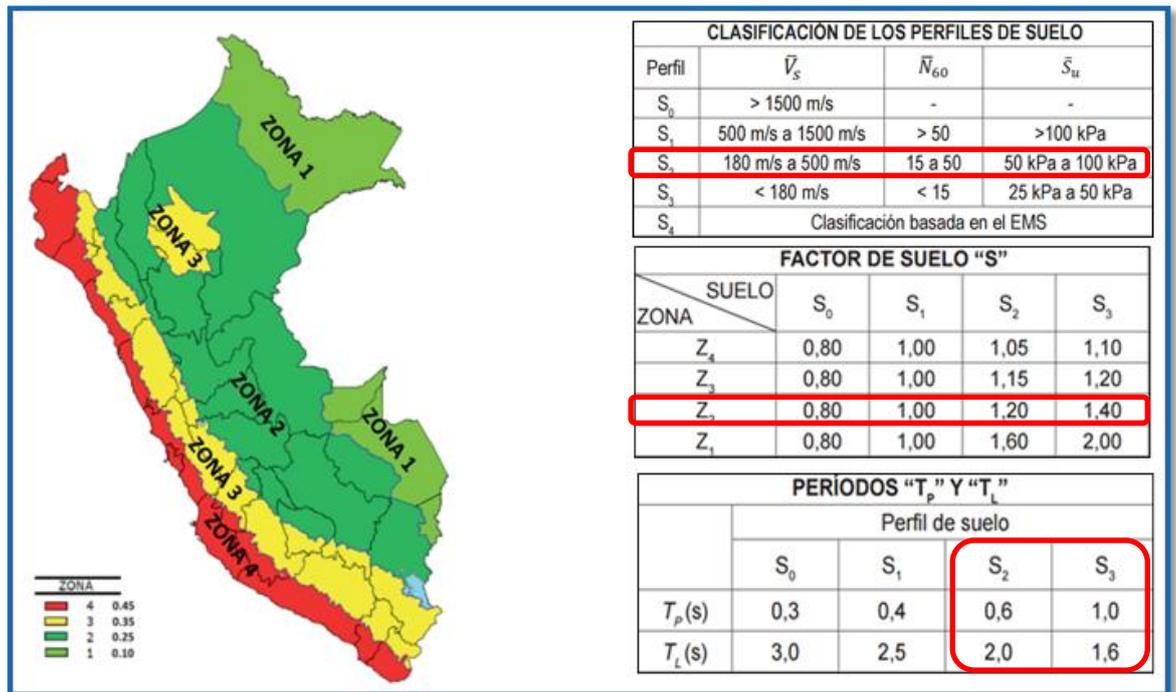


FIGURA 16: FACTOR DEL SUELO EN FUNCION AL FACTOR DE ZONA.

CUADRO 5: PARAMETROS SISMICOS

UBICACIÓN	Factor de zona "Z"	Factor de uso "U"	Factor de amplificación sísmica "C"	Factor de amplificación del suelo "S"	Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas "R"
AA.HH. San Luis sector 2 Mz. D lote 01	$Z_2 = 0.25$	C: Edificaciones Comunes U=1.0	C = 2.5	$S_3 = 1.40$	R = 7
C.P. La Esperanza Jr. San Isidro s/n	$Z_2 = 0.25$	C: Edificaciones Comunes U=1.0	C = 2.5	$S_2 = 1.20$	R = 7

#### 2.2.5.4. INVESTIGACIONES DE CAMPO

Los trabajos de campo consisten en dos calicatas de exploración, uno en el AA.HH. San Luis sector 2 y el otro el Centro Poblado de La Esperanza, ambos se ubicaron estratégicamente en el área donde su ubica el proyecto de dimensiones 1.50x150 m de sección, hasta una profundidad de 3.00 m.

La clasificación, descripción e identificación de los suelos se realizó por el método manual en cada estrato encontrado. Se hizo la extracción de las muestras de los tipos muestras alteradas y muestras inalteradas.

### 2.2.5.5. CALICATAS DE EXPLORACIÓN

Se realizaron dos calicatas de exploración a “cielo abierto”, designados como C-01(AA.HH. San Luis sector 2) y C-02 (Centro Poblado de La Esperanza), los cuales fueron ubicados convenientemente y con profundidades suficientes de acuerdo a la intensidad de las cargas estimadas en el proyecto.

Este sistema de exploración nos permite evaluar directamente las diferentes características del subsuelo en su estado natural.

Las excavaciones alcanzaron las siguientes profundidades.

CUADRO 6: PROFUNDIDAD ALCANZADA DE CADA CALICATA

Nº CALICATA	UBICACIÓN	PROFUNDIDAD (m)
C-01	AA.HH. San Luis sector 2	3.00
C-02	Centro Poblado La Esperanza	3.00

### 2.2.5.6. ESTRATIGRAFÍA DEL TERRENO

Mediante la investigación de campo, se definieron los siguientes perfiles del suelo:

#### **Calicata 01**

*Primer Estrato* de 0.00 – 1.00 m. corresponde a material de cobertura conformado por un suelo fino (relleno) de color marrón claro.

*Segundo estrato* de 1.00 – 3.00 m. corresponde a un suelo fino limos y arcillas compactas de color marrón rojizo, presenta una consistencia de media a dura.



FIGURA 17: PERFIL ESTATIGRÁFICO DE C-01

**Calicata 02:**

*Primer Estrato* de 0.00 – 0.20 m. corresponde a material de cobertura conformado por raíces, presenta una coloración marrón claro.

*Segundo Estrato* 0.20 – 0.70 m. presencia de arcilla compactada de color marrón claro.

*Tercer Estrato* 0.70 – 3.00 m. corresponde a suelos conformados por materiales granulares, gravas con arenas, en estado medianamente suelto de poca humedad, en este sector se encontraron boleos de diámetros entre 0.25 – 0.40 m. A la profundidad excavada no se presentó nivel freático

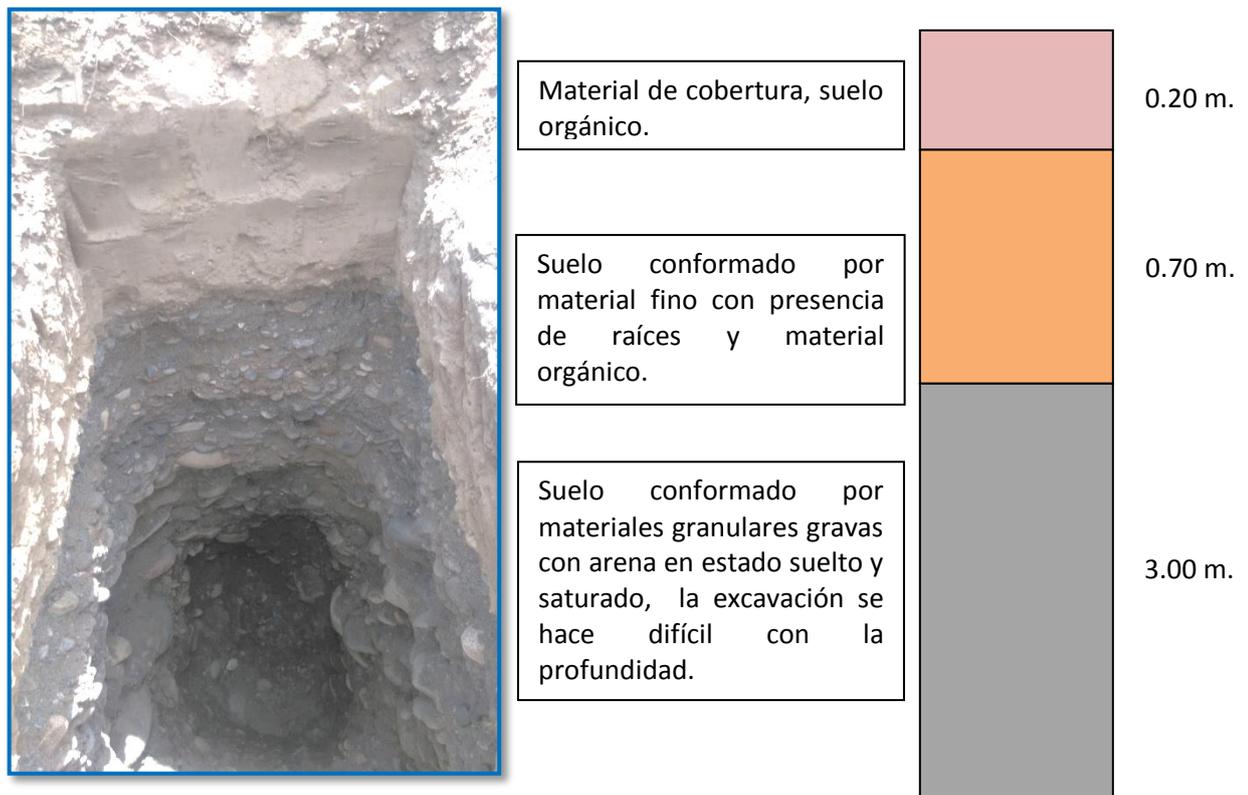


FIGURA 18: PERFIL ESTATIGRÁFICO DE C-02

### 2.2.5.7. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio realizados son los que se detallan a continuación.

CUADRO 7: ENSAYOS DE SUELOS Y NORMAS APLICADAS

ENSAYO DE SUELOS		
PRUEBA	NORMA APLICABLE	
	NORMA NTP	NORMA ASTM
Contenido de Humedad	NTP 339.127	ASTM D 2216
Análisis Granulométrico	NTP 339.128	ASTM D 422
Límite Líquido y Límite Plástico	NTP 339.129	ASTM D 4318
Clasificación Unificada de	NTP 339.134	ASTM D 2487
Peso Especifico	NTP 339.131	ASTM D 854
Corte Directo	NTP 339. 171	ASTM D 3080

#### ➤ ENSAYO DE CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL.

##### OBJETIVO:

Determinar mediante métodos simples el contenido de humedad, que viene a ser la cantidad de agua determinada en cualquier tipo de suelo.

### **RESUMEN DEL METODO:**

La muestra para el ensayo debe ser muestra inalterada, que este bien sellada en con parafina para evitar la pérdida de humedad. Se saca la muestra del recipiente donde estuvo colocada y se coloca en taras previamente pesadas.

Se pesa las taras con el material y se coloca en el horno a secar a 110°C por un tiempo de 24 horas, pasado ese tiempo se retira del horno y se pesa la muestra para poder determinar la humedad natural del suelo. NORMA TECNICA PERUANA (NTP 339-127).

### ➤ **ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO.**

#### **OBJETIVO:**

Esta Norma Peruana establece el método para el análisis granulométrico por tamizado y por sedimentación de los suelos, pudiendo efectuarse en forma combinada con uno de los métodos indicadores.

#### **RESUMEN DEL MÉTODO:**

Consiste en la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas de los suelos. La clasificación de las partículas menores que 75  $\mu\text{m}$  (retenido en el tamiz N° 200) se efectúa por tamizado, en tanto que la determinación de las partículas menores que 75  $\mu\text{m}$  se realiza mediante un proceso de sedimentación basada en la ley de Stokes utilizando un densímetro adecuado. NORMA TECNICA PERUANA (NTP 339-128).

**CUADRO 8: TAMAÑOS DE MALLA ESTANDAR**

CRIBA N°	ABERTURA (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
30	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075

➤ **MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO E INDICE PLASTICO DEL SUELO.**

**OBJETIVO:**

Esta Norma Peruana establece los métodos de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de una muestra de suelo.

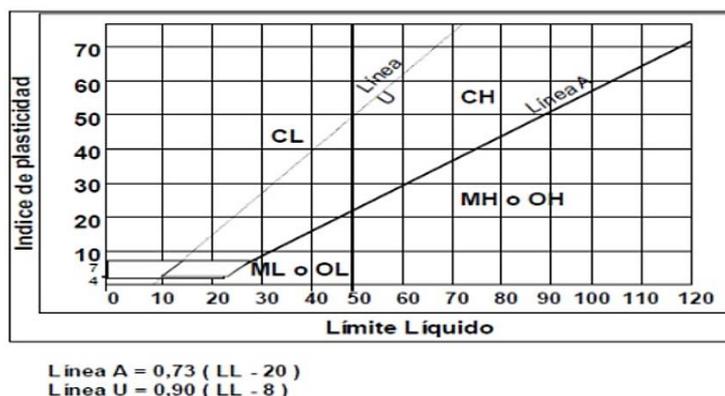
**RESUMEN DEL MÉTODO:**

A la muestra se remueve cualquier material retenido en el tamiz 425 µm. (N° 40). El límite líquido se determina realizando pruebas en las cuales se esparce una porción de la muestra en una copa de bronce, dividida en dos por un ranurador, y luego permitiendo que fluya debido a los impactos causados por las repetidas caídas de la copa en un dispositivo mecánico estándar. Se requiere realizar tres o más pruebas para establecer una relación a partir de la cual se determina el límite líquido.

El límite plástico se determina presionando y enrollando alternadamente a un hilo 3,2 mm. De diámetro (1/4 pulg.), una porción pequeña de suelo plástico hasta que su contenido de humedad se reduzca hasta el punto se reporta como límite plástico.

El índice de plasticidad se calculó como la diferencia entre el límite líquido y límite plástico. Norma Técnica Peruana (NTP 339-129).

GRAFICO 1: CARTA DE PLASTICIDAD



➤ **MÉTODO PARA LA CLASIFICACION DE SUELOS CON PROPOSITOS DE INGENIERIA, SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS).**

**OBJETIVO:**

Este método de ensayo describe un sistema para la clasificación de suelos minerales y orgánicos minerales de las características de granulometría, límite líquido e índice plástico deberá ser utilizado cuando e requiera una clasificación precisa.

**RESUMEN DEL MÉTODO:**

Este sistema de clasificación identifica tres grandes divisiones de suelo: suelos de grano grueso, suelo de grano fino y suelos altamente orgánicos. Estas tres divisiones son luego subdivididas en un total de 15 grupos básicos de suelo.

Basados en los resultados de observaciones visuales y en ensayos de laboratorio, un suelo es catalogado de acuerdo con los grupos básicos de suelos, asignándoles un símbolo (s) y nombre del grupo, quedando así clasificado. Los diagramas de flujo, para suelos de grano fino y para los suelos de grano grueso, pueden ser utilizados para asignar el símbolo (s) y nombre del grupo apropiado. Norma Técnica Peruana (NTP 339-134).

CUADRO 9: LÍMITES DE TAMAÑO DE SUELOS SEPARADOS

Sistema de Clasificación	Tamaño del grano (mm)
Unificado	Grava: 75 mm a 4.75 mm
	Arena: 4.75 mm a 0.075 mm
	Limo y Arcilla(finps):<0.075 mm
AASHTO	Grava: 75 mm a 2 mm
	Arena: 2 mm a 0.05 mm
	Limo: 0.05 mm a 0.002 mm
	Arcilla: < 0.002 mm

### ➤ ENSAYO DE PESO ESPECÍFICO

#### OBJETIVO

El objetivo de realizar este ensayo es para determinar la relación entre el peso de la sustancia y su volumen (peso específico).

#### RESUMEN DEL METODO

El peso específico de las partículas sólidas, es la relación entre el peso en aire del volumen de un material, a una temperatura indicada y el peso en aire de idéntico volumen de agua destilada a la misma temperatura.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{\frac{W_o + W_s - W_f}{\gamma_w}}$$

Dónde:

- $\gamma_s$  = Peso específico del suelo.
- $\gamma_w$  = Peso específico del agua.
- $W_s$  = Peso del suelo.
- $W_o$  = Peso inicial de la mezcla.
- $W_f$  = Peso final de la mezcla.

### ➤ ENSAYO DE CORTE DIRECTO

#### OBJETIVO

El ensayo de corte directo tiene como objetivo determinar la resistencia al esfuerzo cortante de nuestra muestra, valor que, será de utilidad para el cálculo de la capacidad portante del terreno. La resistencia al esfuerzo cortante en el suelo se debe a dos

componentes: la cohesión, aportada por la fracción fina del suelo y responsable del comportamiento plástico de este y el rozamiento interno entre las partículas granulares o fricción.

## RESUMEN DEL METODO

Para conocer la resistencia del suelo en laboratorio se usa el aparato de corte directo, siendo el más típico una caja de sección cuadrada dividida horizontalmente en dos mitades. Dentro de ella se coloca la muestra de suelo con piedras porosas en ambos extremos, se aplica una carga vertical de confinamiento ( $P_v$ ) y luego una carga horizontal ( $P_h$ ) creciente que origina el desplazamiento de la mitad móvil de la caja originando el corte de la muestra.

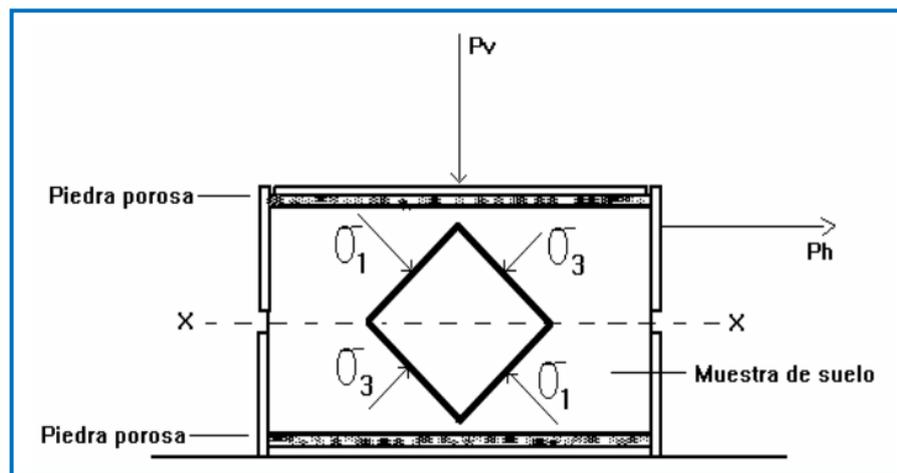


FIGURA 19: ESQUEMA DEL APARATO DE CORTE DIRECTO.

Fuente: Geotecnia LNV (1993)

El ensayo induce la falla a través de un plano determinado. Sobre este plano de falla actúan dos esfuerzos:

- Un esfuerzo normal ( $\sigma_n$ ), aplicado externamente debido a la carga vertical ( $P_v$ )
- Un esfuerzo cortante ( $\tau$ ), debido a la aplicación de la carga horizontal.

Estos esfuerzos se calculan dividiendo las respectivas fuerzas por el área ( $a$ ) de la muestra o de la caja de corte y deberían satisfacer la ecuación de Coulomb.  $\tau = c + \sigma_n * tg(\phi)$ .

Según esta ecuación la resistencia al corte depende de la cohesión ( $c$ ) y la fricción interna del suelo ( $\phi$ ).

Al aplicar la fuerza horizontal, se van midiendo las deformaciones y con estos valores es posible graficar la tensión de corte ( $\tau$ ), en función de la deformación ( $\epsilon$ ) en el plano de esta tensión de corte. De la gráfica es posible tomar el punto máximo de tensión de corte como la resistencia al corte del suelo.

Los valores de  $\tau$  se llevan a un gráfico en función del esfuerzo normal ( $\sigma_n$ ), obteniendo la recta intrínseca, donde  $\tau$  va como ordenada y  $\sigma_n$  como abscisa. El ángulo que forma esta recta con el eje horizontal es el ángulo  $\phi$  y el intercepto con el eje  $\tau$ , la cohesión  $c$ .

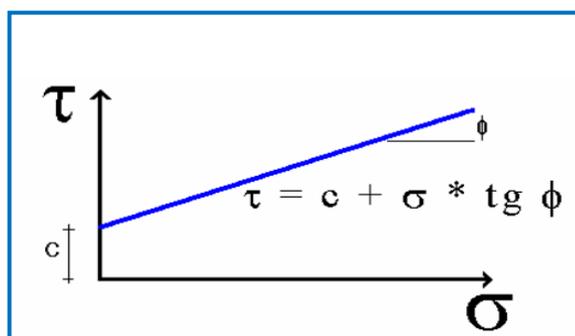


FIGURA 20: RECTA INTRINSECA  
Fuente: Espinace R. (1979)

### 2.2.5.8. RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

CUADRO 10: PROPIEDADES DE LOS SUELOS DE C-01 Y C-02

PROPIEDADES	C-01	C-02
% que pasa malla 200	50.21	0.90
Limite Líquido	19.25	5.75
Limite Plástico	15.50	NP
Índice de Plasticidad	3.75	NP
Porcentaje de Humedad	11.79	8.48
SUCS	ML	GW
Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	0.01794	0.00
Angulo de Fricción (°)	19.50	30.80
Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )	1.684	2.00

### 2.2.5.9. CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad portante de los suelos de las áreas de estudio, serán calculados con base a la información colectada anteriormente. El

cálculo de la capacidad portante está basado en las propiedades resistentes y de compresibilidad de los suelos, determinados con base a la información de los ensayos realizados y en la interpretación realizada, el método usado será “Método de Terzaghi”.

CUADRO 11: RESULTADOS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO Y CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

CALICATA	COHESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	ANGULO DE FRICCIÓN (°)	PESO ESPECÍFICO (g/cm <sup>3</sup> )	CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm <sup>2</sup> )
C - 01	0.01794	21.31	1.684	0.83
C - 02	0.0004	30.80	2.00	2.74

## 2.2.6. ESTRUCTURACIÓN

La estructuración de la edificación debe de satisfacer las sollicitaciones de cargas de gravedad y sismicidad. Los elementos estructurales verticales deben de ser capaces de transmitir las cargas de gravedad de forma adecuada a las cimentaciones y también deben de ser capaces de resistir las cargas sísmicas laterales.

### 2.2.6.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

De acuerdo a las cargas que es sometida la estructura, se deben de cumplir con los siguientes criterios para tener una adecuada estructuración:

**Simplicidad y Simetría:** Se debe de plantear una estructuración simple, para poder predecir fácilmente su comportamiento ante un evento sísmico y nuestro análisis estructural será más confiable. La simetría en planta se deberá de intentar en las dos direcciones para evitar fallas debido a efectos torsionales.

**Resistencia y Ductilidad:** Los elementos que componen a la estructura deben de ser de materiales resistentes que pueda garantizar la estabilidad. Además se deben considerar os criterios de ductilidad al momento de distribuir y diseñar los elementos. Estos deben tener mayor resistencia por corte que por flexión, para así evitar fallas frágiles que llevan al colapso de la estructura.

**Hiperestaticidad:** Al tener una estructura hiperestática se logra mayor capacidad de resistencia, grado de seguridad y mejor forma de disipar energía sísmica.

**Continuidad:** La estructura que en este caso es clasificada como común, debe ser continua en planta y elevación, para evitar las irregularidades.

**Rigidez Lateral:** Se deben proveer elementos verticales que resistan fuerzas horizontales en las direcciones principales, que ayuden a la estructura a desarrollar desplazamientos menores a los máximos permitidos de acuerdo a la norma E.030.

**Diafragma Rígido:** Cada planta de la estructura se puede idealizar como un diafragma mediante una losa rígida en su plano que garantice desplazamientos uniformes y se puedan distribuir las cargas de gravedad a los elementos estructurales.

#### **2.2.6.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA**

La altura proyectada de los ambientes es la siguiente; desde el 1° piso, hasta el 7° piso; presentan una altura de 2.60 m. teniendo el edificio un total de 18.35m de altura y se definen las 2 direcciones principales, x-x' o transversal (paralela a la fachada) y Y-Y' o longitudinal (perpendicular a la fachada).

Se usaran losas aligeradas que se apoyaran en las vigas peraltadas en su perímetro. A su vez estas vigas se apoyaran en columnas o muros y estos elementos transmitirán las cargas de gravedad a su respectiva cimentación.

En la Figura N° 21 se muestra la distribución de elementos estructurales en la planta típica de la edificación. Se ha tratado de buscar una estructura simple de pórticos y placas.

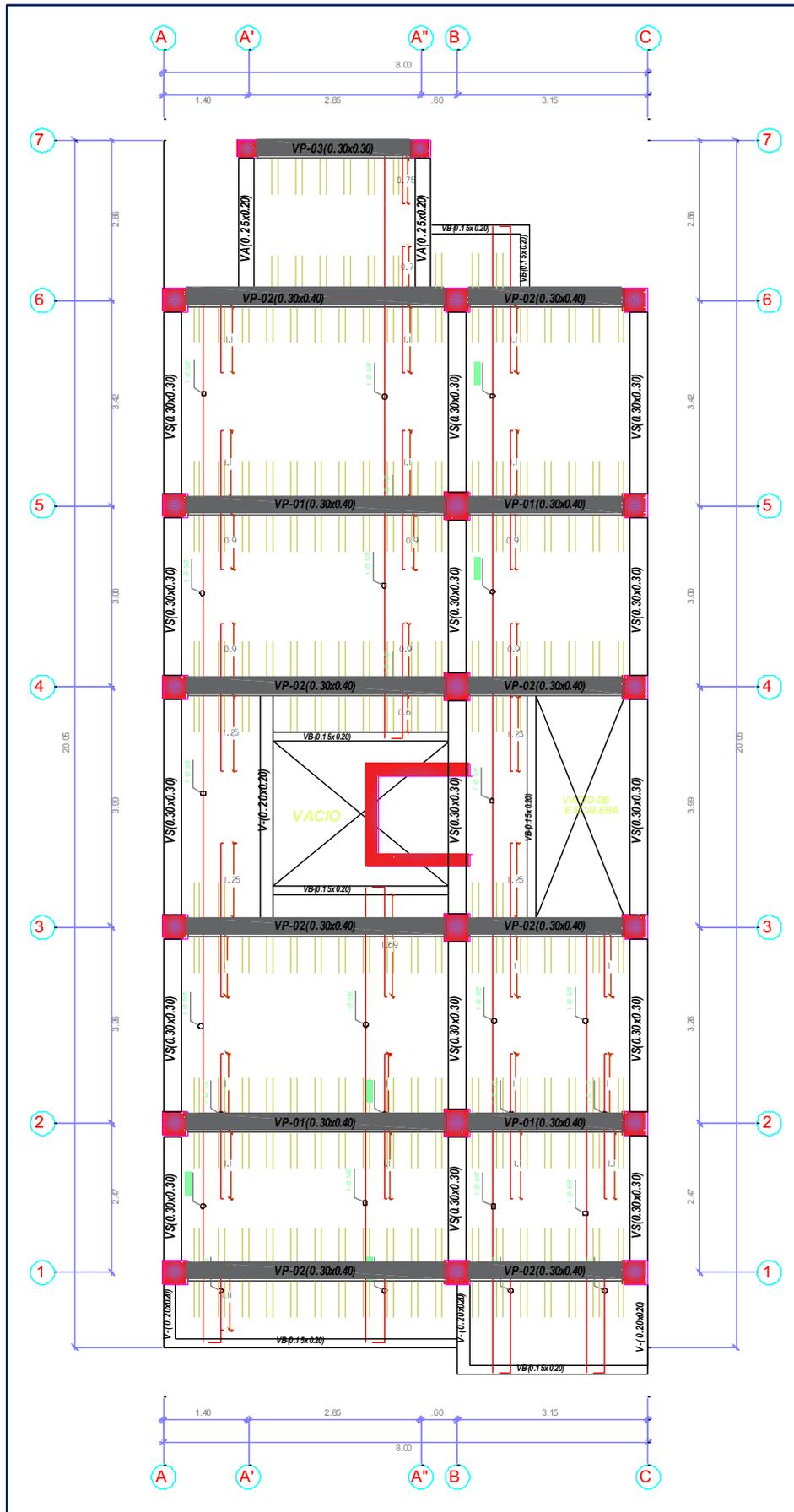


FIGURA 21: ESTRUCTURACIÓN DE PLANTA TÍPICA

## NORMAS EMPLEADAS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

Se sigue las disposiciones de los Reglamentos y Normas Nacionales e Internacionales descritos a continuación.

Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú) – Normas Técnicas de Edificación (N.T.E.):

- N.T.E. E.020 “CARGAS”
- N.T.E. E.060 “CONCRETO ARMADO”
- N.T.E. E.030 “DISEÑO SISMO RESISTENTE”
- N.T.E. E.070 “ALBAÑILERÍA”
- N.T.E. E.050 “SUELOS Y CIMENTACIONES”
- A.C.I. 318 – 2014 (American Concrete Institute) - Building Code Requirements for Structural Concrete

Se entiende que todos los Reglamentos y Normas están en vigencia y/o son de la última edición.

### 2.2.7. PREDIMENSIONAMIENTO

#### 2.2.7.1. LOSA ALIGERADA

La separación de las losas estará en función de la separación entre los apoyos. Si la losa es aligerada las viguetas se armarán en la dirección en que la separación entre apoyos sea la menor.

$$h = \frac{l}{25} \quad \Rightarrow \quad h = \frac{3.99}{25} \quad \Rightarrow \quad h = 0.16$$

Usar:  $h = 0.20 \text{ m}$

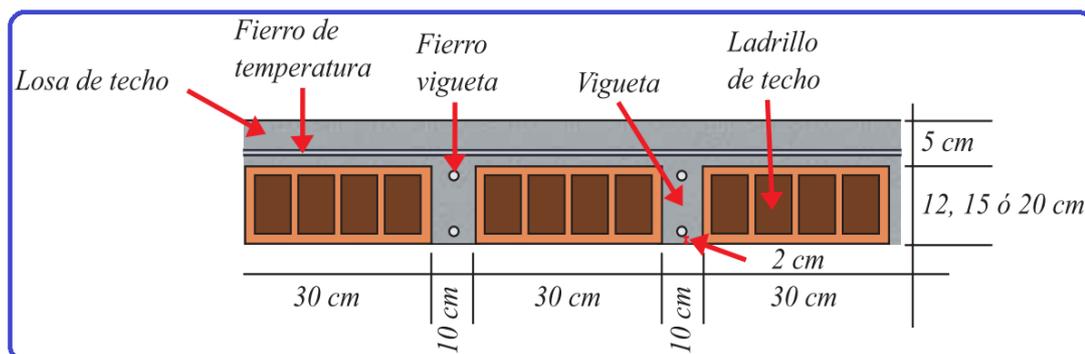


FIGURA 22: DETALLE GENERAL DE LOSA ALIGERADA.

### 2.2.7.2. VIGAS

El predimensionamiento de estos elementos se hace con el fin de evitar deflexiones excesivas en la estructura. Se usó la relación de  $L/12$  para vigas de gravedad y  $L/14$  para vigas sísmicas o que se encuentren formando pórticos, donde “L” es la luz libre entre apoyos de cada elemento. Estos criterios están descritos en Blanco (1992). Para el ancho de viga se recomienda dimensionarlo entre 0.3 a 0.5 veces la altura del elemento y se recomienda usar un ancho mínimo de 25cm para vigas que reciban solicitación sísmica.

#### Vigas principales:

La viga de mayor luz libre se encuentra entre los ejes A y B, con un valor de 4.65 m, entonces el peralte mínimo será  $4.65/12 = 0.39$  m. Para tener un peralte constante se eligió un valor de 0.40 m en todas las vigas.

La Norma E.060 de Concreto Armado indica que no es necesario realizar verificación de deflexiones si el peralte de las vigas es mayor a  $L/16$ . Para la viga mencionada previamente se tiene  $L/16 = 0.29$  m, como se cuenta con un peralte de 0.40 m, se cumple con ese criterio y no es necesario verificar deflexiones en las vigas.

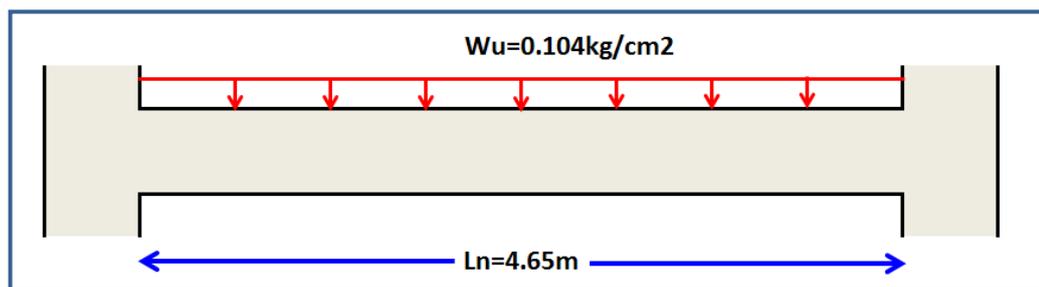
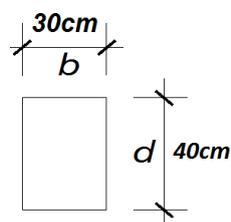


FIGURA 23: LONGITUD DE LA VIGA PRINCIPAL

$$b = \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad b = \frac{0.40}{2} \quad \rightarrow \quad b = 0.20$$



Usar:  $b = 30.00 \text{ cm}$      $x$      $d = 40.00 \text{ cm}$

**Vigas secundarias:**

La viga de mayor luz libre se encuentra entre los ejes 3 y 4, con un valor de 3.99 m, entonces el peralte mínimo será  $3.99/12 = 0.33 \text{ m}$ . Para tener un peralte constante se eligió un valor de 0.35 m en todas las vigas.

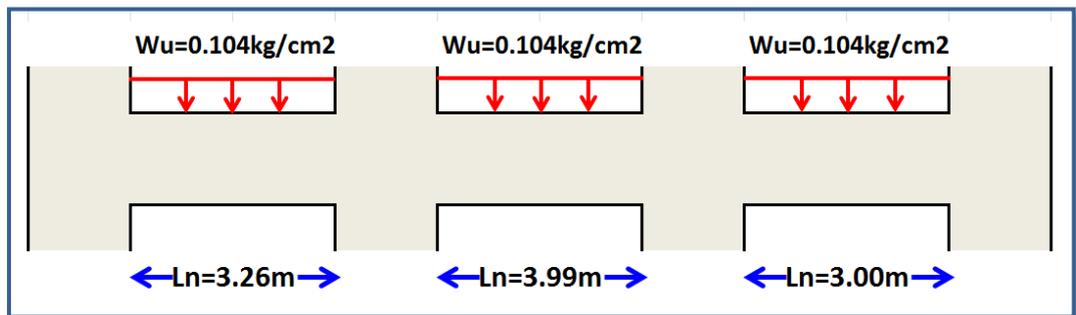
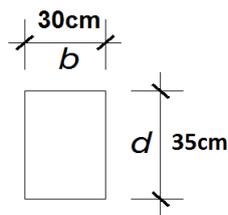


FIGURA 24: LONGITUD DE LA VIGA SECUNDARIA

$$b = \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad b = \frac{0.33}{2} \quad \rightarrow \quad b = 0.17 \text{ m}$$



Usar:  $b = 30.00 \text{ cm}$      $x$      $d = 35.00 \text{ cm}$

**2.2.7.3. COLUMNAS**

Al iniciar el predimensionamiento de columnas debemos conocer los pesos usuales de losas, acabados, vigas, columnas y tabiquería para realizar el metrado de cargas.

✓ **Área tributaria de columna exterior**

CUADRO 12: DESCRIPCION DE LA COLUMNA MAS CRITICA

Descripción	Longitud (m)	Ancho (m)	Área Tributaria (m²)
<b>C-1</b>	4.00	3.63	14.520

CUADRO 13: METRADO DE CARGAS PARA LA COLUMNA

Carga Muerta (WD)		
Descripción	Carga (Kg/m <sup>2</sup> )	Carga (Tn/cm <sup>2</sup> )
<b>Losa Aligerada</b>	300.00	0.30
<b>Vigas</b>	100.00	0.10
<b>Columnas</b>	100.00	0.10
<b>Acabados</b>	100.00	0.10
<b>Tabaquería</b>	100.00	0.10
Total de Carga Muerta (WD)	<b>700.00</b>	<b>0.70</b>
Carga Viva (WL)		
Descripción	Carga (Kg/m <sup>2</sup> )	Carga (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>Sobrecarga</b>	200.00	0.020
Total de Carga Viva (WL)	<b>200.00</b>	<b>0.020</b>

CUADRO 14: CARGA QUE SOPORTA LA COLUMNA MAS CRITICA

Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	Carga por piso (Kg/m <sup>2</sup> )	Número de pisos	Carga en la Columna (kg)
<b>14.520</b>	900.00	7	91476.00

✓ **Calculo de las dimensiones de las columnas:** El predimensionamiento de la columna se realizara mediante la siguiente formula:

$$b * d = \frac{k * P}{n * f'c}$$

Dónde:

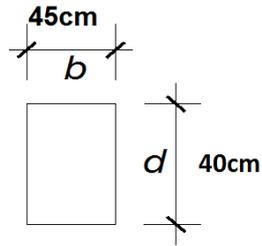
- $b * d$  = Dimensiones de la columna
- $P$  = Carga total que soporta la columna
- $n$  = Valor que depende del tipo de Columna
- $f'c$  = Resistencia del Concreto

CUADRO 15: TIPO DE COLUMNAS

Tipo de Columna	$K$	$n$
<b>Columna interior hasta el 3° nivel</b>	1.10	0.30
<b>Columna interior de 4° - 7° nivel</b>	1.10	0.25
<b>Columnas extremas de pórticos interiores</b>	1.25	0.25
<b>Columnas esquinas</b>	1.50	0.20

$$b * d = 1642.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área} = 1800.00 \text{ cm}^2$$



Usar: 45.00 cm \* 40.00 cm

✓ Consideraciones para zonas de alto riesgo:

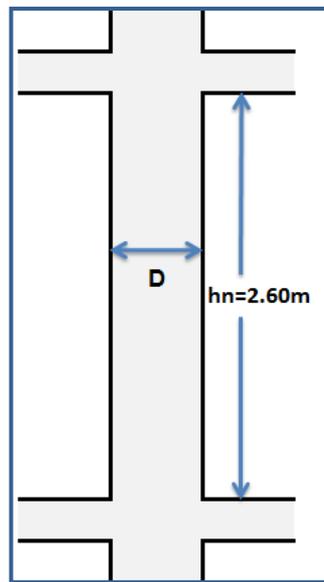


FIGURA 25: VERIFICACION PARA UNA FALLA DUCTIL DE LA COLUMNA

$$\frac{hn}{D} < 2; \text{Falla de manera fragil por fuerza cortante}$$

$$\frac{hn}{D} < 4; \text{Falla fragil o falla ductil}$$

$$\frac{hn}{D} > 4; \text{Falla ductil se recomienda predimensionar con este valor}$$

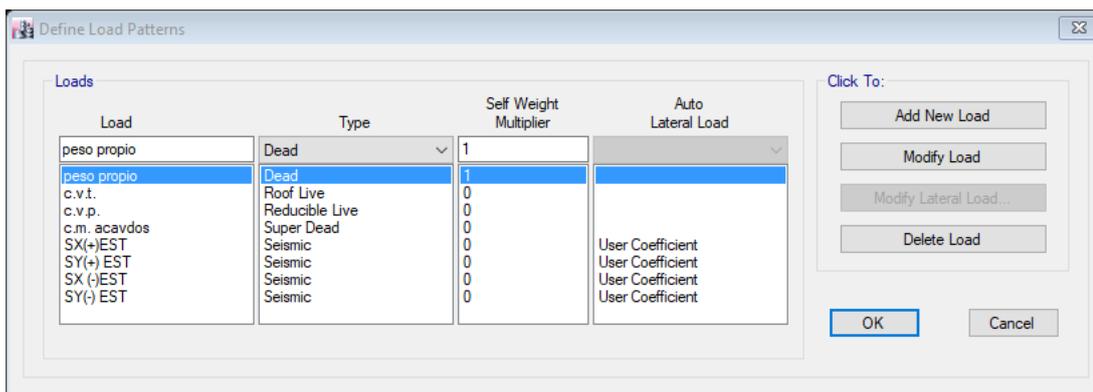
$$\frac{hn}{D} = 6.50 \quad \text{ok}$$

## 2.2.8. ESTADOS DE CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS

### 2.2.8.1. ESTADO DE CARGA

De acuerdo a las Normas Técnicas E.020, E060, se consideran los siguientes estados de Carga en la estructura.

**CUADRO 16: COMBINACIONES DE CARGAS PARA EL DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL**



Dónde:

- C.V.P. y C.V.T. son carga viva de piso y de techo
- C.M.: Carga por acabados y tabiquería
- SX(+)-EST. son Fuerza Sísmica en dirección. X-X, con excentricidad accidental positiva 5%.
- SX(-)-EST. son Fuerza Sísmica en dirección. X-X, con excentricidad accidental negativa 5%.
- SY(+)-EST. son Fuerza Sísmica en dirección. Y-Y, con excentricidad accidental positiva 5%.
- SY(-)-EST. son Fuerza Sísmica en dirección. Y-Y, con excentricidad accidental negativa 5%.

### 2.2.8.2. COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de cargas fueron realizadas mediante el código ACI 318-14.

**CUADRO 1917: COMBINACIONES DE CARGA VIVA Y CARGA MUERTA**

Tipo de Carga	Combinación de carga ultima (U)
Cargas muerta y viva	$U = 1.4CM + 1.7CV$

**CUADRO 18: COMBINACIONES PARA CARGAS DE SISMO**

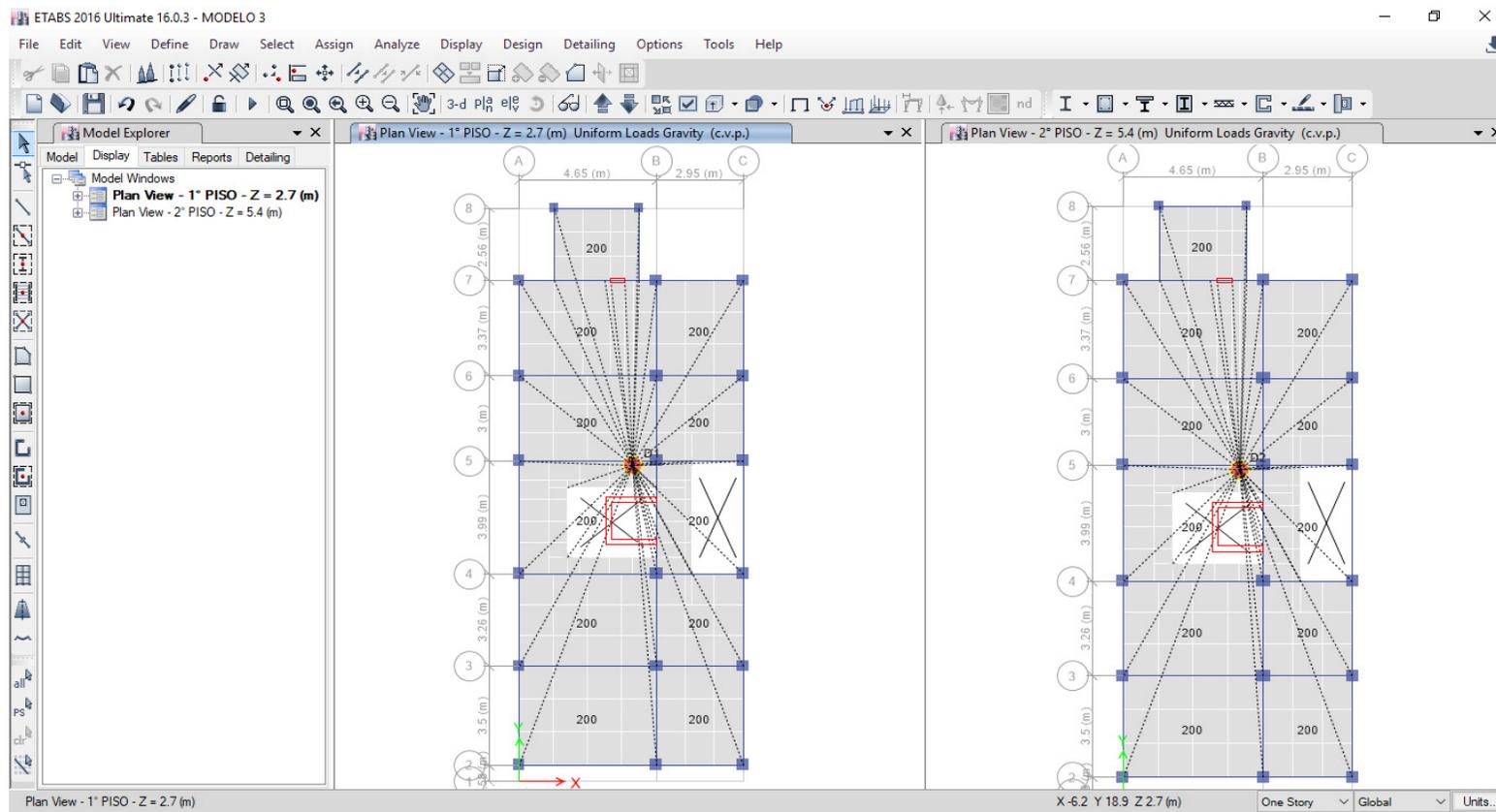
Tipo de Carga	Combinación de carga ultima (U)
Cargas de sismo	$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$ $U = 0.9 CM \pm CS$

Dónde:

- CM = Carga muerta
- CV = Carga viva
- CS = Carga de sismo.

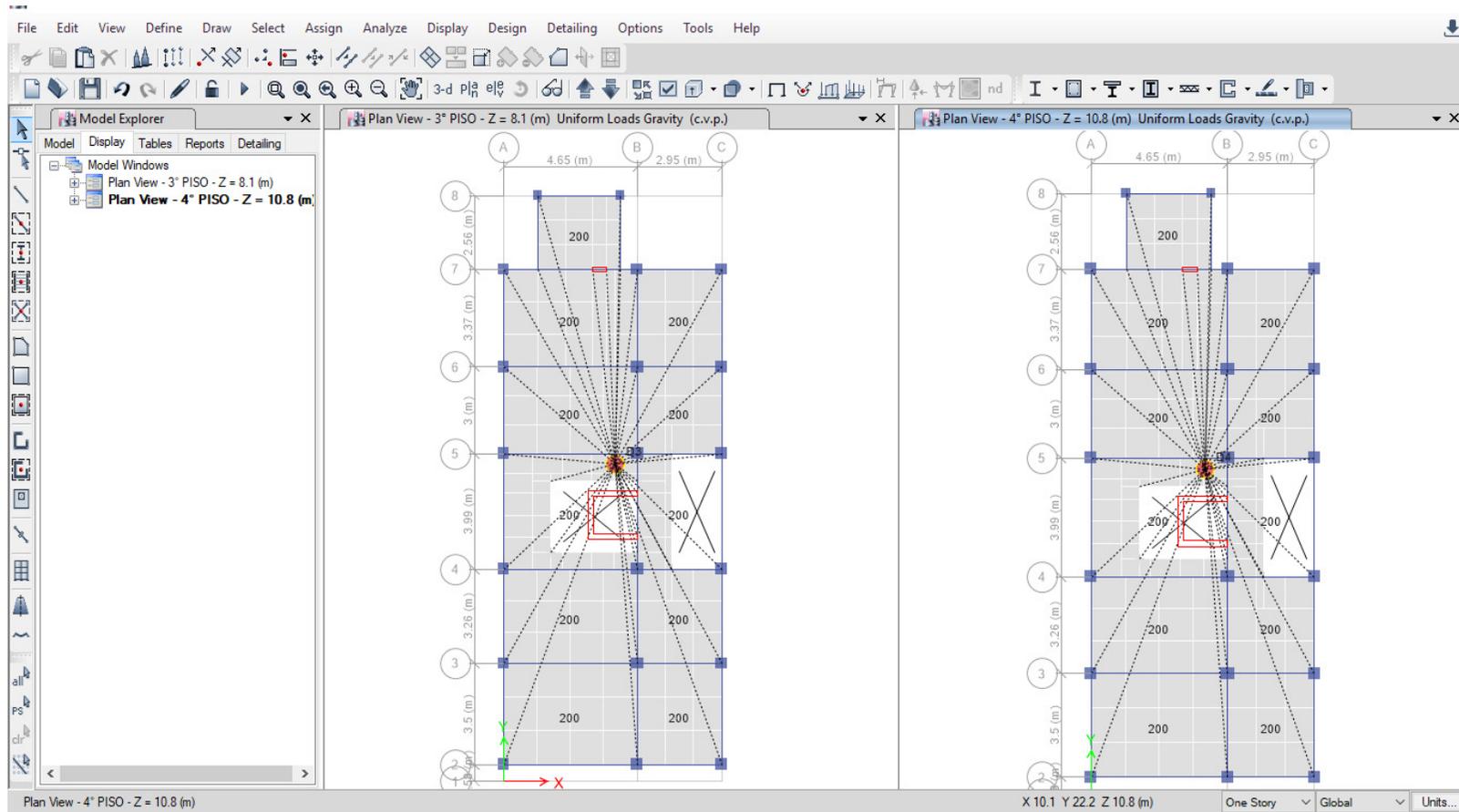
## ALTERNANCIAS DE CARGAS

**DIAFRAGMA 1° Y 2° NIVEL:** Se indican valores de las alternancias de la carga viva (C.V.P) en  $\text{kg/m}^2$ ; además del Centro de Masa del diafragma.



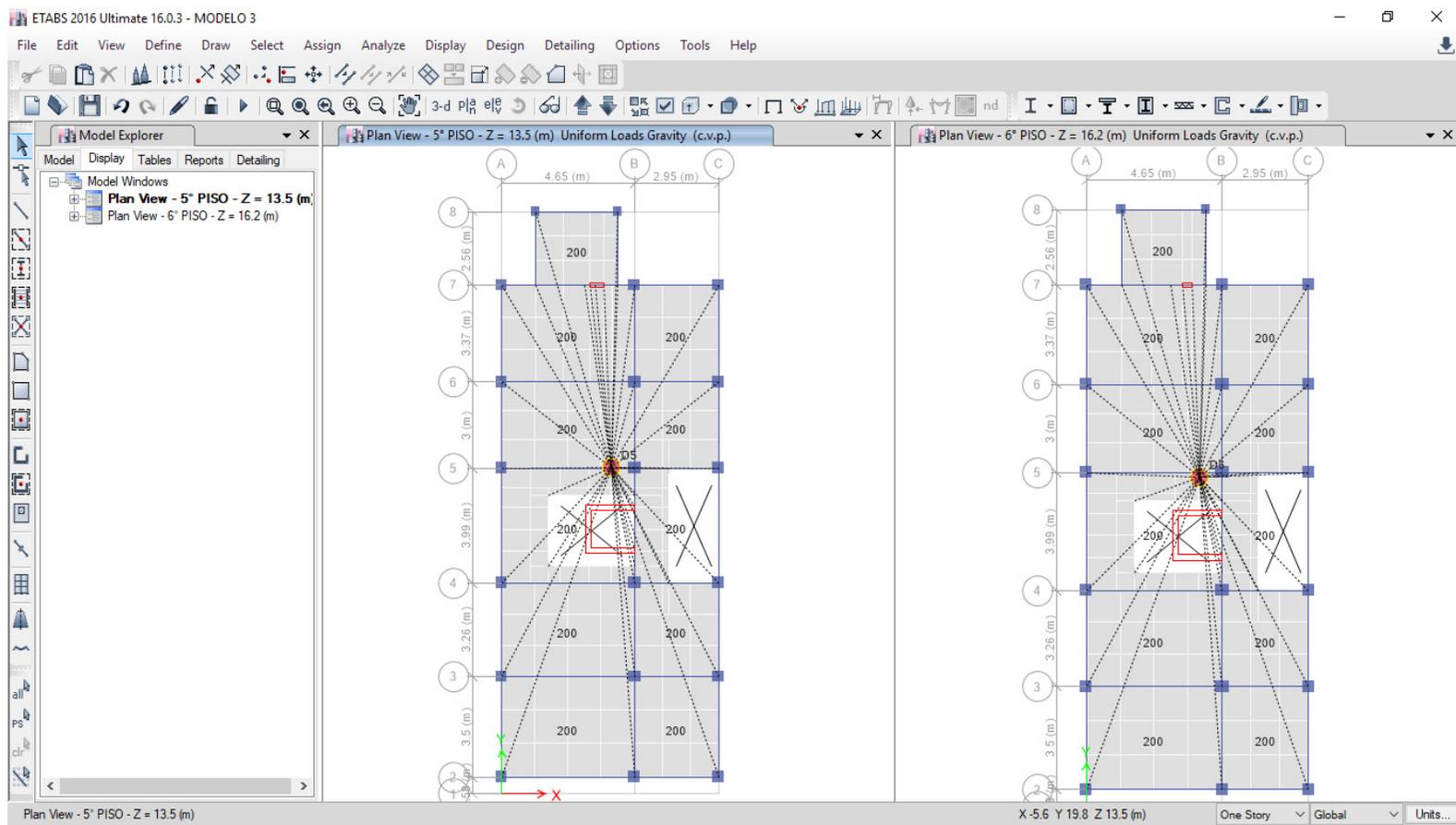
**FIGURA 26: CARGA VIVA Y CENTRO DE MASA DEL DIAFRAGMA EN EL 1° Y 2° NIVEL**

**DIAFRAGMA 3° Y 4° NIVEL:** Se indican valores de las alternancias de la carga viva (C.V.P) en  $\text{kg/m}^2$ ; y Centro de Masa del diafragma.



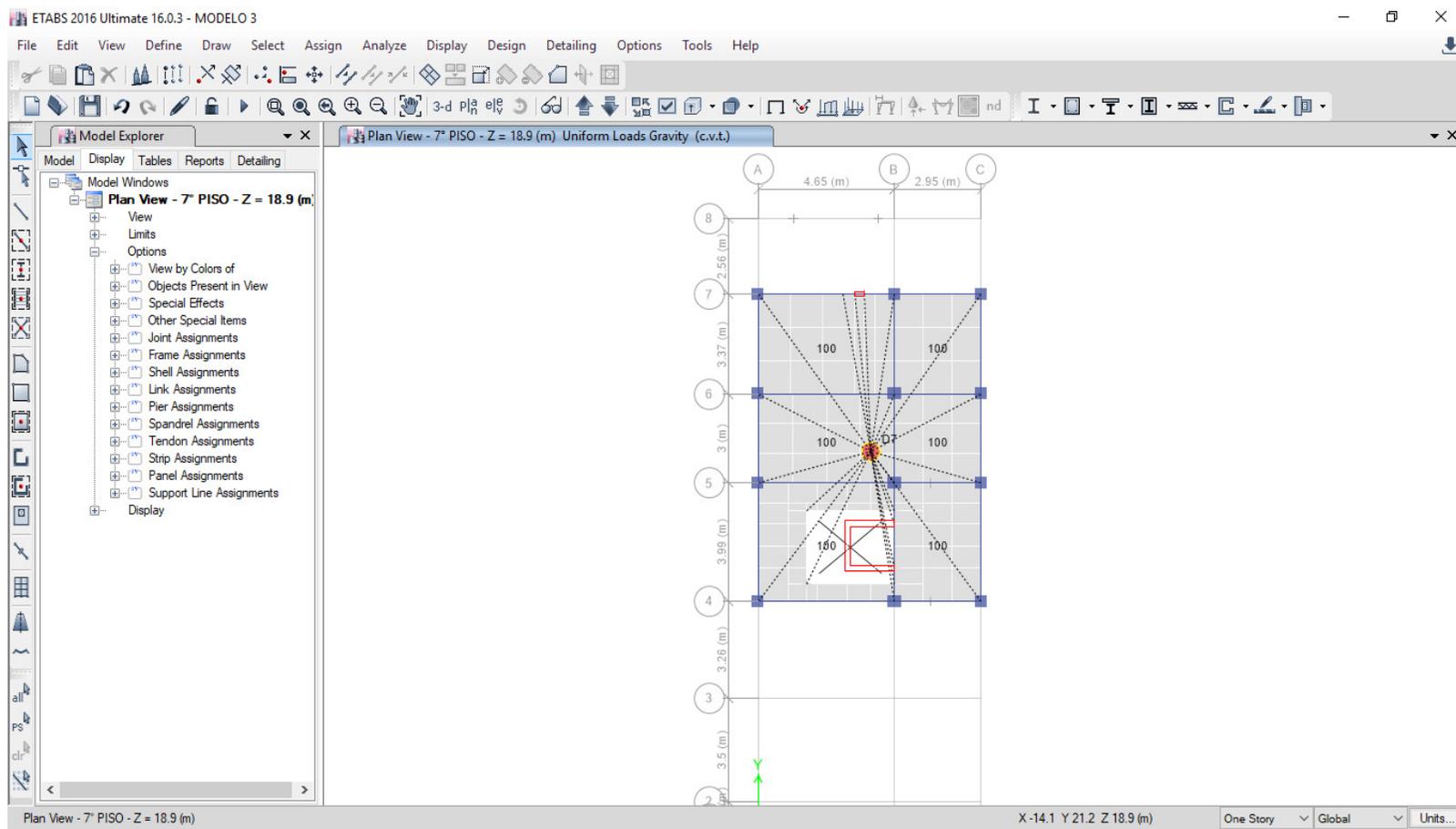
**FIGURA 27: CARGA VIVA Y CENTRO DE MASA DEL DIAFRAGMA EN EL 3° Y 4° NIVEL**

**DIAFRAGMA 5° Y 6° NIVEL:** Se indican valores de las alternancias de la carga viva (C.V.P) en  $\text{kg/m}^2$ ; y Centro de Masa del diafragma



**FIGURA 28: CARGA VIVA Y CENTRO DE MASA DEL DIAFRAGMA EN EL 5° Y 6° NIVEL**

**DIAFRAGMA 7° NIVEL (TECHO):** Se indican valores de las alternancias de la carga viva (C.V.T) en  $\text{kg/m}^2$ ; y Centro de Masa del diafragma



**FIGURA 29: CARGA VIVA Y CENTRO DE MASA DEL DIAFRAGMA EN EL 7° NIVEL**

## 2.2.9. ANÁLISIS SISMICO

### 2.2.9.1. PARÁMETROS PARA MODELACIÓN SÍSMICA

#### ✓ ZONIFICACIÓN SÍSMICA

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica.

- **Zona 1:** Sismicidad Baja
- **Zona 2:** Sismicidad Media
- **Zona 3:** Sismicidad Alta
- **Zona 4:** Sismicidad Muy Alta

A cada zona se asigna un factor Z. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad (Norma E-030, Artículo 2.1).

#### ✓ CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES

Según la Norma E-030, Artículo 3.1. Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas. El factor de uso o importancia (U), se usará según la clasificación que se haga.

- **Categoría A.** Edificaciones Esenciales (A1 y A2)
- **Categoría B.** Edificaciones Importantes
- **Categoría C.** Edificaciones Comunes
- **Categoría D.** Edificaciones Temporales

#### **Categoría A** - Edificaciones Esenciales

- **A1:** Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.
- **A2:** Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:

- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.
- Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.
- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.

Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.

Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.

Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.

**Categoría B** - Edificaciones Importantes.

Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.

También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.

**Categoría C** - Edificaciones Comunes

Viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.

**Categoría D** - Edificaciones Temporales

Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.

✓ **CONDICIONES GEOTÉCNICAS**

Para los efectos de la Norma E-0.30, los perfiles de suelo (E-030, Artículo 2.3.1) se clasifican tomando en cuenta las propiedades

mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

**Perfil tipo  $S_0$** : Roca Dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte.

**Perfil tipo  $S_1$** : Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte, entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada  $q_u$  mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm<sup>2</sup>).
- Arena muy densa o grava arenosa densa.
- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada mayor que 100 kPa (1kg/cm<sup>2</sup>) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

**Perfil tipo  $S_2$** : Suelos intermedios.

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte, entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada, entre 50 kPa (0,5 kg/cm<sup>2</sup>) y 100 kPa (1

kg/cm<sup>2</sup>) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

**Perfil Tipo S<sub>3</sub>**: Suelos blandos.

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte, menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa.
- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada, entre 25 kPa (0,25 kg/cm<sup>2</sup>) y 50 kPa (0,5 kg/cm<sup>2</sup>) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- Cualquier perfil que no correspondan al tipo S<sub>4</sub> y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad *PI* mayor que 20, contenido de humedad *w* mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada menor que 25 kPa.

**Perfil Tipo S<sub>4</sub>**: Condiciones Excepcionales.

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S<sub>4</sub> cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

**2.2.9.2. FACTORES PARA EL ANÁLISIS SISMICO**

El Análisis Sísmico se realiza utilizando un modelo matemático tridimensional en donde los elementos verticales están conectados con diafragmas horizontales, los cuales se suponen infinitamente rígidos en sus planos. Además, para cada dirección, se ha considerado una excentricidad accidental de 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la acción de la fuerza. Los parámetros sísmicos que estipula la Norma de Diseño Sismo resistente (NTE E.030) considerados para el Análisis en el Edificio son los siguientes:

**CUADRO 19: PARAMETROS SISMICOS PARA LA PRIMERA AREA DE ESTUDIOS**

<b>Factor</b>	<b>Nomenclatura</b>	<b>Clasificación categórica tipo</b>	<b>Valor</b>	<b>Justificación</b>
<b>Zona</b>	Z	2	0.25	<i>Zona sísmica 2: Huánuco</i>
<b>Uso</b>	U	C	1	<i>Edificaciones comunes: vivienda</i>
<b>Suelo</b>	S	S3*	1.4	<i>Suelo ML-Limos inorgánicos (de E.M.S.)</i>
<b>Coefficiente de reducción</b>	Rx	<i>concreto armado Sistema pórtico</i>	7	<i>Sistema Dual (irregular)</i>
	RY	<i>concreto armado Sistema dual</i>	7	<i>Sistema Dual (irregular)</i>
<b>Irregularidad</b>	la	<i>irregular</i>	1	<i>ninguna</i>
	lp	<i>irregular</i>	0.85	<i>Discontinuidad de diafragma</i>

\* Para las Condiciones Geotécnicas no se realizó el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) por el costo elevado que incluía y se consideró el perfil de suelo S3 (suelos blandos) que corresponden Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa

**CUADRO 20: PARAMETROS SISMICOS PARA LA SEGUNDA AREA DE ESTUDIOS**

<b>Factor</b>	<b>Nomenclatura</b>	<b>Clasificación categórica tipo</b>	<b>Valor</b>	<b>Justificación</b>
<b>Zona</b>	Z	2	0.25	<i>Zona sísmica 2: Huánuco</i>
<b>Uso</b>	U	C	1	<i>Edificaciones comunes: vivienda</i>
<b>Suelo</b>	S	S2*	1.2	<i>Suelo GW-Grava bien graduada (de E.M.S.)</i>
<b>Coefficiente de reducción</b>	Rx	<i>concreto armado Sistema pórtico</i>	7	<i>Sistema Dual (irregular)</i>
	RY	<i>concreto armado Sistema dual</i>	7	<i>Sistema Dual (irregular)</i>
<b>Irregularidad</b>	la	<i>irregular</i>	1	<i>ninguna</i>
	lp	<i>irregular</i>	0.85	<i>Discontinuidad de diafragma</i>

\* Para las Condiciones Geotécnicas no se realizó el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) por el costo elevado que incluía y se consideró el perfil de suelo S2 (suelos intermedios)

### **FUERZA SISMICA VERTICAL**

Nuestra edificación presenta elementos horizontales de luces bastantes amplia. Por tanto, según la NTE - E.030, las fuerzas sísmicas verticales se considerarán como una fracción del peso igual a  $2/3 Z^*U$  \*S.

### 2.2.9.3. ANÁLISIS DINÁMICO

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

#### ✓ **Modos de Vibración**

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

#### ✓ **Aceleración Espectral**

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

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

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

#### ✓ **Criterios de Combinación**

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados ( $r_i$ ) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i * \rho_{ij} * r_j}$$

Donde  $r$  representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{2/3}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

$\beta$ , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0.05  $\omega_i$ ,  $\omega_j$  son las frecuencias angulares de los modos  $i, j$ .

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r = 0.25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

✓ **Fuerza Cortante Mínima**

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80% para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

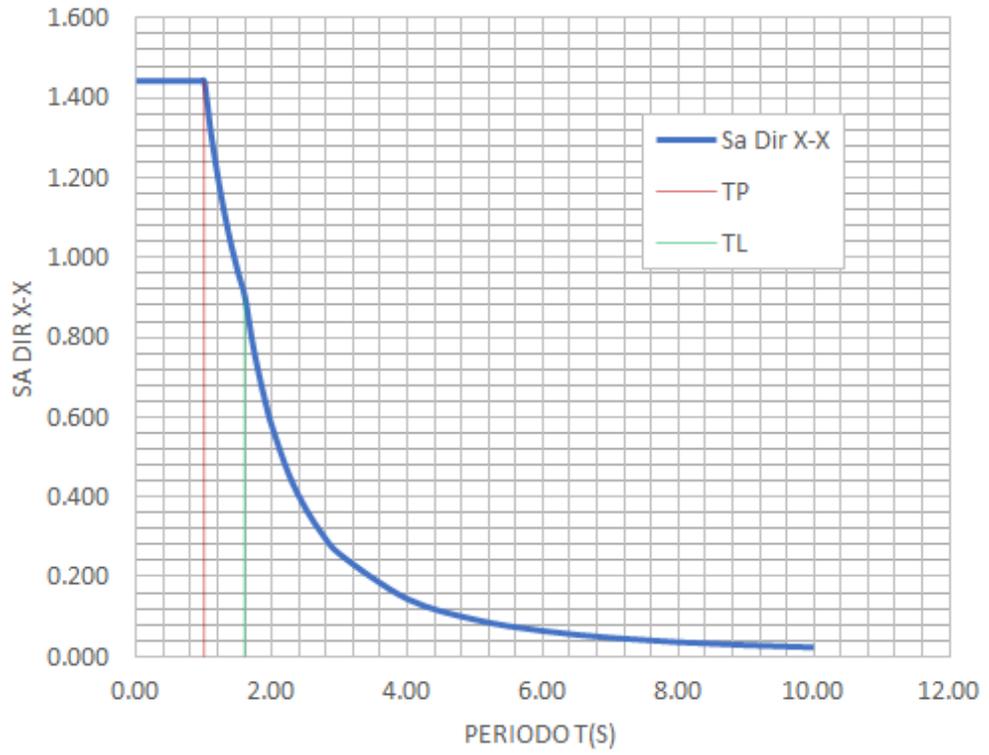
✓ **Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)**

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

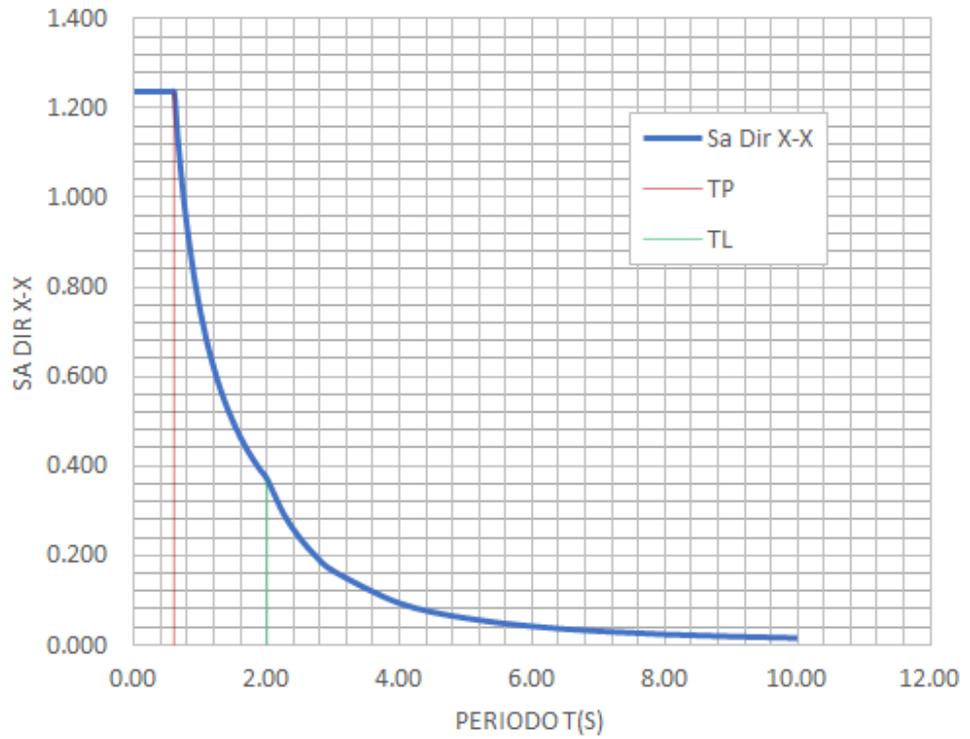
➤ **ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIÓN O DE RESPUESTA**

Para el Análisis Dinámico de la Estructura se utiliza un Espectro de respuesta según la NTE - E.030, para comparar la fuerza cortante mínima en la base y compararlos con los resultados de un análisis estático.

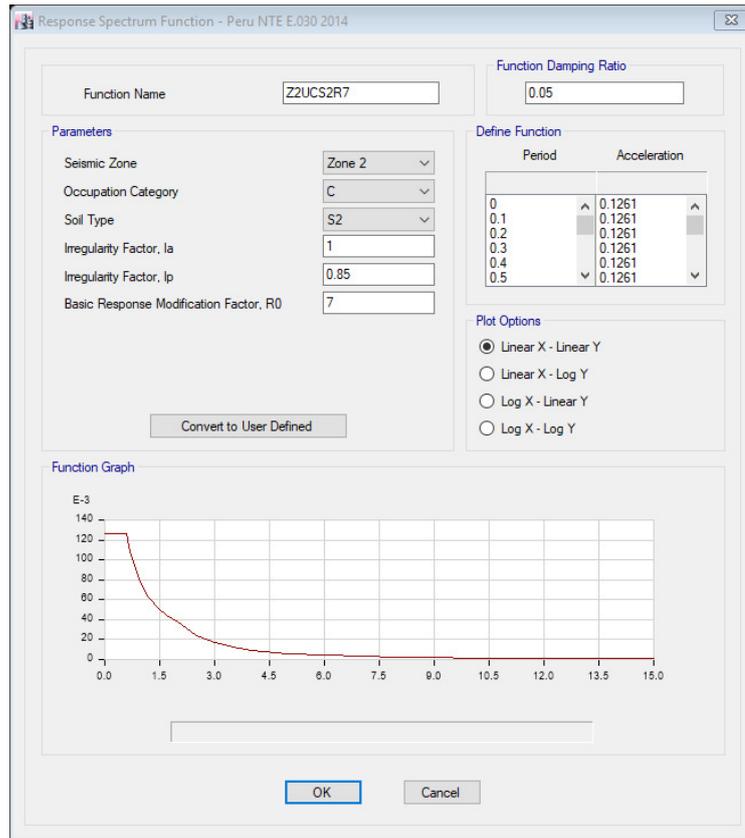
**GRAFICO 2: ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIONES X-X, EN EL SUELO S3**



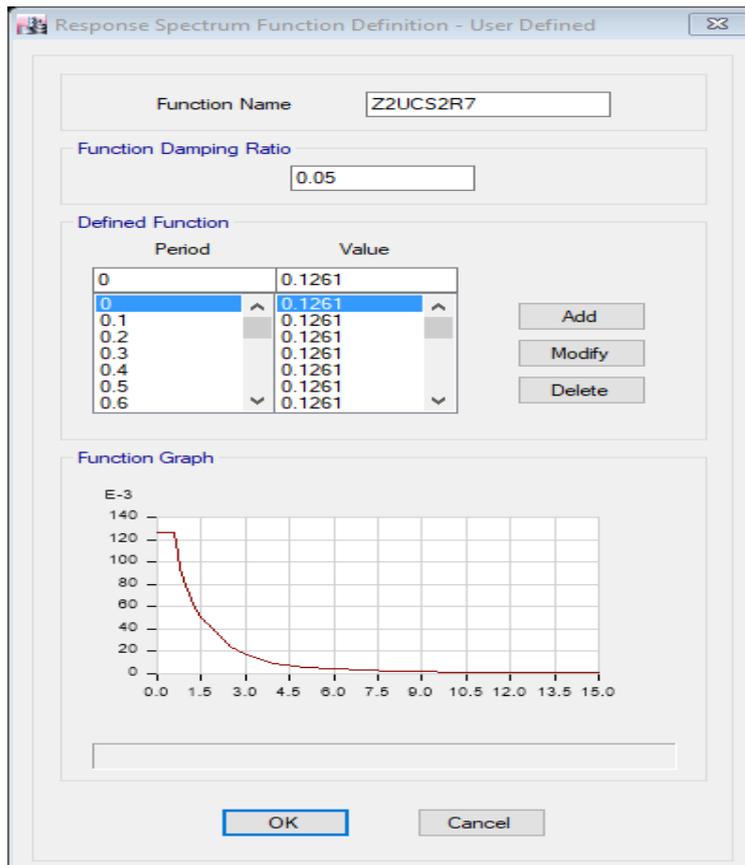
**GRAFICO 3: ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIONES X-X, EN EL SUELO S2**



**CUADRO 21: VERIFICACION DEL ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIONES EN EL PROGRAMA ETABS**



**CUADRO 22: DISEÑO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA SEGÚN LA NORMA E-030**



➤ **PERIODO Y MASA PARTICIPANTE**

Los periodos y la masa participante calculados mediante un análisis dinámico para 21 modos de vibración (3 modos por cada nivel), se presentan a continuación:

**CUADRO 23: MODOS DE VIBRACION CON SU PERIODO, FRECUENCIA, FRECUENCIA CIRCULAR RESPECTIVAMENTE**

Modo	Periodo (seg)	Frecuencia (ciclos/seg)	Frecuencia circular (rad/seg)
1	0.539	1.856	11.662
2	0.517	1.935	12.155
3	0.455	2.198	13.812
4	0.169	5.901	37.077
5	0.154	6.504	40.866
6	0.142	7.037	44.214
7	0.103	9.753	61.277
8	0.084	11.91	74.836
9	0.075	13.34	83.836
10	0.072	13.87	87.142
11	0.058	17.11	107.49
12	0.058	17.34	108.92
13	0.047	21.50	135.07
14	0.045	22.01	138.27
15	0.044	22.91	143.90
16	0.039	25.39	159.48
17	0.036	27.58	173.29
18	0.031	32.12	201.80
19	0.030	33.02	207.47
20	0.030	33.08	207.83
21	0.026	38.56	242.25

**CUADRO 24: PORCENTAJE DE MASA PARTICIPANTE**

Caso	Tipo	Dirección	Estático (%)	Dinámico (%)
Modal	Aceleración	UX	100	98.85
Modal	Aceleración	UY	100	99.75

Para poder calcular la respuesta del análisis dinámico, en cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

#### 2.2.9.4. ANÁLISIS ESTÁTICO (Norma E-030, Artículo 4.5)

##### ✓ Generalidades

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

Se calculará el Cortante Estático con los valores de los parámetros definidos anteriormente, además de definir el Peso de la Estructura y el Factor de Ampliación Dinámica (C).

##### ➤ PESO DE LA ESTRUCTURA

La estructura clasifico como categoría C, por lo tanto, el peso que se ha considerado para el análisis sísmico es el debido a la carga permanente más el 25% de la carga viva (100%CM + 25%CVP). En azoteas y techo en general se considera el 25% de la carga viva (100%CM + 25%CVT).

**CARGA MUERTA:** El valor de las Cargas Muertas empleadas comprende el peso propio de los elementos estructurales (losas, vigas, columnas, placas, muros, etc.); además del peso de los elementos aligeradores en losas, el peso de la tabiquería y el peso de los acabados, según:

Peso propio (Aligerado): e= 0.17m: 280 kg/m<sup>2</sup>  
e= 0.20m: 300 kg/m<sup>2</sup>  
e= 0.25m: 350 kg/m<sup>2</sup>

Peso Muerto: Acabados: 100 kg/m<sup>2</sup>  
Tabiquería: 100 kg/m<sup>2</sup>

**CARGA VIVA:** El valor de la Carga Viva empleada para los entresijos, es de 200 kg/m<sup>2</sup> y 100 kg/m<sup>2</sup> en azoteas.

CUADRO 25: RESUMEN DEL CALCULO DEL PESO DE LA ESTRUCTURA

Nivel	Peso (ton)
Piso 1	170.99
Piso 2	169.47
Piso 3	169.47
Piso 4	169.47
Piso 5	169.47
Piso 6	169.47
Piso 7	94.48
<b>TOTAL</b>	<b>1112.82</b>

➤ **FACTOR DE AMPLIACIÓN SÍSMICA (C) Y PERIODO FUNDAMENTAL (T)**

Para el cálculo del Factor de Amplificación Sísmica en los Análisis se consideró el periodo fundamental estimado en la Norma NTE.

E.030, según:  $C= 2.5$ , Si,  $(Tp/T) \leq 2.5$

CUADRO 26: FACTORES DE AMPLIFICACION SISMICA POR CADA DIRECCIÓN

Suelo	Dirección	Ct	Hn	T= hn/Ct	C	C/R > 0.125
S3	X-X	45	18.9	0.42	2.5	0.42
	Y-Y	45	18.9	0.42	2.5	0.42
S2	X-X	45	18.9	0.42	2.5	0.42
	Y-Y	45	18.9	0.42	2.5	0.42

➤ **CORTANTE EN LA BASE (V)**

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} * P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

La Fuerza Cortante en la Base de la Edificación se determina como una fracción del peso total de la Edificación:

CUADRO 27: ESFUERZO CORTANTE EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA

Suelo	Fuerza Cortante (v)	
	S3	$V_{XX}$
$V_{YY}$		139.10 tn = 12.5%P
S2	$V_{XX}$	119.07 tn = 10.70%P
	$V_{YY}$	119.07 tn = 10.70%P

➤ **CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES**

Desplazamientos de centros de masa y extremos de diafragmas  
(por niveles)

CUADRO 28: DESPLAZAMIENTOS EN LOS CENTROS DE MASA DE LOS DIAFRAGMAS.

Suelo	Nivel	Diafragma	Carga	Desp. XX (m)	$\Delta X$ (cm)	Deriva
S3	7° PISO	D7	ESPECTROXX	0.023	0.392	0.0055
	6° PISO	D6	ESPECTROXX	0.019	.0434	0.0061
	5° PISO	D5	ESPECTROXX	0.015	0.460	0.0065
	4° PISO	D4	ESPECTROXX	0.010	0.451	0.0063
	3° PISO	D3	ESPECTROXX	0.006	0.377	0.0053
	2° PISO	D2	ESPECTROXX	0.002	0.195	0.0025
	1° PISO	D1	ESPECTROXX	0.001	0.152	0.0012
S2	7° PISO	D7	ESPECTROXX	0.010	0.263	0.0062
	6° PISO	D6	ESPECTROXX	0.008	0.294	0.0057
	5° PISO	D5	ESPECTROXX	0.006	0.314	0.0051
	4° PISO	D4	ESPECTROXX	0.004	0.305	0.0043
	3° PISO	D3	ESPECTROXX	0.003	0.255	0.0032
	2° PISO	D2	ESPECTROXX	0.001	0.132	0.0020
	1° PISO	D1	ESPECTROXX	0.00082	0.115	0.0008

Según la NTP E-030 en el artículo 16.4; se menciona que los desplazamientos laterales, obtenidos en el análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas, se deben multiplicar por 0.75R.

Según el Cuadro N° 32 se limita el valor de la deriva a un máximo que depende del material predominante. En este caso el material predominante es concreto armado, entonces la deriva será menor a 0.007.

CUADRO 29: LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO

MATERIAAL PREDOMINANTE	$\frac{\Delta_i}{h_{ei}}$
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

CUADRO 30: RESUMEN DEL CÁLCULO DE DERIVA DE ENTREPISO EN EL SUELO S-03

Nivel	Dirección	Deriva
7° PISO	X-X	0.0055
6° PISO	X-X	0.0061
5° PISO	X-X	<b>0.0065</b>
4° PISO	X-X	0.0063
3° PISO	X-X	0.0053
2° PISO	X-X	0.0025
1° PISO	X-X	0.0012

CUADRO 31: RESUMEN DEL CÁLCULO DE DERIVA DE ENTREPISO EN EL SUELO S-02

Nivel	Dirección	Deriva
7° PISO	X-X	0.0062
6° PISO	X-X	<b>0.0057</b>
5° PISO	X-X	0.0051
4° PISO	X-X	0.0043
3° PISO	X-X	0.0032
2° PISO	X-X	0.0020
1° PISO	X-X	0.0008

Deriva máxima en S3= 0.0065 < 0.007

Deriva máxima en S2= 0.0057 < 0.007

Se puede observar que se cumple con las exigencias de desplazamientos de entrepiso permisibles.

## 2.2.10. FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Para conocer los fundamentos de diseño se empleara las Norma E-60 de Concreto Armado. El método empleado para el diseño de estructuras de concreto armado es el de Diseño por Resistencia.

Los elementos estructurales deben ser diseñados para obtener, en todas sus secciones, resistencias de diseño ( $\phi R_n$ ) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (**Ru**), que son calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en combinaciones que se estipulan en esta Norma.

También se deben cumplir con todos los requisitos que puedan garantizar un comportamiento adecuado bajo las cargas de servicio.

Los cuadros N° 35 y 36 muestran los valores que se utilizan para los factores de reducción de resistencia y de carga (resistencia mínima requerida).

CUADRO 32: FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

Solicitud	Factor de Reducción $\phi$ (E.060)
<b>Flexión</b>	0.90
<b>Tracción y Tracción con Flexión</b>	0.90
<b>Cortante</b>	0.85
<b>Torsión</b>	0.85
<b>Cortante y Torsión</b>	0.85
<b>Compresión y Flexocompresión:</b>	
• Elementos con espirales	0.75
• Elementos con estribos	0.70
<b>Aplastamiento en el concreto</b>	0.70
<b>Concreto Simple</b>	0.65

CUADRO 33: FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGA Y COMBINACIONES

Tipo de Carga	Combinación de carga ultima (U)
<b>Cargas muerta y viva</b>	$U = 1.4CM + 1.7CV$
<b>Cargas de sismo</b>	$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$ $U = 0.9 CM \pm CS$

Dónde:

- CM = Carga muerta
- CV = Carga viva
- CS = Carga de sismo.

### 2.2.10.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Las consideraciones para el diseño de elementos sometidos a esfuerzos por flexión se encuentran en el capítulo 10 de la norma E-060.

Una sección de concreto armado, sin acero en compresión, sometida a flexión y llevada hasta la falla puede experimentar tres tipos de fallas que son de tracción, balanceada y de compresión. Estas fallas dependen de la cantidad de refuerzo en tracción que se coloque en la sección transversal.

La falla por tracción es dúctil y se produce cuando el acero entra en fluencia antes de que el concreto alcance su deformación máxima  $\epsilon_{cu}$ . La Norma establece una cantidad máxima de acero por flexión para que garantizar que se produzca una falla dúctil.

La falla balanceada se produce cuando el concreto llega a su deformación unitaria última ( $\epsilon_{cu}$ ) al mismo tiempo que el acero llega a su deformación por fluencia ( $\epsilon_y$ ).

Se define cuantía como:

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

La cuantía balanceada ( $\rho_b$ ) es aquella que genera la falla balanceada y se define de la siguiente manera:

$$\rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f'c}{f_y} * \frac{\epsilon_{cu}}{(\epsilon_{cu} + \epsilon_y)}$$

La cantidad máxima de acero que se puede colocar en una sección se da en función del acero de refuerzo que produce la falla balanceada. Se busca que la falla de la sección sea por tracción. La cantidad máxima de acero no debe ser mayor que:

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

$$A_{s_{max}} = 0.75 \rho_b * b * d$$

Según el artículo 10.5.1 de la norma E060, en los elementos sometidos a flexión donde se requiera acero en tracción, la cantidad de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño sea por lo menos 1.2 veces el momento flector que causa el agrietamiento de la sección bruta ( $M_{cr}$ ), es decir:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t}$$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

$$A_{s_{max}} = 0.708 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d$$

Donde:

- $f_r$  = Módulo de rotura del concreto.
- $I_g$  = ...Momento de inercia de la sección bruta sin considerar el acero de refuerzo
- $y_t$  = ..Distancia desde el eje centroidal de la sección a la fibra extrema en tracción sin considerar el acero de refuerzo.

### 2.2.10.2. DISEÑO POR CORTANTE

Para el diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante se deben cumplir las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde:

- $V_u$  = Fuerza cortante amplificada en la sección.
- $V_n$  = Resistencia nominal de la sección al corte.
- $V_c$  = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto en la sección.
- $V_s$  = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante en la sección.

En el artículo 11.3 de la norma E.060 se indican las ecuaciones para calcular la resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

a) Para elementos sometidos a cortante y flexión se aplicará:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b_w * d$$

b) Para elementos sometidos a compresión axial se aplicará:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right) * b_w * d$$

Dónde:

- $bw$  = Ancho del alma.
- $Nu$  = Carga axial amplificada en la sección transversal.

En el artículo 11.5 de la norma E0.60 se encuentran las ecuaciones para el cálculo de la resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante.

El refuerzo por cortante se utiliza de forma perpendicular al eje del elemento y se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

Dónde:

- $A_v$  = Área transversal total del acero que soporta el corte.
- $s$  = Espaciamiento entre estribos.

Para el cálculo del cortante máximo se usa la siguiente expresión:

$$Vu_{max} = \phi(v_c + 2.1\sqrt{f'_c} * bw * d) \approx 2.63\phi\sqrt{f'_c} * bw * d$$

### 2.2.10.3. DISEÑO DE FLEXOCOMPRESIÓN

Este diseño se aplica para elementos que soportan la combinación de cargas axiales y flexión en simultáneo. Normalmente estos elementos son los verticales como columnas y placas.

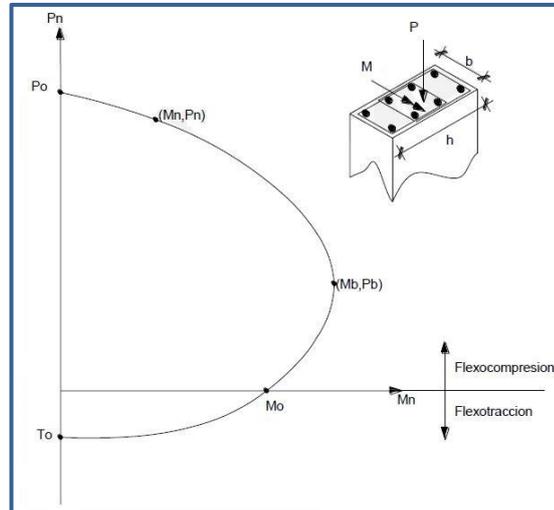
#### ➤ DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

Se define el diagrama de interacción como el lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flector que agotan la capacidad de la sección transversal del elemento. Para construir este diagrama se usan las hipótesis básicas del análisis de una sección en flexión.

El diagrama de interacción se construye variando sucesivamente la ubicación del eje neutro " $C_i$ " de tal manera que se obtiene una resistencia nominal de la sección ( $Pn_i - Mn_i$ ) que corresponde a cada iteración.

Se debe aplicar el factor de reducción  $\phi$  al diagrama de interacción, además la resistencia a carga axial se debe limitar al 80% de la resistencia a compresión pura multiplicada por  $\phi$ .

En la siguiente figura se muestra el diagrama de interacción de una sección con las consideraciones mencionadas previamente.



**FIGURA 30: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.**

## VERIFICACIÓN DE DISEÑO DE COMPONENTES DE CONCRETO ARMADO VERIFICACIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS

Diseño de refuerzo longitudinal en los miembros (frame) de concreto armado (C.A.)

VISTA EN 3D

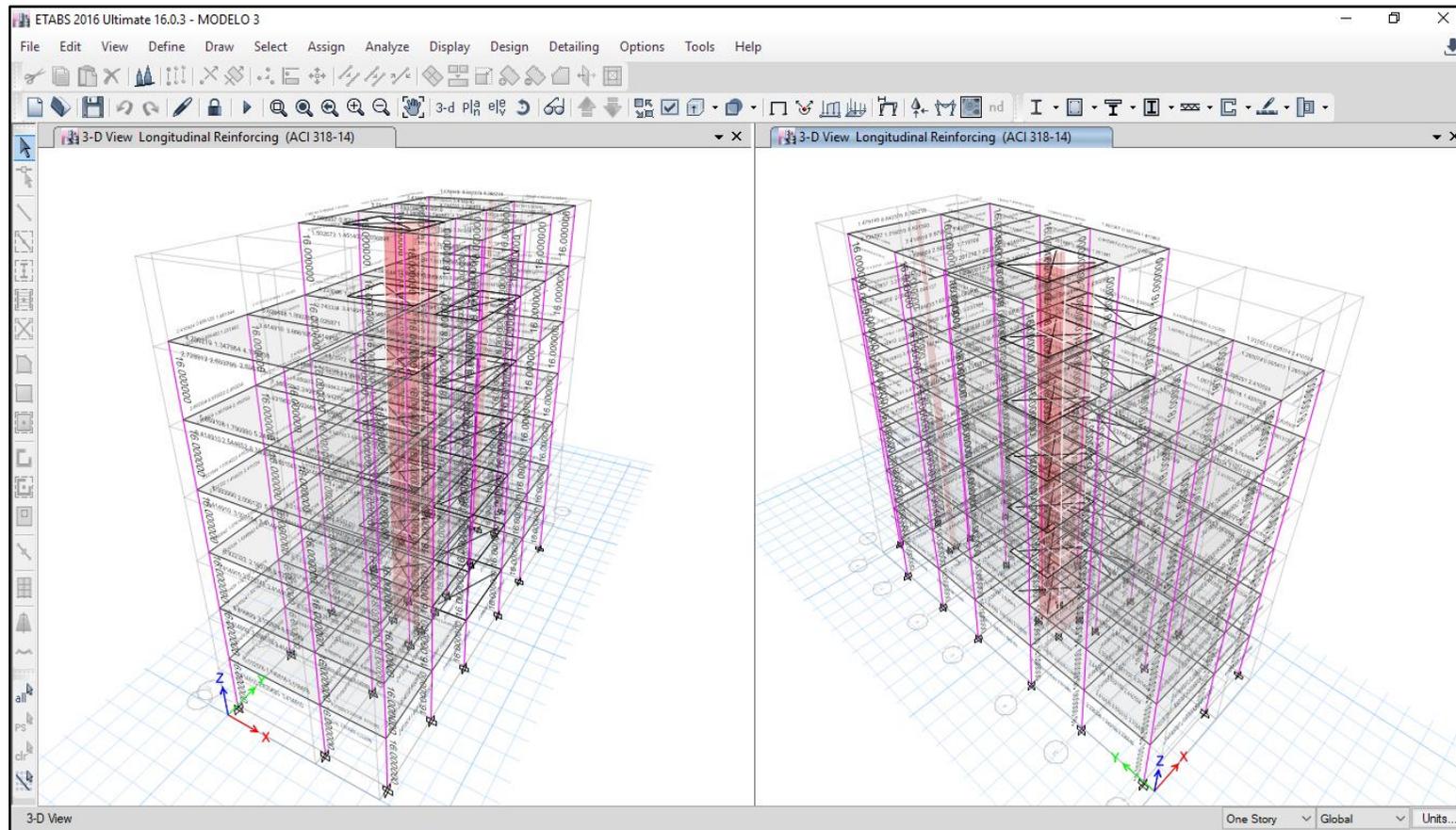


FIGURA 31: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, VISTA 3D

1º NIVEL: VISTA GENERAL, Y EN PLANTA

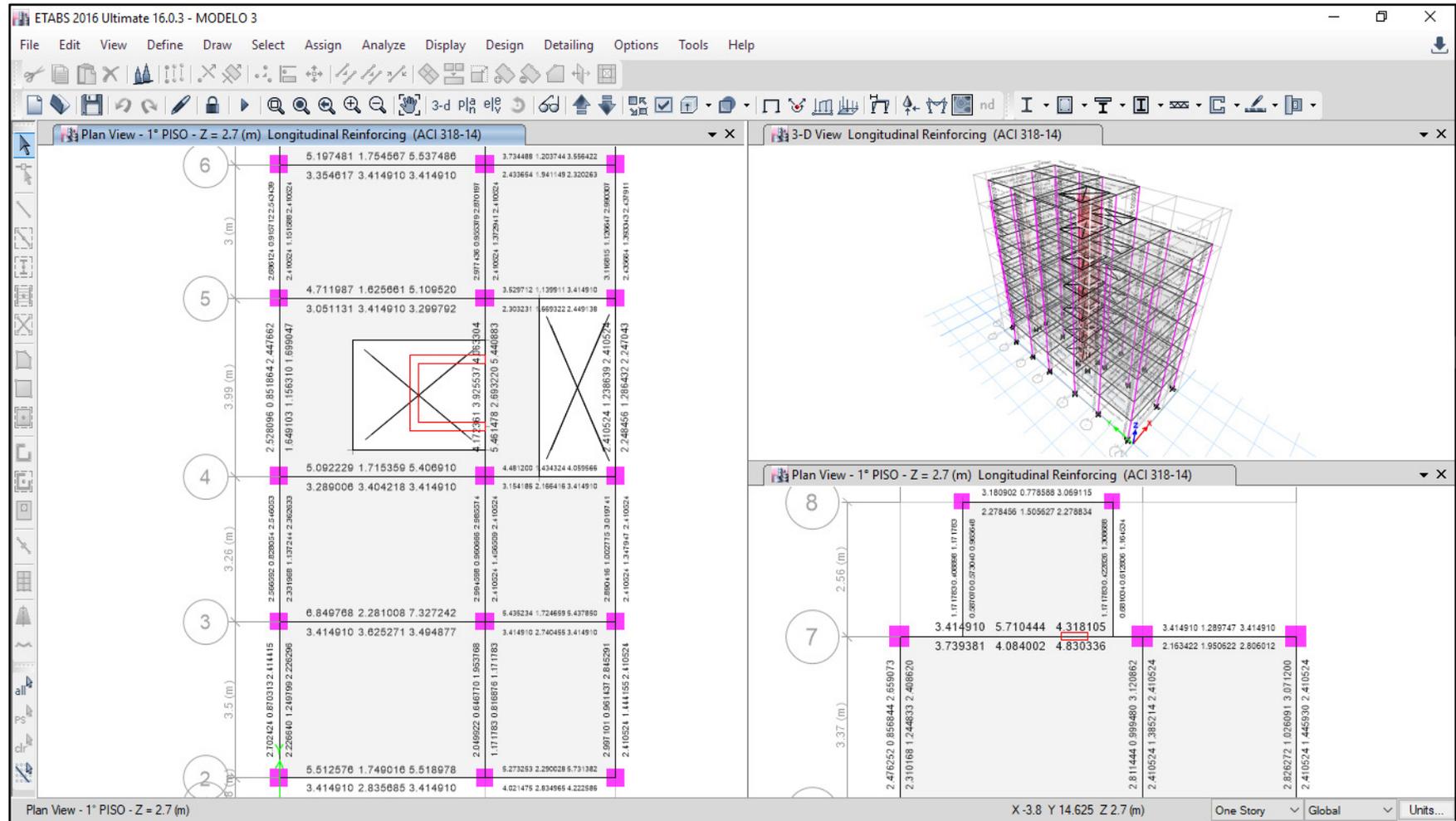


FIGURA 32: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, PRIMER NIVEL

2º NIVEL: VISTA GENERAL, Y EN PLANTA

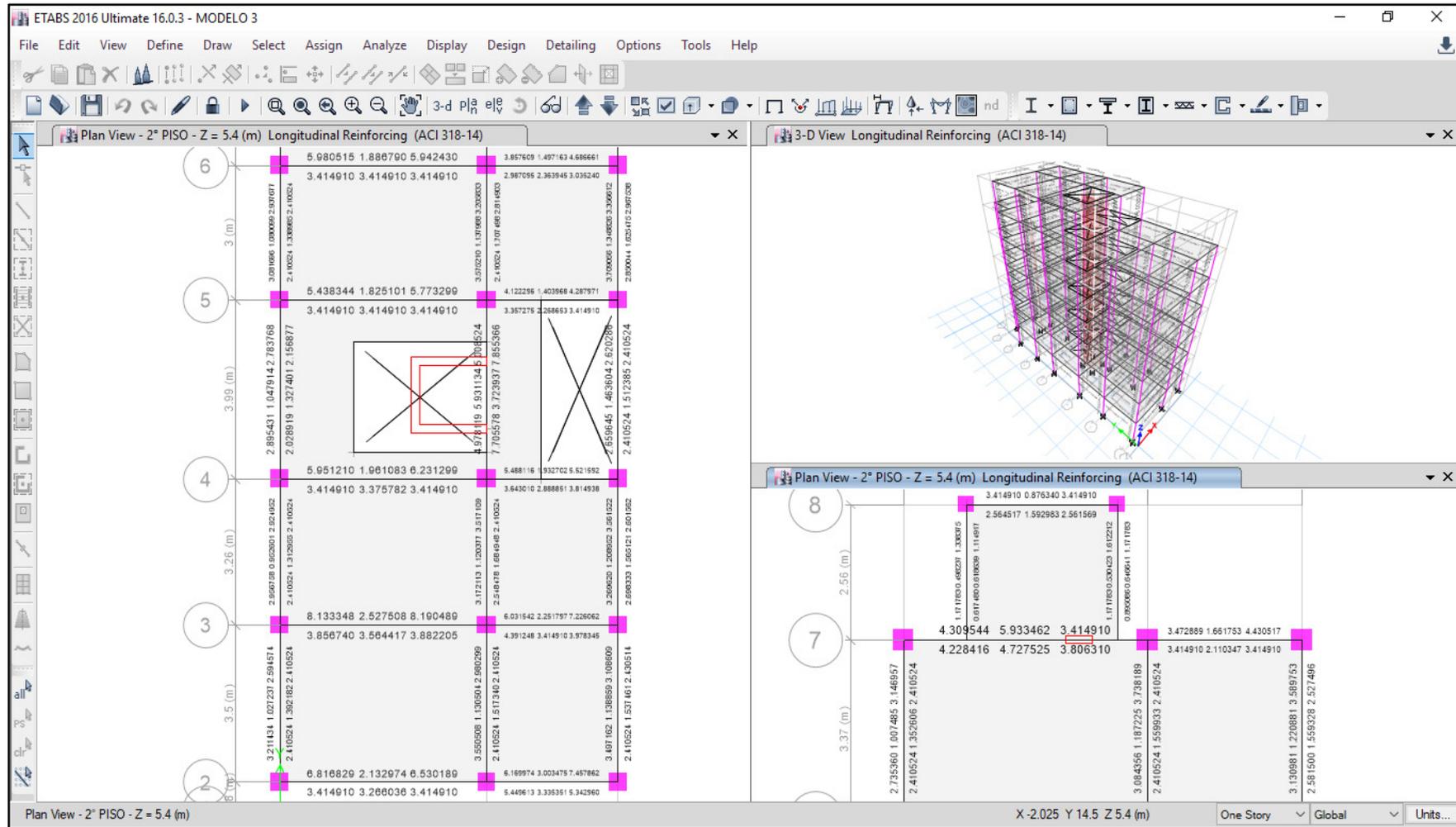


FIGURA 33: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SEGUNDO NIVEL

3º NIVEL: vista general, y en planta

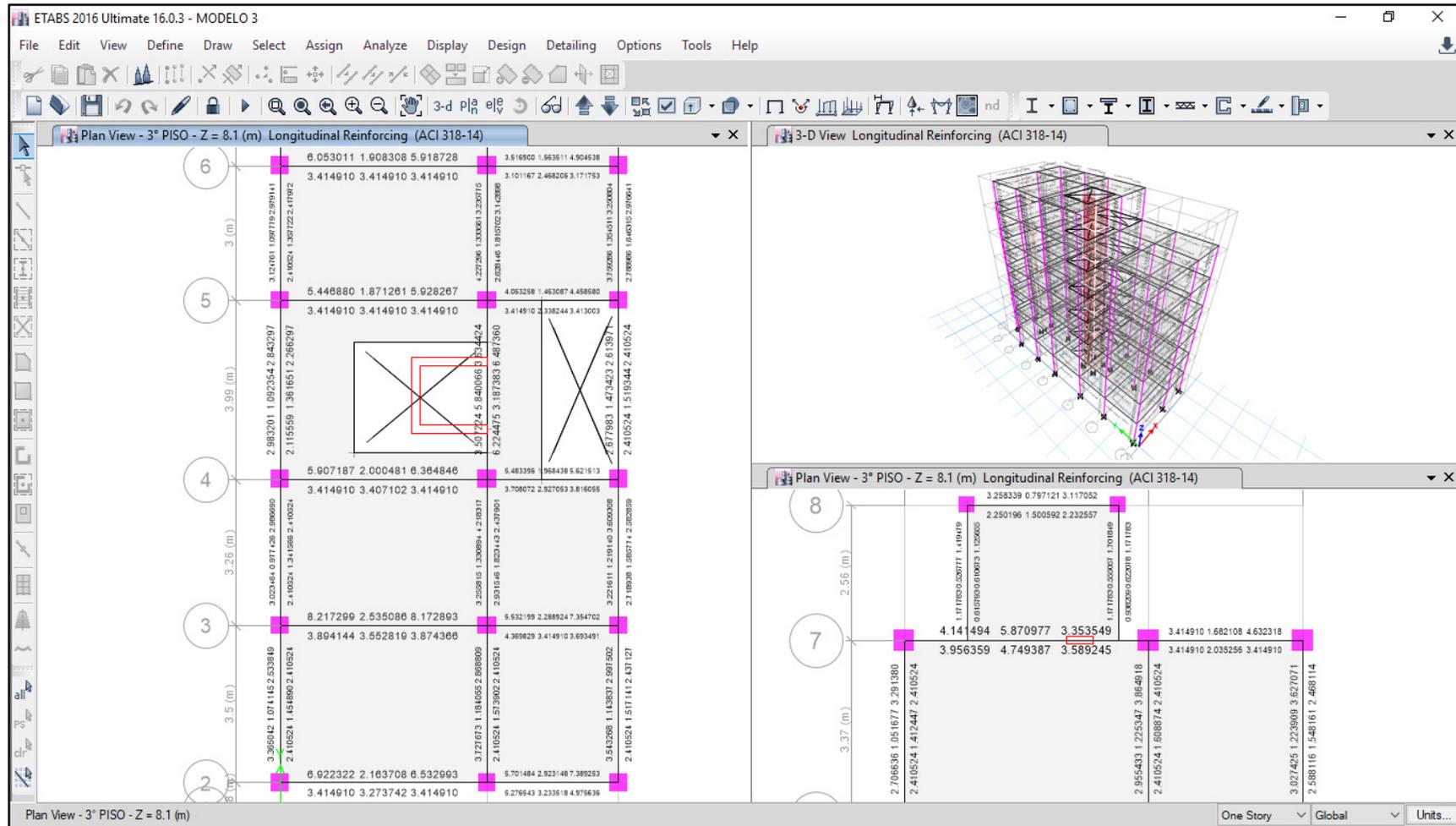


FIGURA 34: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, TERCER NIVEL

4º NIVEL: vista general, y en planta

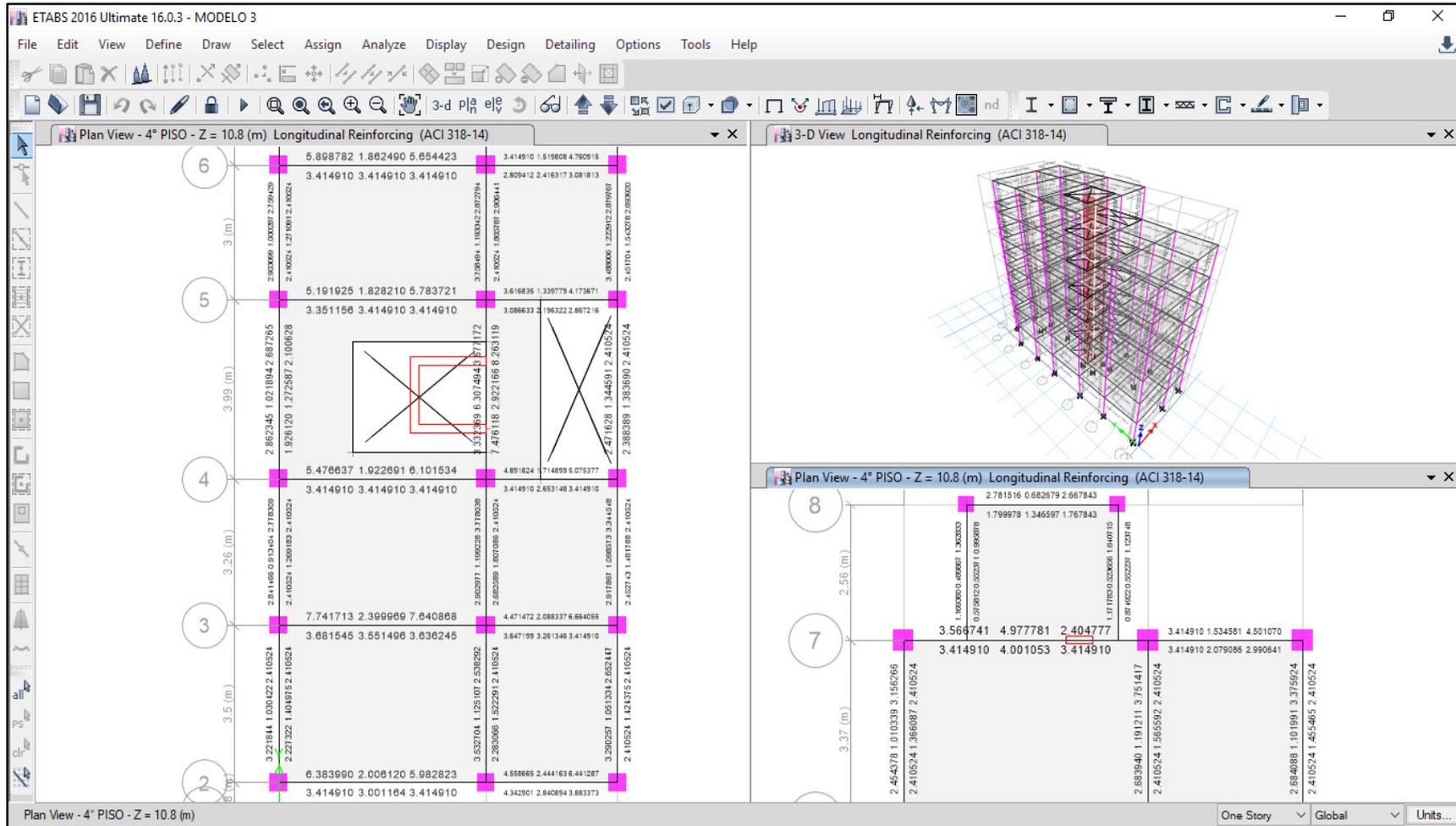


FIGURA 35: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, CUARTO NIVEL

5º NIVEL: vista general, y en planta

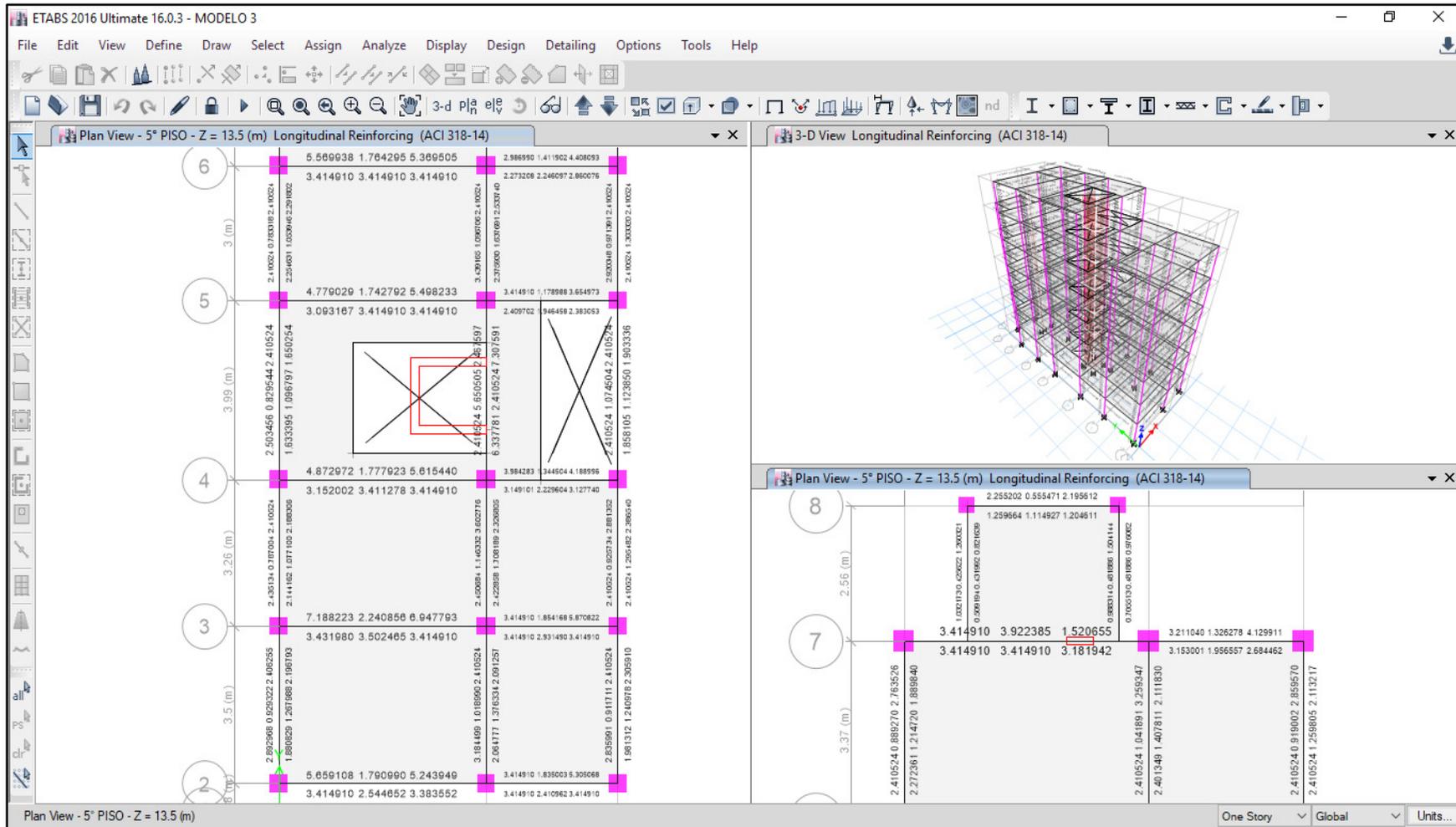


FIGURA 36: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, QUINTO NIVEL

6° NIVEL: vista general, y en planta

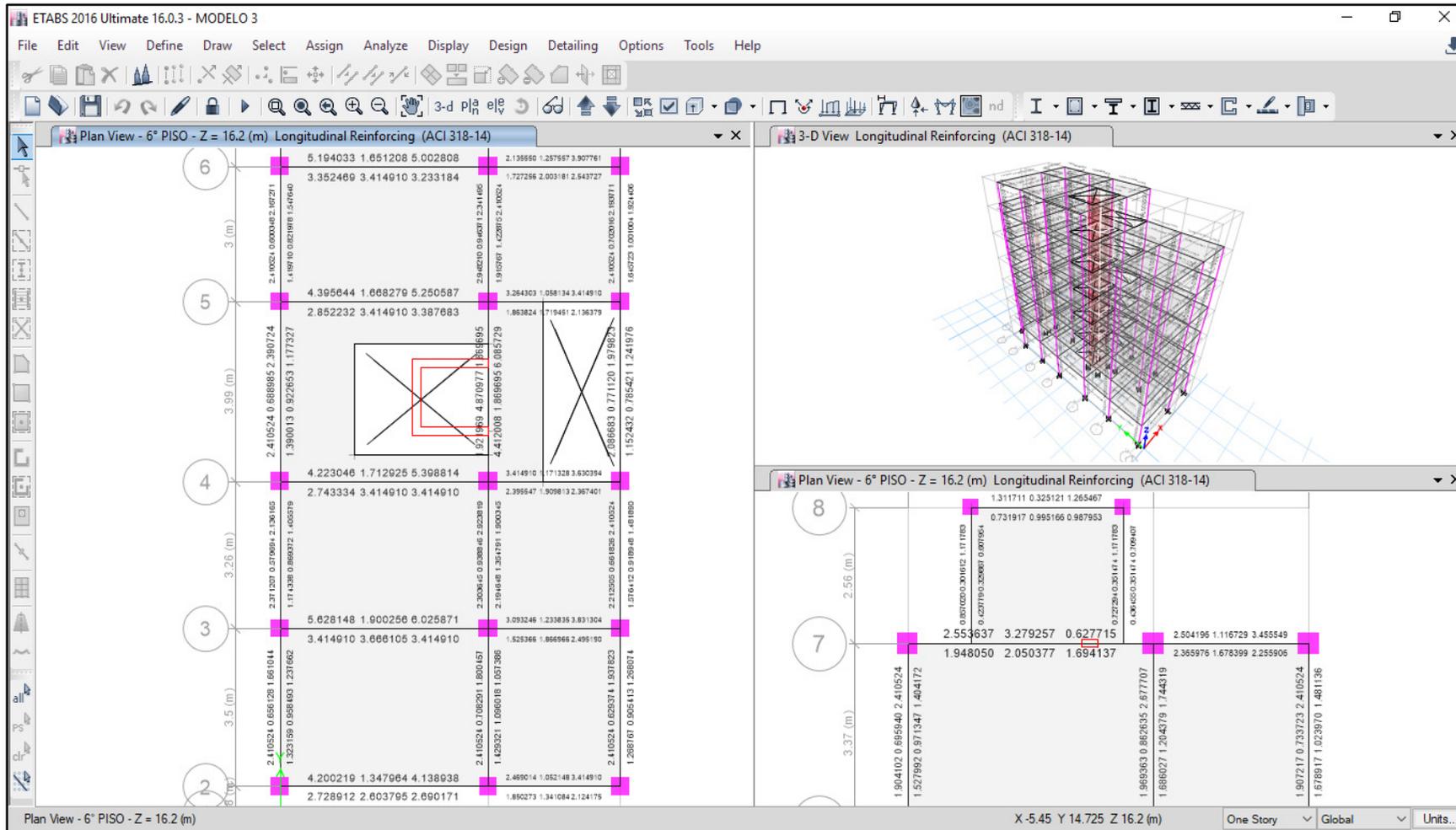


FIGURA 37: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SEXTO NIVEL

7º NIVEL: vista general, y en planta

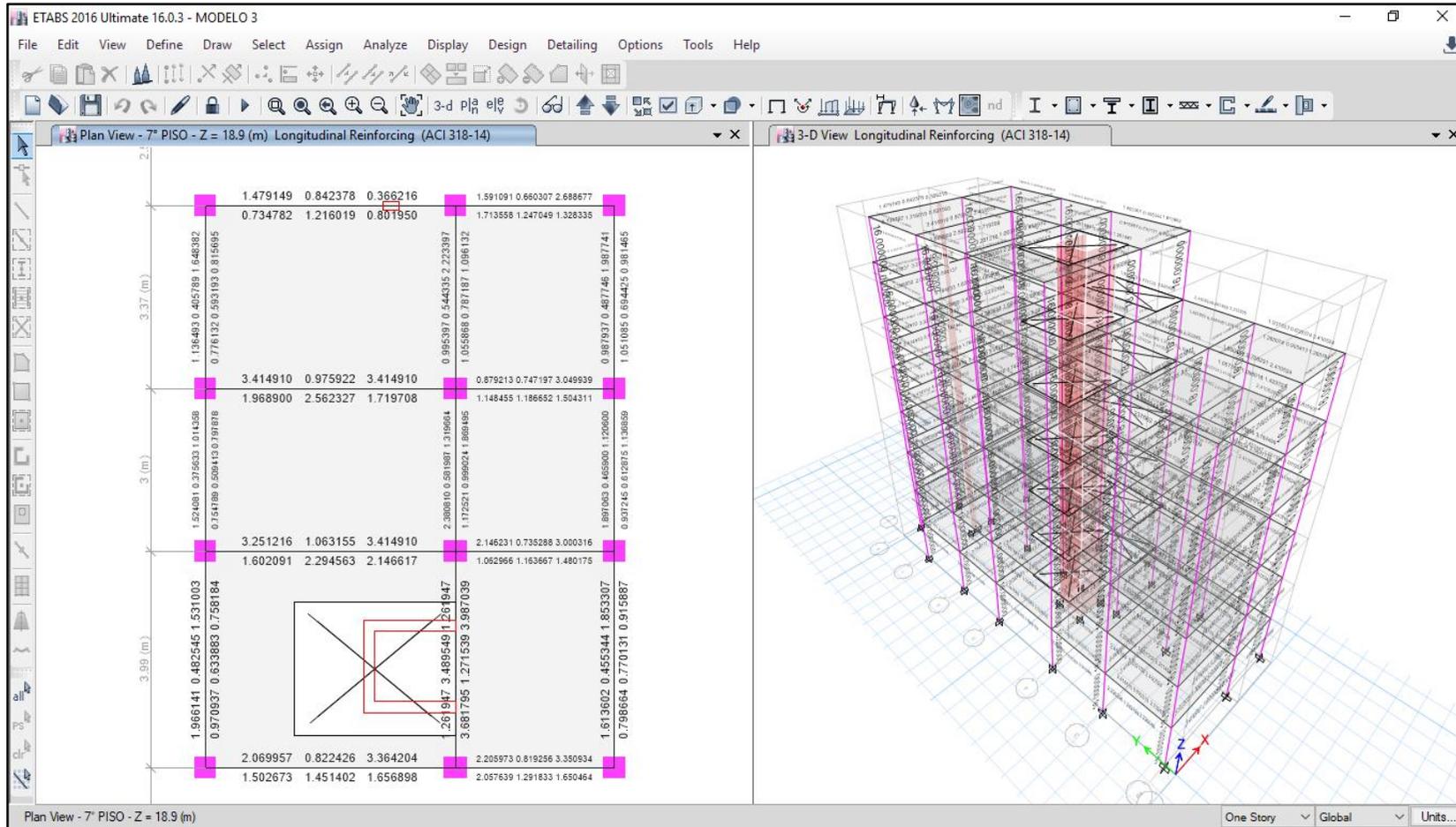


FIGURA 38: VERIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SEPTIMO NIVEL

## VERIFICACIÓN DE DISEÑO DE PLACAS DE CONCRETO ARMADO

**ASCENSOR EJE Y-Y:** Planta general, y algunas vistas ampliadas. (A partir del segundo piso se mantiene constante la cantidad de acero que requiere la placa)

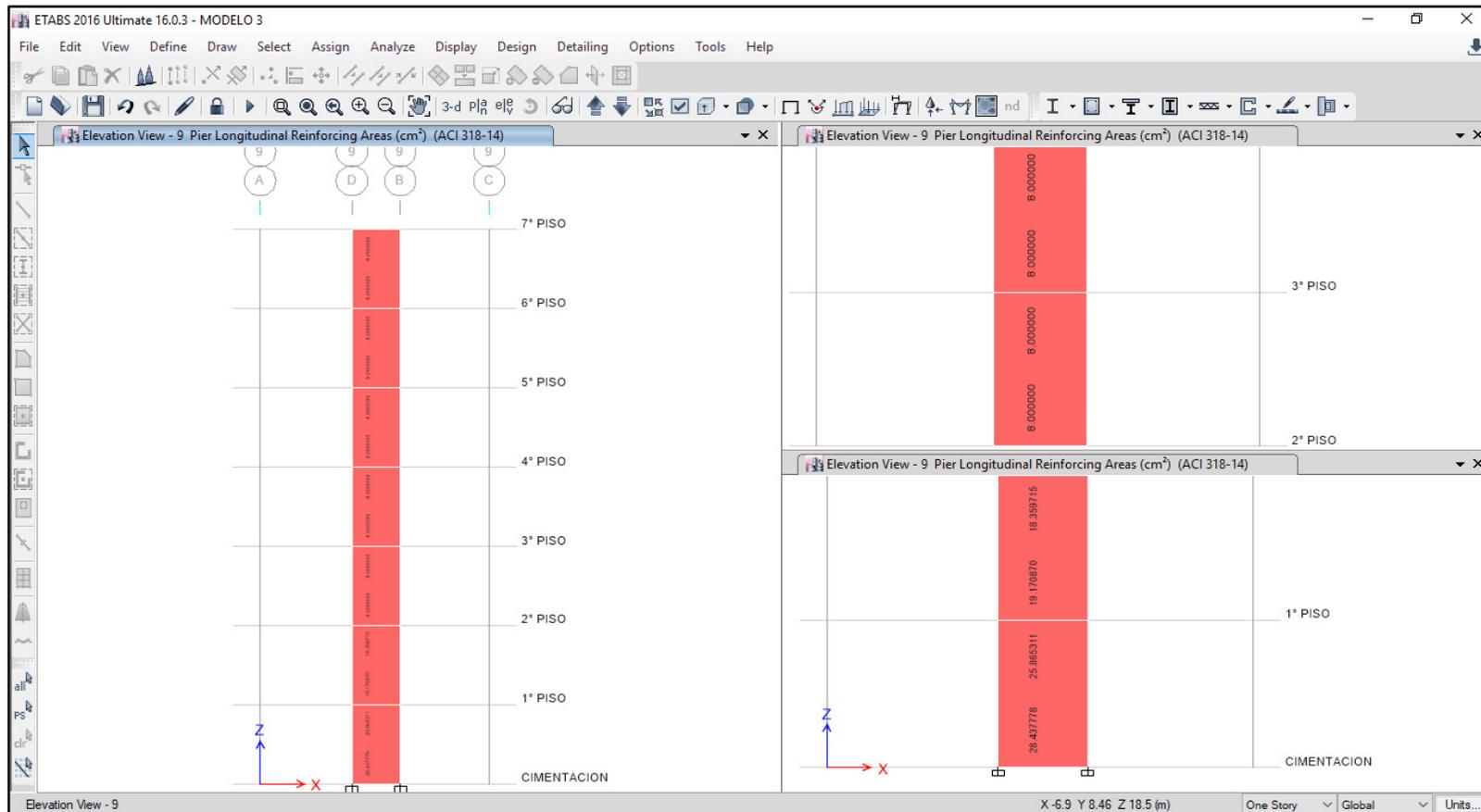
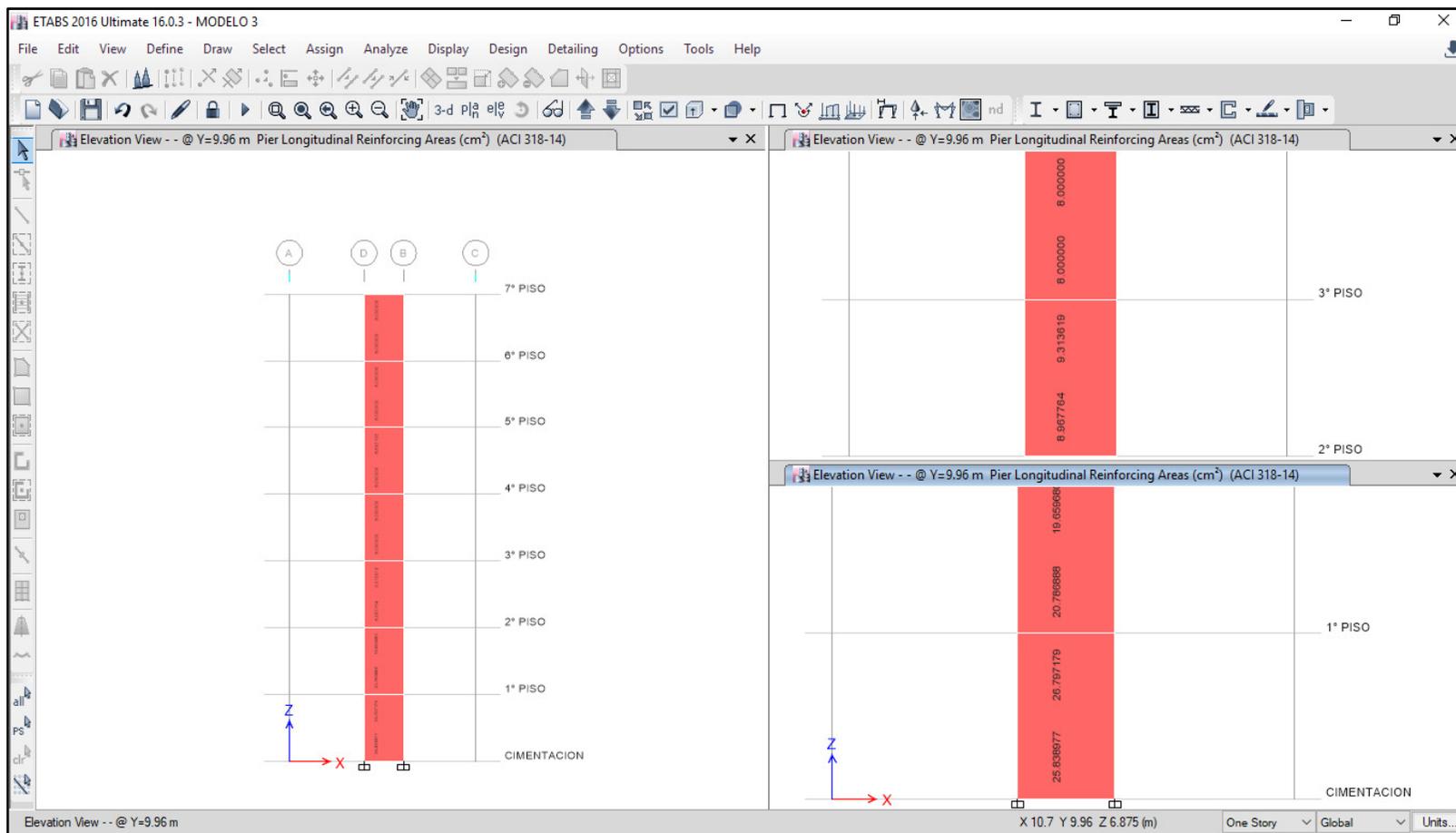


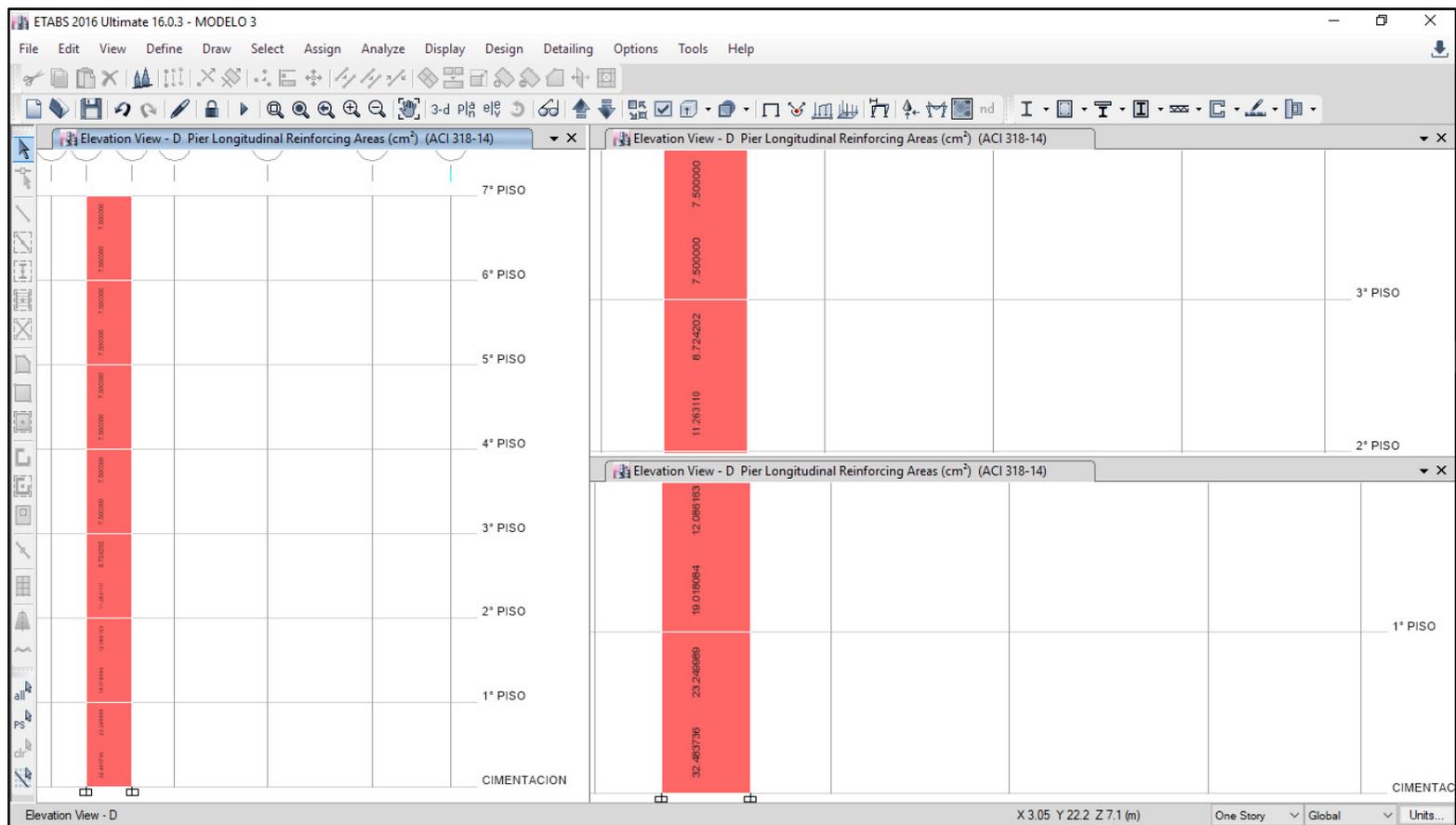
FIGURA 39: VERIFICACION DE DISEÑO DE PLACA EN ASENSOR EJE Y-Y

**ASCENSOR EJE Y-Y:** Planta general, y algunas vistas ampliadas. (A partir del TERCER piso se mantiene constante la cantidad de acero que requiere la placa)



**FIGURA 40: VERIFICACION DE DISEÑO DE PLACA EN ASCENSOR EJE Y-Y**

**ASCENSOR EJE X-X:** Planta general, y algunas vistas ampliadas. (A partir del TERCER piso se mantiene constante la cantidad de acero que requiere la placa)



**FIGURA 41: VERIFICACION DE DISEÑO DE PLACA EN ASENSOR EJE X-X**

## 2.2.11. METRADO DE MATERIALES

Una vez culminado el diseño en concreto armado se procederá a hacer un análisis comparativo de la cantidad de material necesario para cada suelo. Se realizara el metrado de los elementos estructurales (vigas, placas, zapatas y losas de cimentación)

### 2.2.11.1. METRADO DE VIGAS

CUADRO 34: RESUMEN DE METRADO EN VIGAS

CONCRETO EN VIGAS PARA S3 Y S2	
TIPO	CONCRETO (m3)
1° NIVEL	
0.30 x 0.40	4.90
0.30 x 0.30	4.04
0.25 x 0.20	0.22
2°,3°,4°,5° y 6° NIVEL	
0.30 x 0.40	24.48
0.30 x 0.30	20.24
0.25 x 0.20	1.08
AZOTEA	
0.30 x 0.40	3.26
0.30 x 0.30	2.49
<b>TOTAL</b>	<b>60.71</b>

ACERO EN VIGAS PARA S3 Y S2 (kg)				
1°,2°,3°,4°,5° y 6° NIVEL				
TIPO	Ø 1/2	Ø 5/8	Ø 3/4	Ø 3/8
VS (0.30 x 0.30)	211.68			
VP 01 (0.30 x 0.40)	67.20	35.15	25.40	
VP 02 (0.30 x 0.40)	157.08	69.07		
VP 03 (0.30 x 0.30)	16.75			
V (0.20 x 0.20)	27.40			
VA (0.25 x 0.20)	22.00			
VB (0.15 x 0.20)				42.34
AZOTEA				
TIPO	Ø 1/2	Ø 5/8	Ø 3/4	Ø 3/8
VS (0.30 x 0.30)	132.12			
VP 01 (0.30 x 0.40)	33.60	17.58	12.70	
VP 02 (0.30 x 0.40)	117.81	51.80		
V (0.20 x 0.20)	16.75			
VB (0.15 x 0.20)			14.78	
<b>TOTAL</b>	<b>1071.21</b>			

ACERO EN ESTRIBOS DE VIGAS PARA S3 Y S2	
DIAMETRO	PESO (kg)
∅ 3/8	3790.37

## 2.2.11.2. METRADO DE COLUMNAS

CUADRO 35: RESUMEN DE METRADO EN COLUMNAS

CONCRETO EN COLUMNAS PARA S3 Y S2	
TIPO	CONCRETO (m3)
1° NIVEL	
C-1	2.25
C-2	6.99
C-3	0.56
2°,3°,4°,5° y 6° NIVEL	
C-1	10.69
C-2	33.26
C-3	2.67
AZOTEA	
C-1	1.6
C-2	4.28
<b>TOTAL</b>	<b>62.30</b>

ACERO EN COLUMNAS PARA S3 Y S2		
1°,2°,3°,4°,5° y 6° NIVEL		
TIPO	∅ 1/2	∅ 5/8
C - 01	200.93	943.76
C - 02	703.26	2202.12
C - 03	100.47	314.59
AZOTEA		
TIPO	∅ 1/2	∅ 5/8
C - 01	21.8	102.39
C - 02	65.40	204.79
<b>TOTAL (kg)</b>	<b>4859.51</b>	

ACERO EN ESTRIBOS DE COLUMNAS PARA S3 Y S2	
DIAMETRO	PESO (kg)
∅ 3/8	3197.82

### 2.2.11.3. METRADO DE LOSA ALIGERADA

CUADRO 36: RESUMEN DE METRADO EN LOSA ALIGERADA

CONCRETO EN LOSA ALIGERADA PARA S3 Y S2	
ESPESOR	CONCRETO (m3)
1° NIVEL	
e = 0.20	8.62
2°,3°,4°,5° y 6° NIVEL	
e = 0.20	43.09
AZOTEA	
e= 0.20	5.33
<b>TOTAL</b>	<b>57.04</b>

ACERO EN LOSA ALIGERADA PARA S3 Y S2 (kg)			
1° NIVEL			
ACERO	Ø 1/2	Ø 5/8	Ø 1/4
	256.58	95.23	110.79
2°,3°,4°,5° y 6° NIVEL			
ACERO	Ø 1/2	Ø 5/8	Ø 1/4
	1390.9	476.15	571.8
AZOTEA			
ACERO	Ø 1/2	Ø 5/8	Ø 3/4
	142.10	44.80	69.25
<b>TOTAL</b>	<b>3157.60</b>		

### 2.2.11.4. METRADO DE CIMENTACION

#### ➤ METRADO DE CIMENTACIONES EN S3

CUADRO 37: RESUMEN DE METRADO EN CIMENTACIÓN DEL SUELO S3

CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION PARA S3	
TIPO	CONCRETO (m3)
VC-01	11.42
<b>TOTAL</b>	<b>11.42</b>

ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION PARA S3	
DIAMETRO	PESO (kg)
Ø 5/8	1299.95

ACERO PARA ESTRIBOS EN VIGAS DE CIMENTACION PARA S3	
DIAMETRO	PESO (kg)
Ø 3/8	519.90

<b>CONCRETO EN ZAPATAS PARA S2</b>	
TIPO	CONCRETO (m3)
Z - 1	4.80
Z - 2	20.16
Z - 3	7.50
Z - 4	11.68
Z - 5	3.51
<b>TOTAL</b>	<b>47.65</b>

<b>ACERO EN ZAPATAS PARA S2</b>	
DIAMETRO	PESO (kg)
∅ 3/4	779.52

### ➤ **METRADO DE CIMENTACIONES EN S2**

CUADRO 38: RESUMEN DE METRADO EN CIMENTACIÓN DEL SUELO S2

<b>CONCRETO EN LOSA DE CIMENTACION PARA S2</b>	
TIPO	CONCRETO (m3)
LOSA	89.14
<b>TOTAL</b>	<b>89.14</b>

<b>ACERO EN LOSA DE CIMENTACION PARA S2</b>	
DIAMETRO	PESO (kg)
∅ 3/4	4470.30

## **2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES**

### **2.3.1 FUNDAMENTOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS**

La estructuración de un edificio es la primera etapa del diseño estructural. En ella se define el tamaño y la forma del edificio, la naturaleza, tamaño y ubicación de todos los elementos estructurales. Así como la naturaleza, tamaño y ubicación de todos los elementos no estructurales que puedan influir en el comportamiento de la estructura.

Comprende la definición de geometría general de la estructura (tanto en planta como en elevación), se establecen los materiales a emplear (concreto reforzado, mampostería reforzada, acero estructural, etc.) se determinan los sistemas estructurales resistentes tanto a cargas gravitacionales como sísmicas, se establecen los claros de

vigas, tableros de losas y las alturas libres de los entrepisos, se proponen secciones y dimensiones tentativas de los elementos estructurales, se conceptualizan los tipos de uniones entre ellos, se definen los elementos no estructurales y su sistema de fijación a la estructura.

### **2.3.2 CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL**

Son las consideraciones que deben tomarse en cuenta al momento de proceder a la estructuración de un edificio. Si estas nociones son aplicadas correctamente podremos obtener edificios bien concebidos estructuralmente. Los primeros aspectos se relacionan con la naturaleza de los movimientos sísmicos.

### **2.3.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS EDIFICACIONES**

#### **✓ INERCIA**

Propiedad de la materia de resistencia al movimiento o cambio de dirección del mismo. La inercia de una edificación es proporcional a su masa y las fuerzas a aplicar para simular un sismo en un modelo son un porcentaje del peso total de la estructura.

#### **✓ PERÍODO**

Intervalo de tiempo en el cual un sistema masa-resorte completa un ciclo completo de tiempo. La mayoría de modelos dinámicos en estructuras se reducen básicamente a sistemas de este tipo. Cuando el periodo de movimiento de una estructura coincide con el periodo del suelo se produce resonancia, en la que el suelo y estructura actúan como conjunto provocando mayor amplificación de fuerzas dinámicas sobre la edificación.

#### **✓ AMORTIGUAMIENTO**

Mecanismo mediante el cual un sistema masa-resorte disipa energía y vuelve a su estado original de reposo. El valor numérico del amortiguamiento corresponde a un porcentaje del amortiguamiento crítico, el cual consiste en el valor de amortiguamiento que en un sistema masa-resorte regresa al estado estático al ser trasladado fuera de su posición de reposo. En las estructuras, el amortiguamiento es

proporcionado por el rango elástico de deformación de las vigas y columnas.

✓ **DUCTILIDAD**

Propiedad de la materia que permite su deformación sin que la misma se rompa o astille. En estructuras, la ductilidad se utiliza, como mecanismo de disipación de energía, para evitar el colapso de la edificación cuando se ha excedido su capacidad estimada de carga lateral o vertical.

En un sismo, las cargas laterales reales pueden exceder los valores estimados en el cálculo, proporcionando de esta manera, la ductilidad de los miembros estructurales, el mecanismo último de disipación de energía.

✓ **RIGIDEZ**

La rigidez es la capacidad de resistencia de un cuerpo a cambiar por la acción de fuerzas exteriores sobre el mismo. En estructuras el concepto de rigidez es relativo a la capacidad de deformación de un miembro estructural (viga, columna, muro) ante la acción de fuerzas externas.

Analizando nuevamente el sistema masa-resorte, la rigidez, corresponde al elemento elástico, que reduce las desviaciones laterales a diferencia del amortiguador, que disipa la energía, para que el sistema vuelva al reposo.

La importancia del concepto, radica en que la rigidez determina las deflexiones que presenta un miembro ante cargas externas y es por eso que la mayoría de métodos de análisis estructurales utilizan matrices de rigideces para cuantificar fuerzas internas de una estructura. Toda deformación de un miembro es proporcional a su rigidez.

Este postulado es especialmente importante en los desplazamientos laterales producidos por un sismo. Ya que un sistema de marcos generalmente se encuentra sujeto por una losa (diafragma

rígido), que ocasiona que la distribución de fuerzas sea proporcional a la rigidez de cada tramo.

#### **2.3.4 ELEMENTOS QUE INTEGRAN EL SISTEMA**

Generalmente las estructuras de los edificios están constituidas por una retícula ortogonal en tres direcciones: Verticales definida por las columnas y horizontales definidas por las vigas. Cuando los marcos forman ángulos rectos, intentar hacer un análisis tridimensional puede resultar laborioso e impráctico (si no se hace con un software adecuado), por lo que el problema se puede reducir a un sistema de marcos planos en dos direcciones que da por resultado una forma aproximada de análisis simplificado aceptable.

##### **✓ CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ**

El centro de masa (C.M.) es el centro de gravedad de las cargas verticales de un nivel, si están distribuidas uniformemente, el centro de masas, coincide con el centroide geométrico de la planta del piso, y será el punto donde se considera aplicada la fuerza horizontal que incide en ese nivel. El centro de rigidez (C.R.) de un nivel, será el centro de gravedad de las rigideces de los elementos que definen la conformación estructural (muros y columnas).

##### **✓ MARCOS Y MUROS AISLADOS**

Es importante conocer las características con que deben contar los marcos y muros considerados como elementos aislados, para esperar de los mismos un comportamiento estructural satisfactorio, bajo efectos sísmicos. Al igual que en el conjunto de la planta los elementos sismorresistente verticales aislados, deben contar con simetría y continuidad.

Al limitar la altura del marco o muro con relación al ancho, se tiene por objeto que el sistema cuente con cierta rigidez que atenúa efectos de volteo y los desplazamientos laterales excesivos.

### 2.3.5 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas de gravedad y de sismo que se utilizaron para el análisis estructural de la edificación y en el diseño de los diferentes elementos estructurales, cumplen con la Norma Técnica de Edificaciones E-020 Cargas (N.T.E. E-020) y con la Norma Técnica de Edificaciones E-030 Diseño Sismorresistente (N.T.E. E-030). Se consideraron tres tipos de cargas:

- ✓ **Carga Muerta (CM):** Estas son cargas permanentes que la estructura soporta. Considera el peso real de los materiales que conforman la edificación, dispositivos de servicio y equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio.

Para nuestro caso tenemos las siguientes cargas:

- Concreto Armado [2.40 ton/m<sup>3</sup>]
- Losa Aligerada [(h=0.20 m) 0.30 ton/m<sup>2</sup>]
- Piso Terminado [(e = 5 cm.) 0.10 ton/m<sup>2</sup>]
- Tabique [(unidad hueca tubular) 14 kg/(m<sup>2</sup> x cm)]

- ✓ **Carga Viva (CV):** Es el peso eventual de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación. También llamada sobrecarga, se calcula como una carga uniformemente distribuida basándose en un peso unitario por m<sup>2</sup> proporcionado por la N.T.E. E-020.

Para nuestro caso tenemos las siguientes cargas:

- Aulas 0.25 ton/m<sup>2</sup>
- Techo 0.10 ton/m<sup>2</sup>
- Corredores y escaleras 0.40 ton/m<sup>2</sup>

- ✓ **Carga de Sismo (CS):** Es la carga que se genera debido a la acción sísmica sobre la estructura. La carga sísmica se obtiene mediante el análisis estático y dinámico. Usaremos el programa ETABS para el análisis sísmico de la estructura.

## **2.4 HIPOTESIS**

### **2.4.1 HIPOTESIS GENERAL**

El tipo de suelo influye significativamente en el diseño estructural de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018.

### **2.4.2 HIPOTESIS ESPECÍFICO**

- ✓ El tipo de suelo influye significativamente en el tipo de cimentación de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018
- ✓ El tipo de suelo influye significativamente en el análisis sísmico de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018
- ✓ El tipo de suelo influye significativamente en el metrado de estructuras de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018.

## **2.5 VARIABLES**

### **2.5.1 VARIABLE INDEPENDIENTE**

- ✓ X: Tipo de suelo de fundación del Distrito de Amarilis, en las zonas del Centro Poblado de la Esperanza y del Asentamiento Humano San Luis sector 2.

### **2.5.2 VARIABLE DEPENDIENTE**

- ✓ Y: Diseño estructural de edificación de siete niveles en ambas zonas de estudios.

## 2.6 OPERACIONALIZACION DE VARIABLES

CUADRO 39: OPERACIONALIZACION DE VARIABLES

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES
<b>Variable Dependiente</b> <b>X: Suelo de fundacion</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Clasificación de suelos</li> <li>• Capacidad Portante</li> <li>• Peso específico</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Contenido de Humedad (NTP 339.127 – ASTM D2216)</li> <li>• Análisis Granulométrico (NTP 339.128 – ASTM D422)</li> <li>• Limite Líquido y Limite Plástico (NTP 339.129 – ASTM D4318)</li> <li>• Peso Especifico (NTP 339.131 – ASTM D854)</li> <li>• Clasificación Unificada de Suelos SUCS (NTP 339.134 – ASTM D2487)</li> <li>• Corte Directo (NTP 339.171 – ASTM D3080)</li> </ul>
<b>Variable Independiente</b> <b>Y: Diseño Estructural</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tipo de Cimentación</li> <li>• Análisis sísmico</li> <li>• Metrado de la estructura.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Norma E-020 “Cargas”</li> <li>• Norma E-030 “Diseño Sismoresistente”</li> <li>• Norma E-050 “Suelos y Cimentaciones”</li> <li>• Norma E-060 “Concreto Armado”</li> <li>• Programa ETABS</li> </ul>

## CAPITULO III

### METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

#### 3.1 ENFOQUE DE INVESTIGACIÓN

El Ing. Manuel Borja Suarez en su texto: “Metodología de la Investigación Científica para Ingenieros” (2012 – pág. 11) describe lo siguiente: Según la información analizada, la investigación se puede clasificar en cualitativa y cuantitativa. Estos dos enfoques son importantes ya que han realizado notables aportes al avance del conocimiento.

El siguiente Trabajo de investigación se encuentra en la **Investigación cuantitativa**, ya que plantea dar a conocer una realidad a través de la recolección y análisis de datos, con las que se podría contestar las preguntas de la investigación y probar las hipótesis.

#### 3.2 NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El presente trabajo de investigación se ubica en el nivel de Investigación Descriptivo tomando como referencia al Ing. Manuel Borja Suarez en su texto: “Metodología de la Investigación Científica para Ingenieros” (2012 – pág. 30)

**Investigación Descriptiva:** Es aquella investigación que busca describir determinadas características del objeto de estudio, en el siguiente trabajo de investigación se busca describir la influencia del tipo de suelo en el diseño estructural de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis.

#### 3.3 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

En el diseño de investigación de acuerdo a la metodología para demostrar la hipótesis se encuentran la investigación no experimental y la investigación experimental.

El presente trabajo de investigación está dentro de la **investigación no experimental** por que se realiza sin manipular las variables, se basa fundamentalmente en la observación de fenómenos tal y como se dan en su contexto natural para después analizarlos. En

este caso se obtendrá la capacidad portante del terreno, que será un dato real sin ninguna modificación. EL diseño estructural dependerá del dato que proporcione la capacidad portante del terreno.

### **3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA**

- ✓ **POBLACION:** Es el conjunto de elementos que serán motivo de estudio, en nuestro caso la población serán todas las edificaciones del distrito de Amarilis
- ✓ **MUESTRA:** Es la parte representativa de la población, en el siguiente proyecto la muestra será tomada en edificaciones de siete niveles del distrito de Amarilis.

### **3.5 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN**

#### **3.5.1 PARA LA RECOLECCIÓN DE LOS DATOS**

- ✓ **OBSERVACION:** Para este proyecto de investigación, todos los datos observados serán plasmados en formatos adecuados de recolección de información para su posterior análisis. La técnica de observación sirvió para hacer una inspección visual de la zona donde se realizará el proyecto, de los estratos del terreno donde se cimentara la edificación.

Los recursos auxiliares de la observación fueron las fotografías, grabaciones, fichas, listas de chequeo de datos.

- ✓ **FORMATOS:** Los formatos como instrumentos sirvieron para registrar los datos de los ensayos de Mecánica de Suelos para su posterior análisis, para poder llegar a los objetivos de la investigación.

#### **3.5.2 PARA LA PRESENTACIÓN DE LOS DATOS**

Para los resultados serán mostrados en tablas, histogramas de frecuencia en forma de barras y gráficos de líneas, seguidamente se procederán a analizarlos e interpretarlos estadísticamente que nos permitirá visualizar los resultados de la investigación.

### **3.5.3 PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACION DE LOS DATOS**

Para procesar los datos se utilizarán los programas informáticos como Excel, Etabs, presentándose los resultados en cuadros comparativos, tomando a consideración las variables de investigación.

## CAPITULO IV

### RESULTADOS

#### 4.1 PROCESAMIENTO DE DATOS

##### 4.1.1 ESTUDIO MECANICA DE SUELOS

Se realizaron los siguientes ensayos de mecánica de suelos en el laboratorio de la Universidad de Huánuco.

- Ensayo de Análisis Granulométrico.
- Ensayo de Contenido de Humedad.
- Clasificación de suelos.
- Ensayo de Determinación del Límite Líquido.
- Ensayo de Determinación del Límite plástico.
- Ensayo de Peso Específico.
- Ensayo de Corte Directo.

**CUADRO N° RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO PARA LA CLASIFICACIÓN DE SUELOS**

UBICACION	LIMITES DE CONSISTENCIA			W	GRAVAS	ARENAS	FINOS	CLASIFICACIÓN	
	LL	LP	IP	%	%	%	%	SUCS	AASHTO
<b>AA.HH. SAN LUIS</b>	19.25	15.5	3.75	11.79	11.15	38.64	50.21	ML	A-4-(0)
<b>C.P. LA ESPERANZA</b>	5.75	NP	NP	8.48	73.00	26.10	0.90	GW	A-1-a(0)

De los ensayos realizados al suelo del AA.HH. San Luis Sector 2 se tiene los siguientes resultados:

- ✓ Con respecto a la clasificación SUCS (Sistema unificado de clasificación de suelos), es un suelo GW (Grava bien graduada).
- ✓ Con respecto a la clasificación AASHTO (American Association of State Highway and transportation Officials), existe un grupo de suelos A-1-a(0) arenas y gravas, son suelos excelentes a buenos.

De los ensayos realizados al suelo del C.P. La Esperanza se tiene los siguientes resultados:

- ✓ Con respecto a la clasificación SUCS (Sistema unificado de clasificación

de suelos), es un suelo ML (Limos inorgánicos de baja plasticidad).

- ✓ Con respecto a la clasificación AASHTO (American Association of State Highway and transportation Officials), existe un grupo de suelos A-4-(0) suelos limosos, son suelos regulares a malo.

CUADRO N° RESULTADOS DE ENSAYO DE CORTE DIRECTO PARA CALCULAR LA CAPACIDAD PORTANTE

UBICACION	TIPO DE SUELO	COHESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	ANGULO DE FRICCIÓN (°)	PESO ESPECÍFICO (g/cm <sup>3</sup> )	CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm <sup>2</sup> )
AA.HH. SAN LUIS	S3	0.01794	21.31	1.684	0.83
C.P. LA ESPERANZA	S2	0.0004	30.80	2.00	2.74

GRAFICO 4: HISTOGRAMA DE LOS RESULTADOS DE CAPACIDAD PORTANTE REALIZADO A AMBOS SUELOS

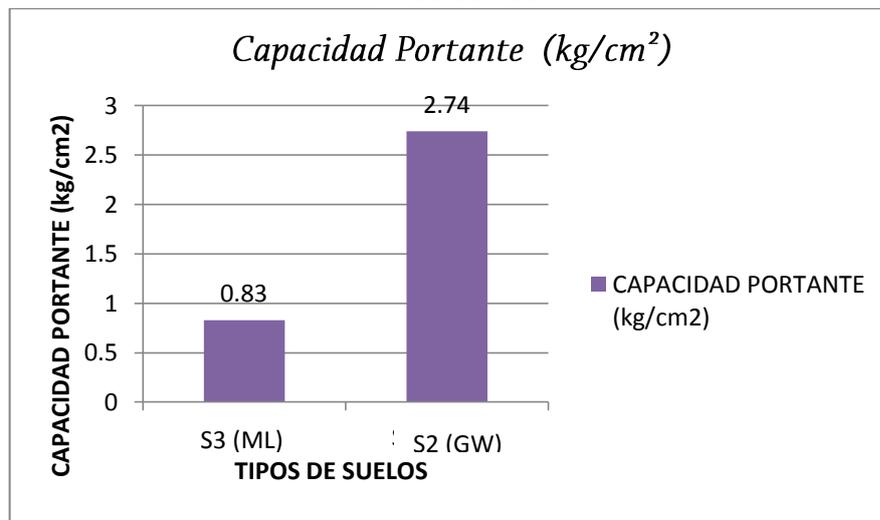
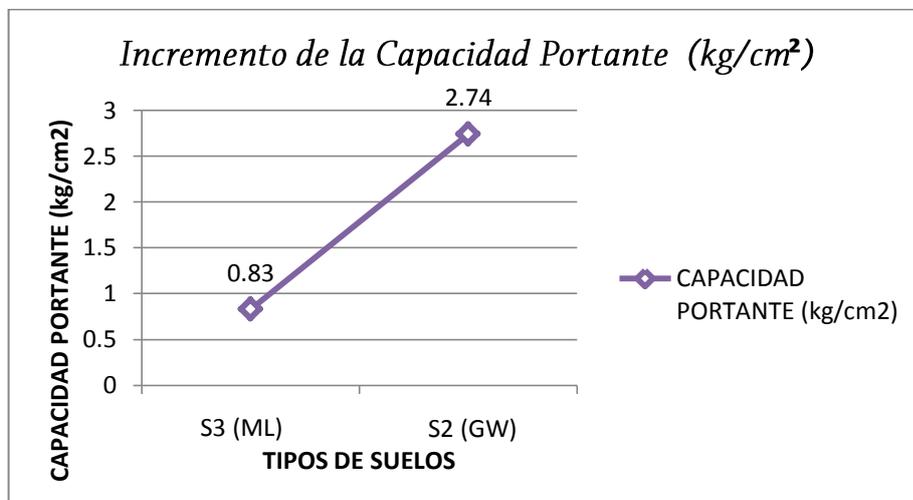


GRAFICO 5: TENDENCIA DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO S3 (ML) Y S2 (GW)



$$\frac{\text{Cap. Portante S2}}{\text{Cap. Portante S3}} = \frac{2.74}{0.83} = 3.301 \quad \therefore 230.10 \% \text{ Mayor}$$

De acuerdo a los datos obtenidos se puede concluir que el suelos S2 es 230.10% mayor en cuando a la capacidad portante.

## 4.1.2 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

### 4.1.2.1 DESPLAZAMIENTOS

Se tomó en cuenta que la deriva cumpla con las Especificaciones de la Norma de ser  $< 0.007$  para el caso de concreto armado, se observa que los desplazamientos en la dirección Y-Y se incrementa en 22.04% mientras que en la dirección X-X se nota un incremento al 46.96% del suelo S2 al suelo S3.

CUADRO 40: DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS

Suelo	Deriva Máxima X-X	Desplazamiento Máximo X-X (cm)	Desplazamiento Máximo Y-Y (cm)
S3 (ML)	0.0065	10.39	6.70
S2 (GW)	0.0057	7.07	5.49

### 4.1.2.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

#### ✓ VIGAS

VIGAS	
CONCRETO (m3)	ACERO (Kg)
60.71	4861.68

#### ✓ COLUMNAS

COLUMNAS	
CONCRETO (m3)	ACERO (Kg)
62.30	8057.33

#### ✓ LOSA ALIGERADA

LOSA ALIGERADA	
CONCRETO (m3)	ACERO (Kg)
57.04	3157.60

#### ✓ CIMENTACIONES

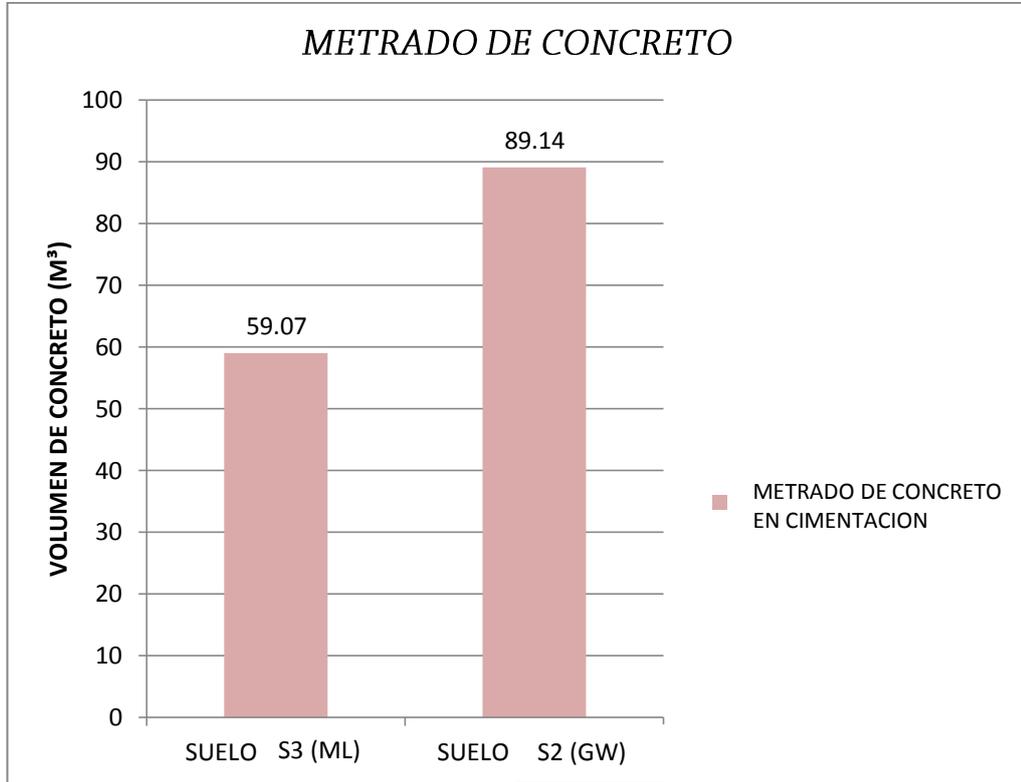
##### ➤ PARA S3

PARA S3	
CONCRETO (m3)	ACERO (Kg)
59.07	2599.37

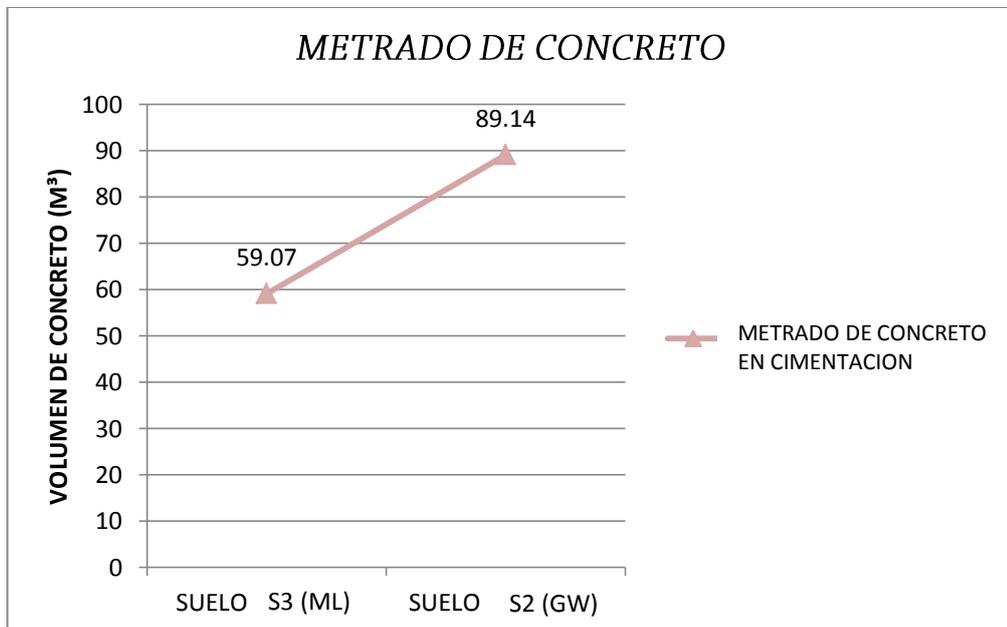
➤ **PARA S2**

PARA S2	
CONCRETO (m3)	ACERO (Kg)
89.14	4470.30

**GRAFICO 6: HISTOGRAMA DE LOS RESULTADOS DEL METRADO DE CONCRETO**



**GRAFICO 7: TENDENCIA DE LOS RESULTADOS DEL METRADO DE CONCRETO**



$$\frac{\text{Vol. de Concreto S3}}{\text{Vol. de Concreto S2}} = \frac{89.14}{59.07} = 1.509 \quad \therefore 50.90 \% \text{ Mayor}$$

De acuerdo a los datos obtenidos se puede concluir que en la edificación del Suelo S3 se usara el 50.09% más de volumen de concreto en comparación al Suelo S2

GRAFICO 8: HISTOGRAMA DE LOS RESULTADOS DEL METRADO DE ACERO

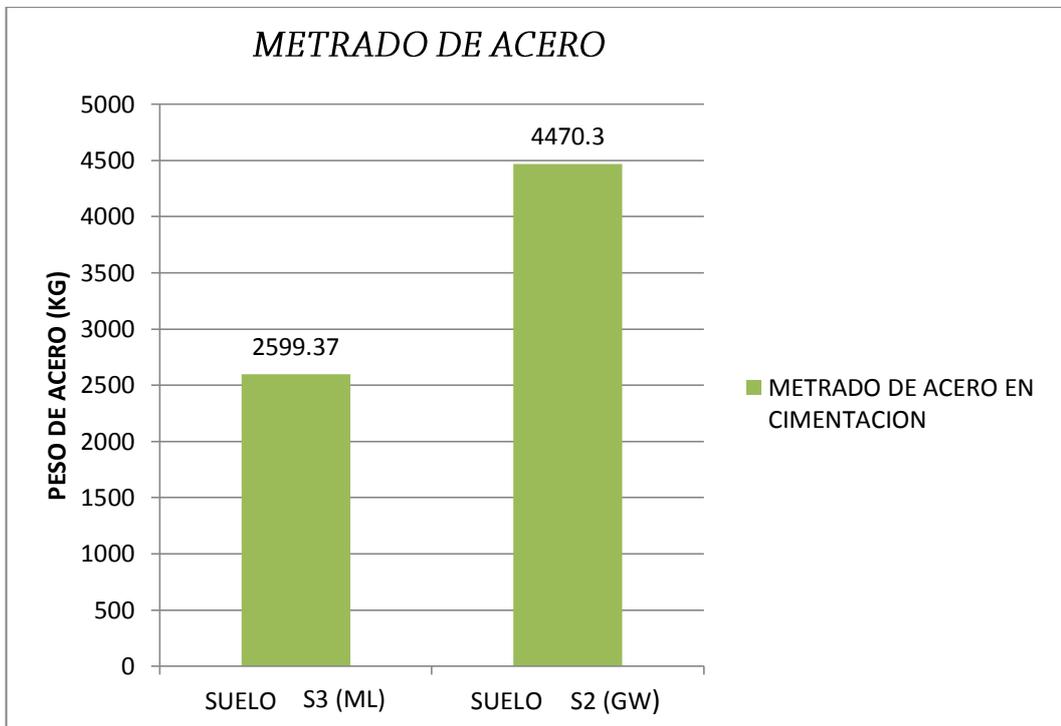
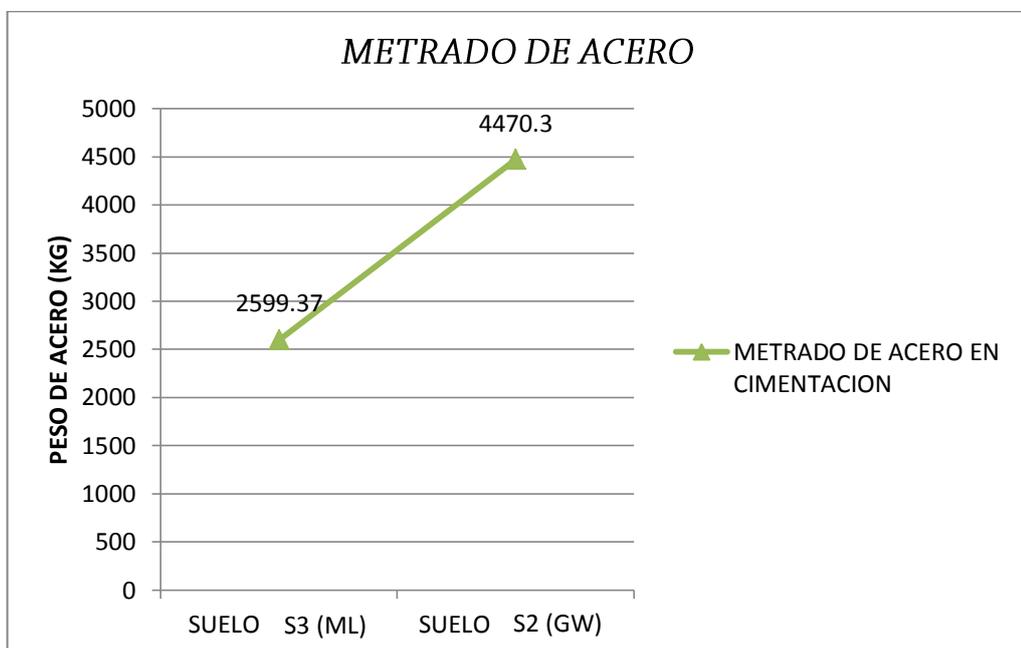


GRAFICO 9: TENDENCIA DE LOS RESULTADOS DEL METRADO DE ACERO



$$\frac{\text{Peso de Acero S3}}{\text{Peso de Acero S2}} = \frac{4470.3}{2599.37} = 1.72 \quad \therefore 72.00 \% \text{ Mayor}$$

De acuerdo a los datos obtenidos se puede concluir que en la edificación del Suelo S3 se usara el 72.00 % más acero en comparación al Suelo S2

## **4.2 CONTRASTACIÓN DE HIPOTESIS Y PRUEBA DE HIPOTESIS**

### **4.2.1 HIPOTESIS GENERAL**

El tipo de suelo influye significativamente en el diseño estructural de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018.

### **4.2.2 CONTRASTACIÓN DE HIPOTESIS GENERAL**

El tipo de suelo influye significativamente en el diseño estructural de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018. Ya que al contar con los resultados de los Estudios de Mecánica de Suelos se define las propiedades físicas y mecánicas de los suelos de fundación de la estructura, tales propiedades definirán las dimensiones y el refuerzo de los elementos estructurales y con más énfasis en el diseño de cimentaciones.

### **4.2.3 HIPOTESIS ESPECÍFICA Nº 1**

El tipo de suelo influye significativamente en el tipo de cimentación de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018

### **4.2.4 CONTRASTACION DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA Nº 1**

El tipo de suelo influye significativamente en el tipo de cimentación de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018. Ya que en la parte de cimentaciones, en el suelo del Asentamiento Humano San Luis Sector 2 se considera una losa de cimentación y en el Suelo del Centro Poblado La Esperanza se consideran zapatas aisladas, combinadas y conectadas.

### **4.2.5 HIPOTESIS ESPECÍFICA Nº 2**

El tipo de suelo influye significativamente en el análisis sísmico de

edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018

#### **4.2.6 CONTRASTACION DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA N° 2**

El tipo de suelo influye significativamente en el análisis sísmico de edificaciones en el distrito de Amarilis – 2018. Ya que los desplazamientos en la dirección Y-Y se incrementa en 22.04% mientras que en la dirección X-X se nota un incremento al 46.96% del suelo S2 al suelo S3.

#### **4.2.7 HIPOTESIS ESPECÍFICA N° 3**

El tipo de suelo influye significativamente en el metrado de estructuras de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018.

#### **4.2.8 CONTRASTACION DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA N° 3**

El tipo de suelo influye significativamente en el metrado de estructuras de dos edificaciones en el distrito de Amarilis – 2018. El metrado del CC-PP La Esperanza (S2) si fue menor en comparación al suelo del AA.HH San Luis Sector 2 (S3)

El metrado total de acero del suelo S3 fue 72.00 % Mayor en comparación al suelo S2

El metrado total de concreto del suelo S3 fue 50.09 % Mayor en comparación al suelo S2.

## **CAPITULO V**

### **CONCLUSIONES**

- Los ensayos realizados en el laboratorio de suelos de la Universidad de Huánuco lograron determinar y analizar de manera detallada las propiedades físicas y mecánicas de los suelos de las zonas de estudio del AA.HH San Luis Sector 2 y CC.PP. La Esperanza.
- El terreno en estudio en ambas ubicaciones (AA.HH. San Luis Sector 2 y El C.P. de La Esperanza) tiene un área de 172.00 m<sup>2</sup>, y tiene forma de un polígono regular de cuatro lados.
- Para la zona de estudio del AA.HH. San Luis Sector 2, debido a las características del suelo se contará con una losa de cimentación a una profundidad de desplante 1.50 m., para una capacidad admisible de:  $Q_{ad} = 0.83 \text{Kg/cm}^2$  y un asentamiento diferencial de 0.929 cm.
- Para zona de estudio del CC.PP. La Esperanza, la cimentación será superficial por medio de zapatas aisladas, combinadas y conectadas en ambas direcciones, desplantada mínima a la profundidad de 1.50 m. con respecto al nivel del terreno, para una capacidad admisible de:  $Q_{ad} = 2.74 \text{Kg/cm}^2$  y un asentamiento diferencial de 1.533 cm.
- En ambas zonas de estudio hasta el nivel de excavación no se encontró nivel freático, solo incrementos de humedad de carácter local
- Al contar con la misma arquitectura, diseño de losas, vigas, columnas y escaleras es el mismo en ambos suelos
- El período fundamental depende de la masa y de la rigidez de la estructura, es independiente del tipo de suelo donde se encuentre. Con el modelo del programa ETABS, en la dirección X-X se tiene un período fundamental de 0.53 segundos y en la dirección Y-Y se tiene un período fundamental de 0.40 segundos.
- En los dos suelos, la estructura es regular y la deriva es menor a la permisible.

- Las columnas reciben las cargas de gravedad y pequeñas cargas sísmicas. El predimensionamiento de los elementos estructurales fue el adecuado cumpliendo las cuantías mínimas para generar poca congestión del acero.
- La resistencia del suelo S3 es 0.83 Kg/cm<sup>2</sup> y del suelos S2 es 2.74 Kg/cm<sup>2</sup>. Al tener capacidades de resistencia distinta, los metrados en cuanto a acero y concreto serán diferentes. El suelo con menos resistencia lo que implica más cantidad de acero y concreto. El suelo S3 requiere 72.00 % más cantidad de acero y 50.09 % más de concreto.
- Todas las hipótesis fueron comprobadas.

## RECOMENDACIONES

- Los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos solo son válidos para el proyecto “Diseño estructural de una Edificación de siete niveles teniendo en cuenta dos tipos de suelos, en el Distrito de Amarilis, Provincia de Huánuco - Huánuco” o solo para las áreas de estudio que fueron investigados
- Para el terreno del AA.HH. San Luis Sector 2, se recomienda limitar la edificación soportada por zapatas aislada, sin tratamiento previo del terreno.
- Se recomienda realizar una mejora del terreno en el AA.HH. San Luis Sector 2, con el objetivo de incrementar su capacidad portante y reducir el asentamiento.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- NORMA TECNICA PERUANA (1999) Contenido de Humedad Natural, (NTP 339.127).
- NORMA TECNICA PERUANA (1999) Preparación en seco de muestras para el análisis granulométrico y determinación de constantes del suelo (NTP 339.128).
- NORMA TECNICA PERUANA (2001) Análisis Granulométrico (NTP 400.012).
- NORMA TECNICA PERUANA (1999) Clasificación de suelos (NTP 339.134).
- NORMA TECNICA PERUANA (1999) Peso Específico. (NTP 339.131).
- NORMA TECNICA PERUANA (1999) Determinación del límite líquido. (NTP 339.129).
- NORMA TECNICA PERUANA (1999) Método de ensayo normalizado para el ensayo de corte directo en suelos bajo condiciones consolidadas no drenadas (NTP 339.171)
- NORMA TECNICA PERUANA E-020 (2006), Cargas.
- NORMA TECNICA PERUANA E-030 (2016), Diseño Sismo Resistente.
- NORMA TECNICA PERUANA E-050 (2006), Suelos y Cimentaciones.
- NORMA TECNICA PERUANA E-060 (2009), Concreto Armado.
- NORMA TECNICA PERUANA E-070 (2006), Albañilería.
- METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA PARA INGENIEROS (2012) – Manuel Borja S.
- “GUÍA PARA ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO” (2013), Ing. Patricio Marcelo Vasco López
- “CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PARQUEADERO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA EN ESTRUCTURA METÁLICA Y HORMIGÓN ARMADO” (2014), Ing. Miguel Ángel Méndez Peralta y Ing. Christian Manuel Morocho Quizhpi.
- “DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN CONCRETO ARMADO CON UN SÓTANO Y SEIS PISOS, UBICADO EN MIRAFLORES” (2014), Bachiller Gian Betto Ildelfonso Raymundo

# **ANEXOS**

## **INDICE DE ANEXOS**

### **MATRIZ DE CONSISTENCIA**

### **ENSAYOS CERTIFICADOS, REALIZADOS EN LA UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO**

- RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE C-01
- RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE C-02

### **DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

- DISEÑO DE LOSA ALIGERADA
- DISEÑO DE VIGAS
- DISEÑO DE COLUMNAS
- DISEÑO DE ZAPATAS

### **PLANOS**

- PLANOS DE UBICACION
- PLANOS DE ARQUITECTURA
- PLANOS DE ESTRUCTURAS

### **METRADOS**

- METRADOS ESTRUCTURALES - 01
- METRADOS ESTRUCTURALES - 02)

## MATRIZ DE CONSISTENCIA

**TÍTULO DE LA INVESTIGACIÓN: “INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018”**

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	INDICADORES
<p><b>Problema principal</b></p> <p>¿De qué manera influye el tipo de suelo en el diseño estructural de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018?</p>	<p><b>Objetivo General</b></p> <p>Determinar la influencia del tipo de suelo en el diseño estructural de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018</p>	<p><b>Hipótesis general</b></p> <p>El tipo de suelo influye significativamente en el diseño estructural de dos edificaciones en el distrito de Amarilis – 2018</p>	<p><b>Variables independiente:</b> X: Tipo del Suelo de Fundación</p> <p><b>Variable dependiente</b> Y: Diseño estructural</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estudio de Mecánica de Suelos.</li> <li>• Diseño y análisis estructural.</li> </ul>
<p><b>Problemas específicos</b></p>	<p><b>Objetivos específicos</b></p>	<p><b>Hipótesis específicas</b></p>		
<p>¿De qué manera influye el tipo de suelo en el predimensionamiento de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018?</p>	<p>Determinar la influencia del tipo de suelo en el predimensionamiento de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018</p>	<p>El tipo de suelo influye en el predimensionamiento de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018</p>		
<p>¿De qué manera influye el tipo de suelo en el tipo de cimentación de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018?</p>	<p>Determinar la influencia del tipo de suelo en el tipo de cimentación de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018</p>	<p>El tipo de suelo influye significativamente en el tipo de cimentación de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018</p>		
<p>¿De qué manera influye el tipo de suelo en el metrado de estructuras de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018?</p>	<p>Determinar la influencia del tipo de suelo en el metrado de estructuras de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018</p>	<p>El tipo de suelo influye significativamente en el metrado de estructuras de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis – 2018</p>		



# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL



## % HUMEDAD NATURAL Y PESO ESPECÍFICO

"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

<b>Proyecto</b> :	AA.HH. SAN LUIS SECTOR 2 - AMARILIS - HUÁNUCO
<b>Ubicación</b> :	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN
<b>Solicita</b> :	CALICATA - 01
<b>Fecha</b> :	JULIO DEL 2017

### % HUMEDAD NATURAL - ASTM D.2216

Nº Tara	1	2	3	Unidades
Peso de tara	602.10	590.60	598.40	grs.
Peso del suelo humedo + Tara	2489.20	2679.30	2144.90	grs.
Peso del suelo seco + Tara	2289.50	2456.20	1984.30	grs.
Peso del agua	199.70	223.10	160.60	grs.
Peso del suelo seco	1687.40	1865.60	1385.90	grs.
% De Humedad	11.83	11.96	11.59	grs.
<b>Promedio % de Humedad</b>	<b>11.79</b>			<b>%</b>

### PESO ESPECÍFICO DE LOS SOLIDOS ASTM D.854

MUESTRA	M-01	M-02	M-03	Unidades
Peso de Picnómetro	191.3	191.3	191.3	grs.
Volumen dl picnometro	500.0	500.0	500.0	ml.
Peso de Picnómetro + agua	675.3	684.5	679.3	grs.
Peso de Picnómetro + solidos + agua	768.0	776.4	772.6	grs.
Peso del suelo	225.9	230.2	228.1	grs.
(Peso de picnometro + agua)+ Peso de suelo	901.2	914.7	907.4	grs.
Volumen desplazado	133.2	138.3	134.8	cm3
Peso específico del agua	1.0	1.0	1.0	grs/cm3
Peso específico de los solidos	<b>1.696</b>	<b>1.664</b>	<b>1.692</b>	grs/cm3
<b>Promedio de Peso específico de los solidos</b>	<b>1.684</b>			<b>grs/cm3</b>

Resultados	
% de Humedad Natural	11.79%
Peso específico de los solidos	1.684 gr/cm3





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL



## CARACTERIZACION FISICA DE LA MUESTRA - ANALISIS GRANULOMÉTRICO (ASTM D-422)

Proyecto : "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

Ubicación : AA.HH. SAN LUIS SECTOR 2 - AMARILIS - HUÁNUCO

Solicitante : BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

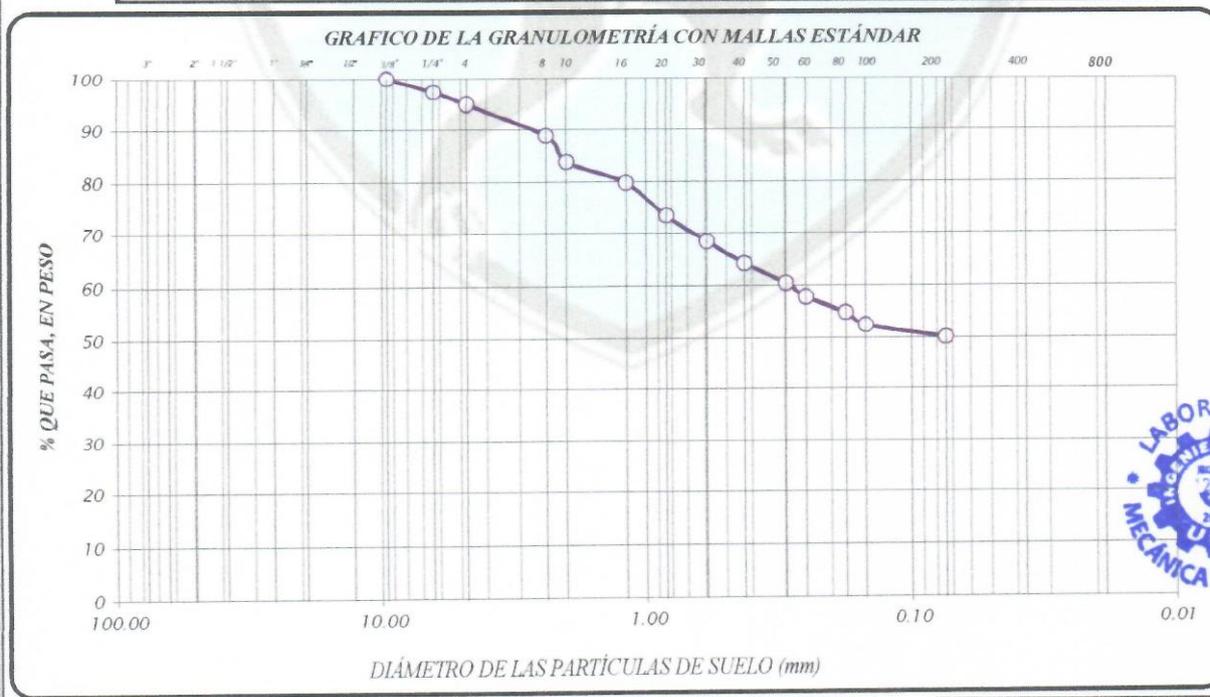
Calicata : CALICATA - 01

Profundidad : 3.00 mt.

Fecha : JULIO DEL 2017

TAMIZ Nº	DIÁMETRO (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	TAMAÑO MÁXIMO
3"	76.200					<b>DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA</b>  Limos de baja plasticidad, con granular equivalente a:  <b>49.79%</b>
2 1/2"	63.500					
2"	50.800					
1 1/2"	38.100					
1"	25.400					
3/4"	19.050					
1/2"	12.700					<b>LIMITES DE CONSISTENCIA</b> Limite Líquido = 19.25 Limite Plástico = 15.50 Índice Plástico = 3.75 Coeficiente de Curvatura = N.P. Coeficiente de Uniformidad = N.P.
3/8"	9.525				100.00	
1/4"	6.350	29.0	2.67	2.67	97.33	
No 4	4.760	25.9	2.38	5.05	94.95	
No 8	2.380	66.3	6.10	11.15	88.85	
No 10	2.000	54.5	5.01	16.16	83.84	
No 16	1.190	44.1	4.06	20.22	79.78	
No 20	0.840	69.9	6.43	26.65	73.35	
No 30	0.590	53.2	4.89	31.55	68.45	
No 40	0.426	45.3	4.17	35.71	64.29	
No 50	0.297	41.1	3.78	39.49	60.51	<b>CLASIFICACIÓN</b> SUCS : ML AASHTO : A - 4 (0)  <b>OBSERVACIONES</b> % de grava = 11.15% % de arena = 49.79% % de limo y arcilla = 50.21% % de humedad = 11.68%
No 60	0.250	27.8	2.56	42.05	57.95	
No 80	0.177	31.9	2.93	44.99	55.01	
No 100	0.149	26.5	2.44	47.42	52.58	
No 200	0.074	25.7	2.36	49.79	50.21	
CAZOLETA	0.000	545.8	50.21	100.00	0.00	
<b>TOTAL</b>		<b>1087.0</b>	<b>100.00</b>			

Grava		Arena			Finos
Gruesa	Fina	Gruesa	Mediana	Fina	Limos y Arcilla





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL



## LIMITES DE CONSISTENCIA (Atterberg) ASTM D-4318

<b>Proyecto</b>	: "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"
<b>Ubicación</b>	: AA.HH. SAN LUIS SECTOR 2 - AMARILIS - HUÁNUCO
<b>Solicitante</b>	: BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN
<b>Calicata</b>	: CALICATA - 01
<b>Profundidad</b>	: 3.00 mt.
<b>Fecha</b>	: JULIO DEL 2017

### ENSAYOS DE PLASTICIDAD - LIMITE LIQUIDO

Nº DE GOLPES	15	23	29	35
Suelo Humedo + Tarro	46.714	47.988	47.744	19.292
Suelo seco + Tarro	43.128	44.222	44.669	16.926
Peso de Tarro	26.870	25.990	27.790	2.857
Peso del Agua	3.586	3.766	3.075	2.366
Peso de Suelo Seco	16.258	18.232	16.879	14.069
HUMEDAD %	22.058	20.658	18.215	16.820

LIMITE LIQUIDO	19.25
----------------	-------

LIMITE PLÁSTICO	15.50
-----------------	-------

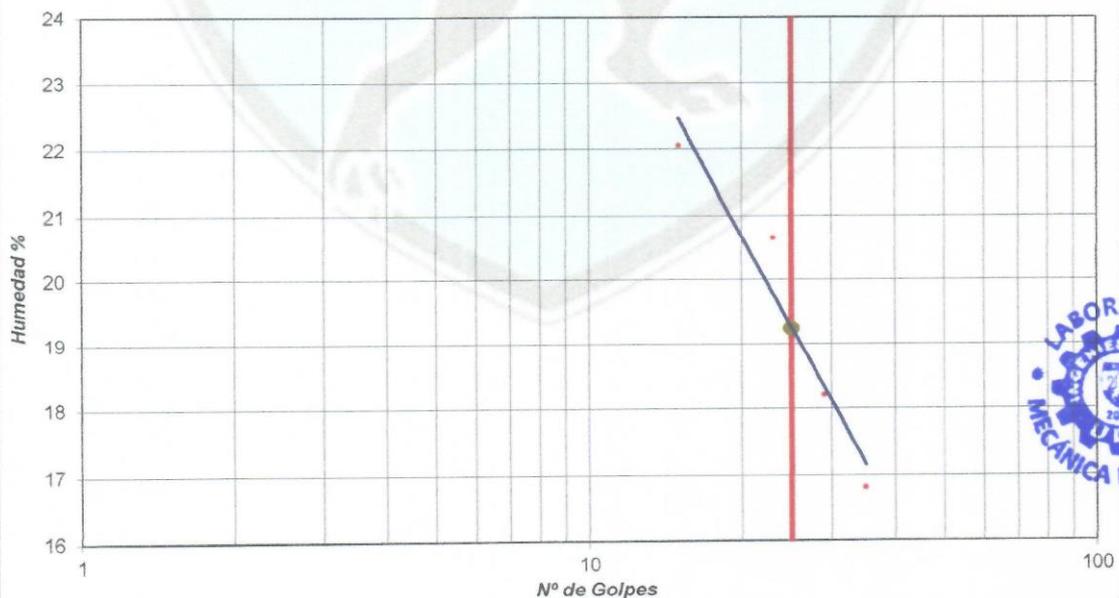
INDICE PLÁSTICO	3.75
-----------------	------

### ENSAYOS DE PLASTICIDAD - LIMITE DE PLASTICO

MUESTRA	01	02	03
Suelo Humedo + Tarro	29.800	32.155	31.680
Suelo seco + Tarro	29.382	31.706	31.369
Peso de Tarro	26.680	28.640	29.470
Peso del Agua	0.418	0.449	0.311
Peso de Suelo Seco	2.702	3.066	1.899
HUMEDAD %	15.487	14.640	16.378

SIMBOLO DEL GRUPO
<b>ML</b>
Limos Inorgánicos y arenas muy finas

### CURVA DE FLUIDEZ





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL  
Estudio y Ensayos en Suelos, Concreto y Rocas



## ENSAYO DE CORTE DIRECTO - LABORATORIO

MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA ENSAYOS DE CORTE DIRECTO DE LOS SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADO Y DRENADO.

**Proyecto:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

**Ubicación:** AA.HH. SAN LUIS SECTOR - 02, DISTRITO DE AMARILIS, PROVINCIA DE HUÁNUCO, REGIÓN HUÁNUCO.

**Solicitante:** BACH. ROJAS SEBASTIAN, ESTEFANI.

**Fecha:** JULIO DEL 2017.

- Referencia:** ASTM D 3080, Standard Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.
- Objeto:** Determinar los parámetros de resistencia ( $\phi$  y  $c$ ) del suelo.
- Equipos:** Máquina de corte, tamices, balanzas, hornas, cargas, cronómetros.
- Datos de muestreo:**

Fecha de exploración:	26/06/2017	Tipo de muestra:	Mit.	Calicata: N°	C - 01
Profundidad de muestreo:	3.00 m	Muestra: N°	M-1,2,3.	Estrato: N°	E - 01
Coordenadas geodésicas:	ESTE: 363998 m	NORTE: 8900331 m		msnm: 1928	18 L
Localización:	<b>AA.HH. SAN LUIS SECTOR - 02</b>				

### 5.- Descripción del tipo de suelo:

Diámetro de las partículas del ensayo  $\phi \leq 4.75$  mm.

Tipo de suelo (SUCS):	-	Densidad relativa de los finos:	-	Tipo de suelo y muestra:  Remoldeado
% Gravas:	-	Límite líquido:	-	
% Arenas:	-	Índice plástico:	-	
% Finos:	-	Contenido de humedad	10.30 %	

### 6.- Control antes del ensayo.

Condiciones de control.		PRIMER ENSAYO	SEGUNDO ENSAYO	TERCER ENSAYO
Masa según estructura a cimentar:		<b>2.0 kg</b>	<b>4.0 kg</b>	<b>8.0 kg</b>
Fuerza o peso normal aplicado:		19.60 kgf	39.20 kgf	78.50 kgf
Contenido de humedad inicial:		10.30 %	10.30 %	10.30 %
Contenido de humedad después:		14.63 %	13.68 %	12.80 %
Densidad de masa de la muestra:		1.79 g/cm <sup>3</sup>	1.71 g/cm <sup>3</sup>	1.82 g/cm <sup>3</sup>
Altura inicial de la muestra:		1.91 cm	1.91 cm	1.91 cm
Altura antes del ensayo:		1.90 cm	1.89 cm	1.86 cm
Longitud inicial antes del ensayo:		6.00 cm	6.00 cm	6.00 cm
Longitud final después del ensayo:		5.64 cm	5.53 cm	5.20 cm
Área del plano de falla inicial:		36.00 cm <sup>2</sup>	36.00 cm <sup>2</sup>	36.00 cm <sup>2</sup>
Área del plano falla al final ensayo:		2.16 cm <sup>2</sup>	2.81 cm <sup>2</sup>	4.79 cm <sup>2</sup>
Consolidación primaria antes del ensayo.	Lectura inicial:	0.00 mm	0.00 mm	0.00 mm
	Lectura final:	0.03 mm	0.19 mm	0.42 mm
	Variación vertical:	0.14 %	1.01 %	2.20 %
Razón del desplazamiento de corte:		0.25 mm/min		
Factor de fuerza cortante:		0.3090800 x L + 1.5569		
Factor dial desplaza. lateral:		0.0020 mm		
Factor dial desplaza. normal:		0.0100 mm		





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL

Estudio y Ensayos en Suelos, Concreto y Rocas



## ENSAYO DE CORTE DIRECTO - LABORATORIO

MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA ENSAYOS DE CORTE DIRECTO DE LOS SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADO Y DRENADO.

**Proyecto:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

**Ubicación:** AA.HH. SAN LUIS SECTOR - 02, DISTRITO DE AMARILIS, PROVINCIA DE HUÁNUCO, REGIÓN HUÁNUCO.

**Solicitante:** BACH. ROJAS SEBASTIAN, ESTEFANI.

**Fecha:** JULIO DEL 2017.

### 7.- Control del ensayo.

Control de ensayo				Lecturas del ensayo (divisiones del dial)								
N°	Desplazamiento lateral relativo	Tiempos de control		PRIMER ENSAYO			SEGUNDO ENSAYO			TERCER ENSAYO		
		minutos	segundos	Lectura para la cortante	Desplazamiento lateral	Desplazamiento o normal	Lectura para la cortante	Desplazamiento lateral	Desplazamiento normal	Lectura para la cortante	Desplazamiento lateral	Desplazamiento normal
0	0.00 %	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.03 %	0.0	4	0.2	9	1	0.5	8	0	1	0	0
2	0.06 %	0.0	9	0.6	18	1	1	17	0	3	0	3
3	0.12 %	0.0	17	1	36	1	2	35	1	5.1	34	3
4	0.21 %	0.0	30	1.2	63	1	3.5	62	1	8.5	61	4
5	0.30 %	0.0	43	1.6	90	1	5	89	1	10.2	88	4
6	0.45 %	1.0	5	2.2	135	1	6.5	134	1	13.1	133	5
7	0.60 %	1.0	26	3	180	1	8.5	179	1	15	178	5
8	0.75 %	1.0	48	4	225	1	10.5	224	2	17.3	223	5
9	0.90 %	2.0	10	4.8	270	1	12	269	2	19.8	268	6
10	1.05 %	2.0	31	5.5	315	1	14	314	2	21.5	313	6
11	1.20 %	2.0	53	6.2	360	2	16	359	3	24	358	6
12	1.50 %	3.0	36	6.8	450	2	18	449	3	26.1	448	7
13	1.80 %	4.0	19	7.4	540	2	20	539	3	30.5	538	7
14	2.10 %	5.0	2	8.1	630	2	22	629	3	33	628	7
15	2.40 %	5.0	46	8.8	720	3	24.5	719	4	35.8	718	7
16	2.70 %	6.0	29	9.6	810	3	26.5	809	4	37.7	808	6
17	3.00 %	7.0	12	10.3	900	3	28	899	4	39.2	898	6
18	3.60 %	8.0	38	11.5	1080	3	29.5	1079	5	42.1	1078	6
19	4.20 %	10.0	5	12	1260	3	31	1259	5	45	1258	6
20	4.80 %	11.0	31	12.5	1440	2	32.5	1439	7	50.8	1438	8
21	5.40 %	12.0	58	13.1	1620	2	34	1619	7	54.8	1618	8
22	6.00 %	14.0	24	12.7	1800	2	35.5	1799	7	62.1	1798	8
23	6.60 %	15.0	50	-	-	-	36	1979	7	66	1978	8
24	7.20 %	17.0	17	-	-	-	35	2159	7	69.1	2158	8
25	7.80 %	18.0	43	-	-	-	34	2339	6	72.8	2338	8
26	8.40 %	20.0	10	-	-	-	-	-	-	76.1	2518	8
27	9.00 %	21.0	36	-	-	-	-	-	-	78.2	2698	8
28	9.60 %	23.0	2	-	-	-	-	-	-	80.5	2878	7
29	10.20 %	24.0	29	-	-	-	-	-	-	82	3058	7
30	10.80 %	25.0	55	-	-	-	-	-	-	83.1	3238	7
31	11.40 %	27.0	22	-	-	-	-	-	-	83.9	3418	7
32	11.50 %	27.0	36	-	-	-	-	-	-	84.9	3448	7
33	12.10 %	29.0	2	-	-	-	-	-	-	86	3628	7
34	12.70 %	30.0	29	-	-	-	-	-	-	85.5	3808	7
35	13.30 %	31.0	55	-	-	-	-	-	-	85	3988	7
36	13.90 %	33.0	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Máxima lectura de control:				13.1	1800	3	36	2339	7	86	3988	8





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL  
Estudio y Ensayos en Suelos, Concreto y Rocas



## ENSAYO DE CORTE DIRECTO - LABORATORIO

MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA ENSAYOS DE CORTE DIRECTO DE LOS SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADO Y DRENADO.

**Proyecto:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

**Ubicación:** AA.HH. SAN LUIS SECTOR - 02, DISTRITO DE AMARILIS, PROVINCIA DE HUÁNUCO, REGIÓN HUÁNUCO.

**Solicitante:** BACH. ROJAS SEBASTIAN, ESTEFANI.

**Fecha:** JULIO DEL 2017.

### 8.- Resultados de medición.

N°	Tiempos de control		PRIMER ENSAYO			SEGUNDO ENSAYO			TERCER ENSAYO		
	minutos		Fuerza normal cortante (Fs)	Variación longitudinal.	Variación normal	Fuerza normal cortante (Fs)	Variación longitudinal	Variación normal	Fuerza normal cortante (Fs)	Variación longitudinal	Variación normal
	minutos	Raiz(t)	Kgf	mm	mm	Kgf	mm	mm	Kgf	mm	mm
0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.07	0.3	1.60	0.02	0.01	1.70	0.02	0.00	1.90	0.00	0.00
2	0.14	0.4	1.70	0.04	0.01	1.90	0.03	0.00	2.50	0.00	0.03
3	0.29	0.5	1.90	0.07	0.01	2.20	0.07	0.01	3.10	0.07	0.03
4	0.50	0.7	1.90	0.13	0.01	2.60	0.12	0.01	4.20	0.12	0.04
5	0.72	0.8	2.10	0.18	0.01	3.10	0.18	0.01	4.70	0.18	0.04
6	1.08	1.0	2.20	0.27	0.01	3.60	0.27	0.01	5.60	0.27	0.05
7	1.44	1.2	2.50	0.36	0.01	4.20	0.36	0.01	6.20	0.36	0.05
8	1.80	1.3	2.80	0.45	0.01	4.80	0.45	0.02	6.90	0.45	0.05
9	2.16	1.5	3.00	0.54	0.01	5.30	0.54	0.02	7.70	0.54	0.06
10	2.52	1.6	3.30	0.63	0.01	5.90	0.63	0.02	8.20	0.63	0.06
11	2.88	1.7	3.50	0.72	0.02	6.50	0.72	0.03	9.00	0.72	0.06
12	3.60	1.9	3.70	0.90	0.02	7.10	0.90	0.03	9.60	0.90	0.07
13	4.32	2.1	3.80	1.08	0.02	7.70	1.08	0.03	11.00	1.08	0.07
14	5.04	2.2	4.10	1.26	0.02	8.40	1.26	0.03	11.80	1.26	0.07
15	5.76	2.4	4.30	1.44	0.03	9.10	1.44	0.04	12.60	1.44	0.07
16	6.48	2.5	4.50	1.62	0.03	9.70	1.62	0.04	13.20	1.62	0.06
17	7.20	2.7	4.70	1.80	0.03	10.20	1.80	0.04	13.70	1.80	0.06
18	8.64	2.9	5.10	2.16	0.03	10.70	2.16	0.05	14.60	2.16	0.06
19	10.08	3.2	5.30	2.52	0.03	11.10	2.52	0.05	15.50	2.52	0.06
20	11.52	3.4	5.40	2.88	0.02	11.60	2.88	0.07	17.30	2.88	0.08
21	12.96	3.6	5.60	3.24	0.02	12.10	3.24	0.07	18.50	3.24	0.08
22	14.40	3.8	5.50	3.60	0.02	12.50	3.60	0.07	20.80	3.60	0.08
23	15.84	4.0	-	-	-	12.70	3.96	0.07	22.00	3.96	0.08
24	17.28	4.2	-	-	-	12.40	4.32	0.07	22.90	4.32	0.08
25	18.72	4.3	-	-	-	12.10	4.68	0.06	24.10	4.68	0.08
26	20.16	4.5	-	-	-	-	-	-	25.10	5.04	0.08
27	21.60	4.6	-	-	-	-	-	-	25.70	5.40	0.08
28	23.04	4.8	-	-	-	-	-	-	26.40	5.76	0.07
29	24.48	4.9	-	-	-	-	-	-	26.90	6.12	0.07
30	25.92	5.1	-	-	-	-	-	-	27.20	6.48	0.07
31	27.36	5.2	-	-	-	-	-	-	27.50	6.84	0.07
32	27.60	5.3	-	-	-	-	-	-	27.80	6.90	0.07
33	29.04	5.4	-	-	-	-	-	-	28.10	7.26	0.07
34	30.48	5.5	-	-	-	-	-	-	28.00	7.62	0.07
35	31.92	5.6	-	-	-	-	-	-	27.80	7.98	0.07
36	33.36	5.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Máximos resultados:			5.60	3.60	0.03	12.70	4.68	0.07	28.10	7.98	0.08





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL  
Estudio y Ensayos en Suelos, Concreto y Rocas



## ENSAYO DE CORTE DIRECTO - LABORATORIO

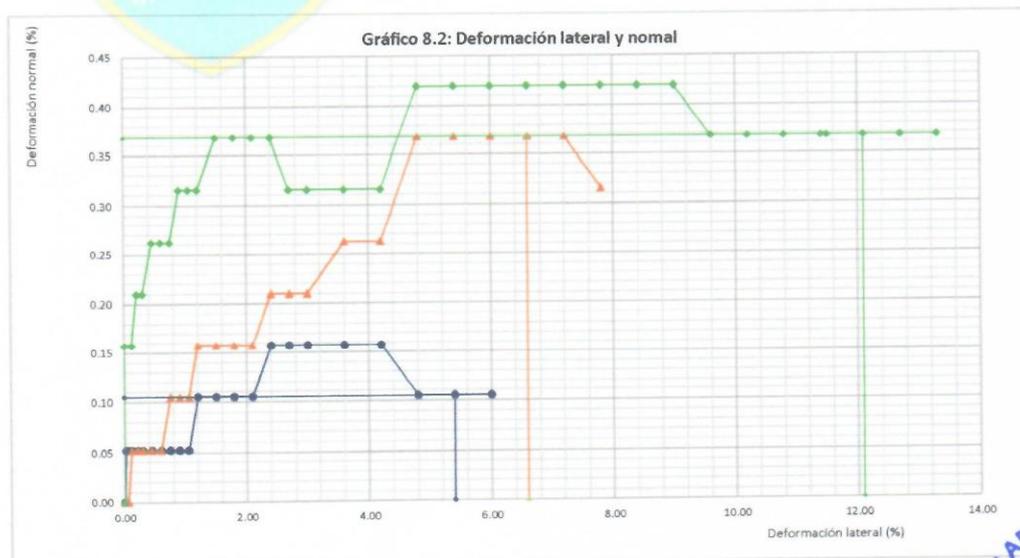
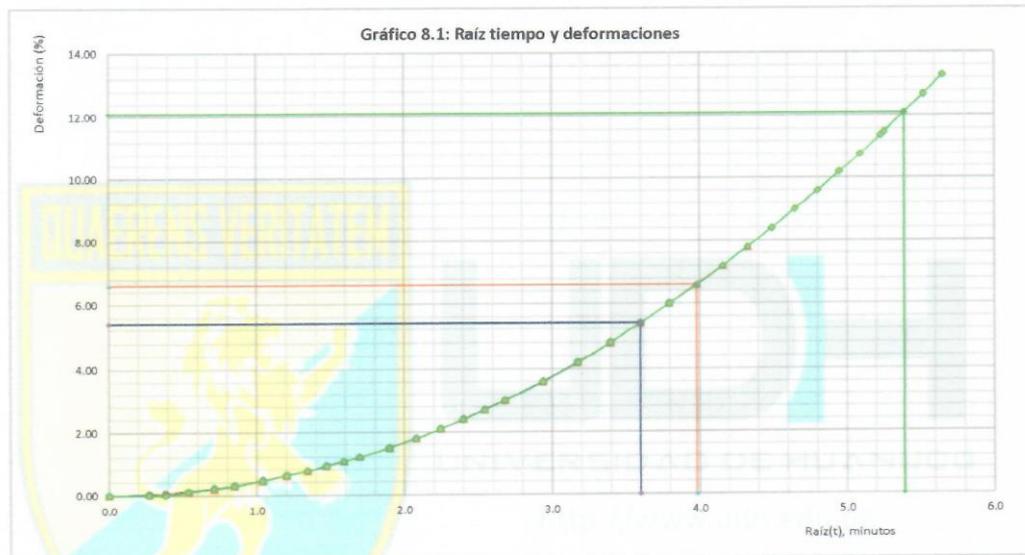
MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA ENSAYOS DE CORTE DIRECTO DE LOS SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADO Y DRENADO.

**Proyecto:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

**Ubicación:** AA.HH. SAN LUIS SECTOR - 02, DISTRITO DE AMARILIS, PROVINCIA DE HUÁNUCO, REGIÓN HUÁNUCO.

**Solicitante:** BACH. ROJAS SEBASTIAN, ESTEFANI

**Fecha:** JULIO DEL 2017.





**ENSAYO DE CORTE DIRECTO - LABORATORIO**

**MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA ENSAYOS DE CORTE DIRECTO DE LOS SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADO Y DRENADO.**

**Proyecto:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

**Ubicación:** AA.HH. SAN LUIS SECTOR - 02, DISTRITO DE AMARILIS, PROVINCIA DE HUÁNUCO, REGIÓN HUÁNUCO.

**Solicitante:** BACH. ROJAS SEBASTIAN, ESTEFANI.

**Fecha:** JULIO DEL 2017.

**9.- Resultados de esfuerzos**

N°	Variación en desplazamientos relativos			PRIMER ENSAYO			SEGUNDO ENSAYO			TERCER ENSAYO		
				Esfuerzo de corte nominal (τ)	Deformación longitudinal	Deformación normal	Esfuerzo de corte nominal (τ)	Deformación longitudinal	Deformación normal	Esfuerzo de corte nominal (τ)	Deformación longitudinal	Deformación normal
	%	mm	mm²	Kgf/cm²	%	%	Kgf/cm²	%	%	Kgf/cm²	%	%
0	0.00 %	0.00	3600.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.03 %	0.02	3598.9	0.00	0.03	0.05	0.00	0.03	0.00	0.10	0.00	0.00
2	0.06 %	0.04	3597.8	0.00	0.06	0.05	0.10	0.06	0.00	0.10	0.00	0.16
3	0.12 %	0.07	3595.7	0.10	0.12	0.05	0.10	0.12	0.05	0.10	0.11	0.16
4	0.21 %	0.13	3592.4	0.10	0.21	0.05	0.10	0.21	0.05	0.10	0.20	0.21
5	0.30 %	0.18	3589.2	0.10	0.30	0.05	0.10	0.30	0.05	0.10	0.29	0.21
6	0.45 %	0.27	3583.8	0.10	0.45	0.05	0.10	0.45	0.05	0.20	0.44	0.26
7	0.60 %	0.36	3578.4	0.10	0.60	0.05	0.10	0.60	0.05	0.20	0.59	0.26
8	0.75 %	0.45	3573.0	0.10	0.75	0.05	0.10	0.75	0.10	0.20	0.74	0.26
9	0.90 %	0.54	3567.6	0.10	0.90	0.05	0.10	0.90	0.10	0.20	0.89	0.31
10	1.05 %	0.63	3562.2	0.10	1.05	0.05	0.20	1.05	0.10	0.20	1.04	0.31
11	1.20 %	0.72	3556.8	0.10	1.20	0.10	0.20	1.20	0.16	0.30	1.19	0.31
12	1.50 %	0.90	3546.0	0.10	1.50	0.10	0.20	1.50	0.16	0.30	1.49	0.37
13	1.80 %	1.08	3535.2	0.10	1.80	0.10	0.20	1.80	0.16	0.30	1.79	0.37
14	2.10 %	1.26	3524.4	0.10	2.10	0.10	0.20	2.10	0.16	0.30	2.09	0.37
15	2.40 %	1.44	3513.6	0.10	2.40	0.16	0.30	2.40	0.21	0.40	2.39	0.37
16	2.70 %	1.62	3502.8	0.10	2.70	0.16	0.30	2.70	0.21	0.40	2.69	0.31
17	3.00 %	1.80	3492.0	0.10	3.00	0.16	0.30	3.00	0.21	0.40	2.99	0.31
18	3.60 %	2.16	3470.4	0.10	3.60	0.16	0.30	3.60	0.26	0.40	3.59	0.31
19	4.20 %	2.52	3448.8	0.10	4.20	0.16	0.30	4.20	0.26	0.40	4.19	0.31
20	4.80 %	2.88	3427.2	0.20	4.80	0.10	0.30	4.80	0.37	0.50	4.79	0.42
21	5.40 %	3.24	3405.6	0.20	5.40	0.10	0.30	5.40	0.37	0.50	5.39	0.42
22	6.00 %	3.60	3384.0	0.20	6.00	0.10	0.30	6.00	0.37	0.60	5.99	0.42
23	6.60 %	3.96	3362.4	-	-	-	0.40	6.60	0.37	0.60	6.59	0.42
24	7.20 %	4.32	3340.8	-	-	-	0.30	7.20	0.37	0.60	7.19	0.42
25	7.80 %	4.68	3319.2	-	-	-	0.30	7.80	0.31	0.70	7.79	0.42
26	8.40 %	5.04	3297.6	-	-	-	-	-	-	0.70	8.39	0.42
27	9.00 %	5.40	3276.0	-	-	-	-	-	-	0.70	8.99	0.42
28	9.60 %	5.76	3254.4	-	-	-	-	-	-	0.70	9.59	0.37
29	10.20 %	6.12	3232.8	-	-	-	-	-	-	0.70	10.19	0.37
30	10.80 %	6.48	3211.2	-	-	-	-	-	-	0.80	10.79	0.37
31	11.40 %	6.84	3189.6	-	-	-	-	-	-	0.80	11.39	0.37
32	11.50 %	6.90	3186.0	-	-	-	-	-	-	0.80	11.49	0.37
33	12.10 %	7.26	3164.4	-	-	-	-	-	-	0.80	12.09	0.37
34	12.70 %	7.62	3142.8	-	-	-	-	-	-	0.80	12.69	0.37
35	13.30 %	7.98	3121.2	-	-	-	-	-	-	0.80	13.29	0.37
36	13.90 %	8.34	3099.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>Presión efectiva normal (σ<sub>v</sub>):</b>				<b>0.50 Kgf/cm²</b>			<b>1.10 Kgf/cm²</b>			<b>2.20 Kgf/cm²</b>		
<b>Esfuerzo de cortante normal (τ):</b>				<b>0.20 Kgf/cm²</b>			<b>0.40 Kgf/cm²</b>			<b>0.80 Kgf/cm²</b>		





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL  
Estudio y Ensayos en Suelos, Concreto y Rocas



## ENSAYO DE CORTE DIRECTO - LABORATORIO

MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA ENSAYOS DE CORTE DIRECTO DE LOS SUELOS BAJO CONDICIONES CONSOLIDADO DRENADO.

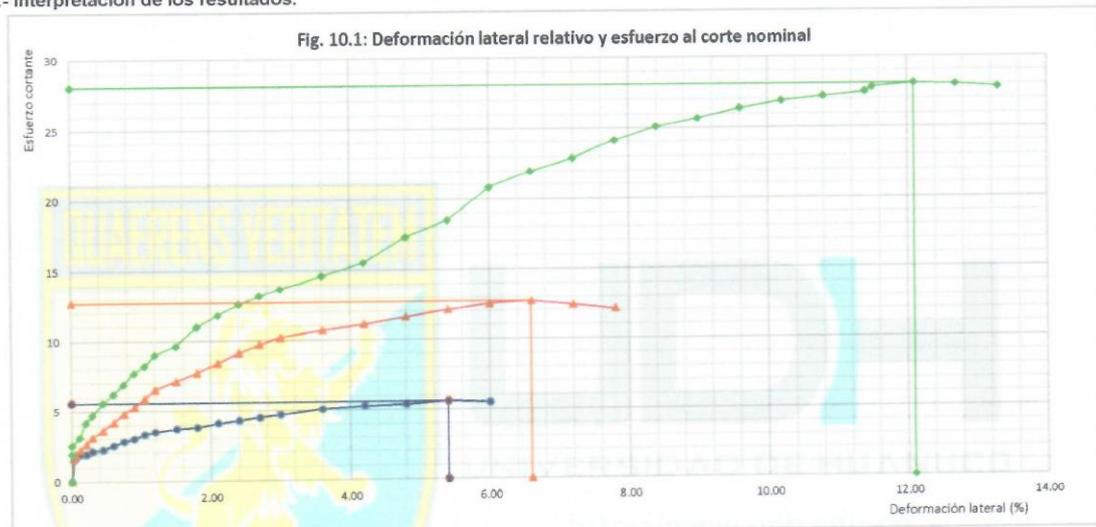
**Proyecto:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

**Ubicación:** AA.HH. SAN LUIS SECTOR - 02, DISTRITO DE AMARILIS, PROVINCIA DE HUÁNUCO, REGIÓN HUÁNUCO.

**Solicitante:** BACH. ROJAS SEBASTIAN, ESTEFANI.

**Fecha:** JULIO DEL 2017.

### 10.- Interpretación de los resultados.



Ángulo de fricción ( $\phi$ ):	19.50 °
Cohesión (c):	0.01794 Kgf/cm <sup>2</sup>

Coefficiente de fricción:	0.35426
---------------------------	---------





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL



## CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES METODO DE TERZAGHI

**PROYECTO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

**UBICACIÓN:** AA.HH. SAN LUIS - SECTOR 02

**CALICATA:** C-01

Según Terzaghi Tenemos la Siguiete Fórmula:

Capacidad de Carga Última

$$Q_u = S_c \times C \times N_c + \gamma_1 \times D_f \times N_q + 0.50 \times S\phi \times \gamma_2 \times B \times N_\gamma$$

Capacidad de Carga Admisible

$$Q_a = Q_u / FS$$

Para la cual Ingresamos los Siguietes Parámetros:

**Tipo de Suelo :** Limos Arcillas Inorgánicos  
**Clasificación SUCS :** ML  
**Tipo de Cimentación:** Cimentación Continua

**C :** 0.179 T/m<sup>2</sup> Cohesión  
**f :** 19.50 ° Ángulo de Fricción  
**FS :** 3.00 (s/u) Factor de Seguridad  
**g1:** 1.664 T/m<sup>3</sup> Peso Volumétrico  
**g2:** 1.696 T/m<sup>3</sup> Peso Volumétrico  
**Df :** 1.50 m Profundidad de Cimentación  
**B :** 2.00 m Ancho o Diámetro de la Estructura

Obtenemos los siguientes Factores:

**Sc :** 1.00 (s/u) Factores de Forma (Tabla N°1)  
**Sf:** 0.50 (s/u)

**Nc :** 17.13 (s/u)  
**Nq :** 7.07 (s/u) Factores de Terzaghi (Tabla N°2)  
**Ng:** 5.02 (s/u)

Resultados:

Capacidad de Carga Última:

$$Q_u = 1 \times 0.1794 \times 17.125 + 1.664 \times 1.5 \times 7.07 + 0.5 \times 1.696 \times 2 \times 5.02 \text{ T/m}^2$$

$$Q_u = 24.90 \text{ T/m}^2 \quad Q_u = 2.49 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad de Carga Admisible:

$$Q_a = 24.90 / 3 \text{ T/m}^2$$

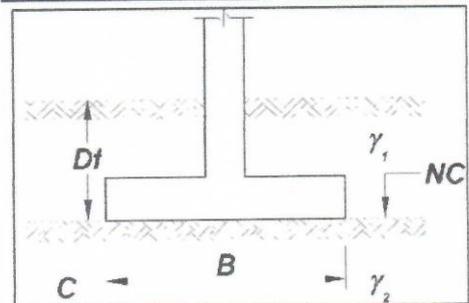
$$Q_a = 8.30 \text{ T/m}^2 \quad Q_a = 0.83 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla N°1

Tipo de Cimentación	Factores de Forma	
	Sc	Sf
Cimentación Aislada	1.3	0.4
Cimentación Continua	1.0	0.5
Circular	1.3	0.3

Tabla N°2

f	Nc	Nq	Ng
0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5.0
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
34	56.6	36.5	35.0
35	57.8	41.4	42.4
40	95.7	81.3	100.4
45	172.3	173.3	297.5
50	347.5	415.1	1153.2





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL



## CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES METODO DE TERZAGHI

**PROYECTO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

**UBICACIÓN:** AA.HH. SAN LUIS - SECTOR 02

**CALICATA:** C-01

Según Terzaghi Tenemos la Siguiete Fórmula:

Capacidad de Carga Última

$$Q_u = S_c \times C \times N_c + \gamma_1 \times D_f \times N_q + 0.50 \times S\phi \times \gamma_2 \times B \times N_\gamma$$

Capacidad de Carga Admisible

$$Q_a = Q_u / FS$$

Para la cual Ingresamos los Siguietes Parámetros:

**Tipo de Suelo:** Limos Arcillas Inorgánicos  
**Clasificación SUCS:** ML  
**Tipo de Cimentación:** Cimentación Aislada

**C :** 0.179 T/m<sup>2</sup> Cohesión  
**f :** 19.50 ° Ángulo de Fricción  
**FS:** 3.00 (s/u) Factor de Seguridad  
**g1:** 1.664 T/m<sup>3</sup> Peso Volumétrico  
**g2:** 1.696 T/m<sup>3</sup> Peso Volumétrico  
**Df:** 1.50 m Profundidad de Cimentación  
**B :** 2.00 m Ancho o Diámetro de la Estructura

Obtenemos los siguientes Factores:

**Sc :** 1.30 (s/u) Factores de Forma (Tabla N°1)  
**Sf:** 0.40 (s/u)

**Nc :** 17.13 (s/u) Factores de Terzaghi (Tabla N°2)  
**Nq :** 7.07 (s/u)  
**Ng:** 5.02 (s/u)

Resultados:

Capacidad de Carga Última:

$$Q_u = 1.3 \times 0.179 \times 17.125 + 1.664 \times 1.5 \times 7.07 + 0.4 \times 1.696 \times 2 \times 5.02 \text{ T/m}^2$$

**Qu = 24.98 T/m<sup>2</sup>**      **Qu = 2.50 kg/cm<sup>2</sup>**

Capacidad de Carga Admisible:

$$Q_a = 24.98 / 3 \text{ T/m}^2$$

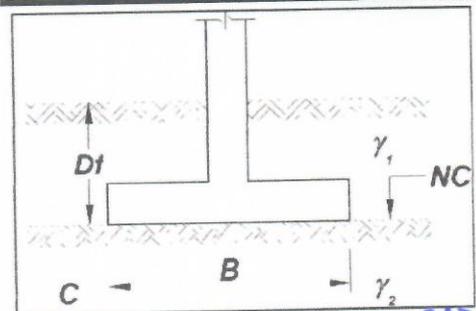
**Qa = 8.33 T/m<sup>2</sup>**      **Qa = 0.83 kg/cm<sup>2</sup>**

Tabla N°1

Tipo de Cimentación	Factores de Forma	
	Sc	Sf
Cimentación Aislada	1.3	0.4
Cimentación Continua	1.0	0.5
Circular	1.3	0.3

Tabla N°2

f	Nc	Nq	Ng
0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5.0
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
34	56.6	36.5	35.0
35	57.8	41.4	42.4
40	95.7	81.3	100.4
45	172.3	173.3	297.5
50	347.5	415.1	1153.2





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

## FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL



### PERFIL ESTRATIGRAFICO DE CALICATA - 02

**PROYECTO** : "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

**SOLICITA** : BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

**UBICACIÓN** : C.P. LA ESPERANZA - AMARILIS - HUÁNUCO

**FECHA** : JULIO DEL 2017

ESPESOR DE ESTRATO mt.	MUESTRA	CLASIFICACIÓN		SÍMBOLO DEL TIPO DE SUELO	CARACTERÍSTICAS DEL SUELO
		SUCS	AASHTO		
0.20 mt.	E-1	PT			MATERIAL DE COBERTURA, SUELO ORGÁNICO
0.50 mt.	E-2	CL			SUELO CONFORMADO POR MATERIAL FINO CON PRESENCIA DE RAICES Y MATERIAL ORGANICO
1.00 mt.	E-3	GW	AI - a - (0)		SUELO CONFORMADO POR MATERIALES GRANULARES GRAVAS CON ARENA EN ESTADO SUELTO Y SATURADO, LA EXCAVACION SE HACE DIFICIL CON LA PROFUNDIDAD
2.00 mt.					
3.00 mt.					





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL



## % HUMEDAD NATURAL Y PESO ESPECÍFICO

"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

Proyecto :	
Ubicación :	CC.PP. LA ESPERANZA - AMARILIS - HUÁNUCO
Solicita :	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN
Calicata :	CALICATA - 02
Fecha :	JULIO DEL 2017

### % HUMEDAD NATURAL - ASTM D.2216

Nº Tara	1	2	3	Unidades
Peso de tara	602.10	590.60	598.40	grs.
Peso del suelo humedo + Tara	4226.30	4077.80	3758.90	grs.
Peso del suelo seco + Tara	3948.60	3801.50	3510.60	grs.
Peso del agua	277.70	276.30	248.30	grs.
Peso del suelo seco	3346.50	3210.90	2912.20	grs.
% De Humedad	8.30	8.61	8.53	grs.
Promedio % de Humedad	8.48			%

### PESO ESPECÍFICO DE LOS SOLIDOS - ASTM D.854

MUESTRA	M-01	M-02	M-03	Unidades
Peso de Picnómetro	191.3	191.3	191.3	grs.
Volumen del picnómetro	500.0	500.0	500.0	ml.
Peso de Picnómetro + agua	683.2	685.5	680.9	grs.
Peso de Picnómetro + solidos + agua	875.9	873.1	868.6	grs.
Peso del suelo	385.3	371.3	379.4	grs.
(Peso de picnómetro + agua)+ Peso de suelo	1068.5	1056.8	1060.3	grs.
Volumen desplazado	192.6	183.7	191.7	cm <sup>3</sup>
Peso específico del agua	1.0	1.0	1.0	grs/cm <sup>3</sup>
Peso específico de los solidos	2.00	2.02	1.98	grs/cm <sup>3</sup>
Promedio de Peso específico de los solidos	2.00			grs/cm <sup>3</sup>

Resultados	
% de Humedad Natural	8.48%
Peso específico de los solidos	2.00 gr/cm <sup>3</sup>





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL



## CARACTERIZACION FISICA DE LA MUESTRA - ANALISIS GRANULOMÉTRICO (ASTM D-422)

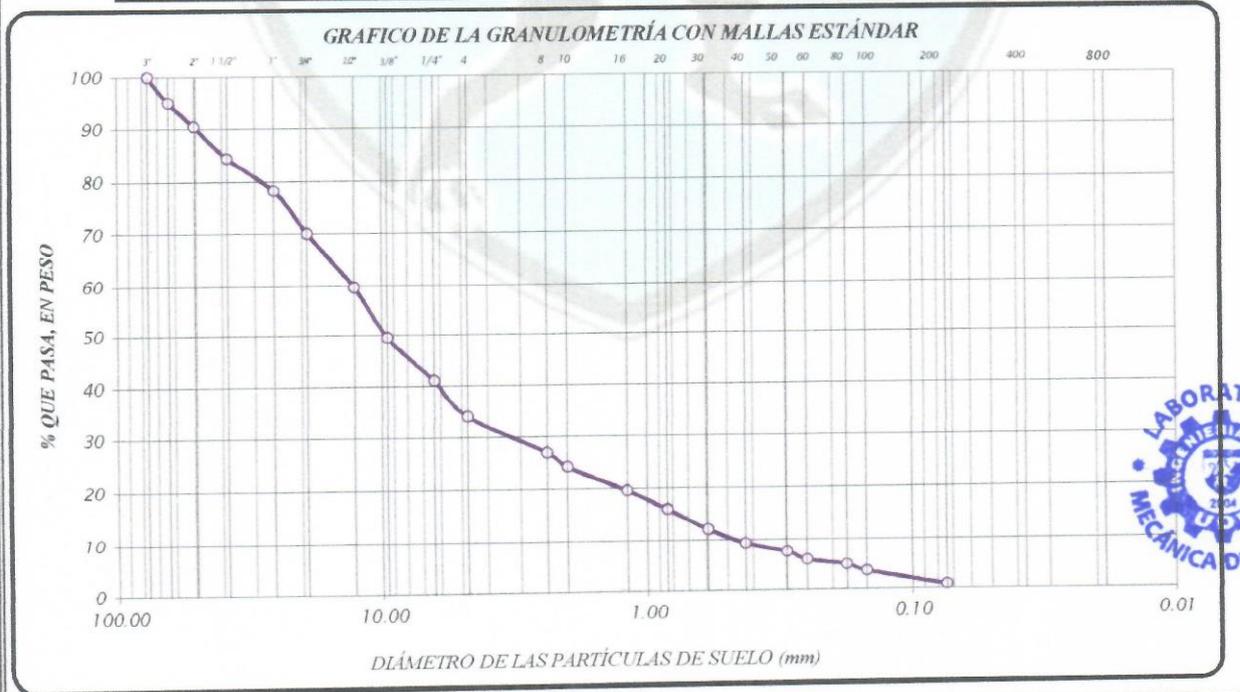


"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

<b>Proyecto</b>	
<b>Ubicación</b>	: CC.PP. LA ESPERANZA - AMARILIS - HUÁNUCO
<b>Solicita</b>	: BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN
<b>Calicata</b>	: CALICATA - 02
<b>Profundidad</b>	: 3.00 mt.
<b>Fecha</b>	: JULIO DEL 2017

TAMIZ Nº	DIÁMETRO (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	TAMAÑO MÁXIMO
3"	76.200				100.00	<b>DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA</b> Grave bien graduada, material granular equivalente a:  <b>99.10%</b>
2 1/2"	63.500	95.56	4.95	4.95	95.05	
2"	50.800	88.49	4.59	9.54	90.46	
1 1/2"	38.100	115.43	5.98	15.52	84.48	
1"	25.400	120.43	6.24	21.76	78.24	
3/4"	19.050	157.50	8.16	29.92	70.08	
1/2"	12.700	200.43	10.39	40.31	59.69	<b>LIMITES DE CONSISTENCIA</b> Limite Líquido = 5.75 Limite Plástico = NP Índice Plástico = NP Coeficiente de Curvatura = 1.91 Coeficiente de Uniformidad = 27.78
3/8"	9.525	195.91	10.15	50.46	49.54	
1/4"	6.350	163.54	8.48	58.94	41.06	
No 4	4.760	133.73	6.93	65.87	34.13	
No 8	2.380	137.54	7.13	73.00	27.00	
No 10	2.000	54.01	2.80	75.80	24.20	
No 16	1.190	88.00	4.56	80.36	19.64	
No 20	0.840	70.36	3.65	84.00	16.00	
No 30	0.590	75.47	3.91	87.91	12.09	
No 40	0.426	52.37	2.71	90.63	9.37	
No 50	0.297	33.97	1.76	92.39	7.61	<b>CLASIFICACIÓN</b> SUCS : GW AASHTO : A1 - a
No 60	0.250	30.50	1.58	93.97	6.03	
No 80	0.177	20.78	1.08	95.05	4.95	
No 100	0.149	25.56	1.32	96.37	3.63	
No 200	0.074	52.63	2.73	99.10	0.90	
CAZOLETA	0.000	17.41	0.90	100.00	0.00	<b>OBSERVACIONES</b> % de grava = 73.00% % de arena = 99.10% % de limo y arcilla = 0.90% % de humedad = 8.61%
TOTAL		1929.62	100.00			

Grava		Arena			Finos	
Gruesa	Fina	Gruesa	Mediana	Fina	Limos y Arcilla	





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL



## LIMITES DE CONSISTENCIA (Atterberg) ASTM D-4318

Proyecto	: "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"
Ubicación	: CC.PP. LA ESPERANZA - AMARILIS - HUÁNUCO
Solicitante	: BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN
Calicata	: CALICATA - 02
Profundidad	: 3.00 mt.
Fecha	: JULIO DEL 2017

### ENSAYOS DE PLASTICIDAD - LIMITE LIQUIDO

N° DE GOLPES	14	20	28	34
Suelo Humedo + Tarro	43.63	39.17	43.43	14.83
Suelo seco + Tarro	42.15	38.29	42.65	14.41
Peso de Tarro	26.87	25.99	27.79	2.86
Peso del Agua	1.48	0.88	0.78	0.42
Peso de Suelo Seco	15.28	12.30	14.86	11.55
HUMEDAD %	9.66	7.13	5.26	3.65

LIMITE LIQUIDO	5.75
----------------	------

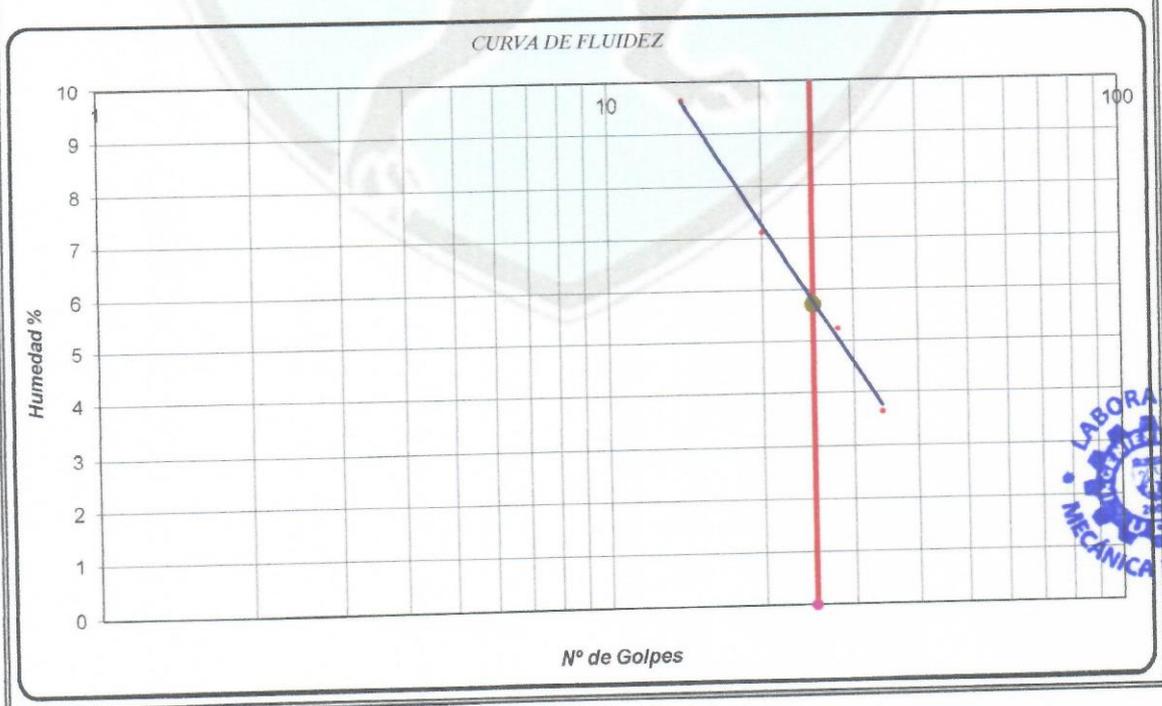
LIMITE PLÁSTICO	0.00
-----------------	------

INDICE PLÁSTICO	5.75
-----------------	------

### ENSAYOS DE PLASTICIDAD - LIMITE DE PLASTICO

MUESTRA	01	02	03
Suelo Humedo + Tarro	0.000	0.000	0.000
Suelo seco + Tarro	0.000	0.000	0.000
Peso de Tarro	0.000	0.000	0.000
Peso del Agua	0.000	0.000	0.000
Peso de Suelo Seco	0.000	0.000	0.000
HUMEDAD %	0.000	0.000	0.000

SIMBOLO DEL GRUPO
<b>GW</b>
Gravas bien Graduadas





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

## FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL



### ENSAYO DE CORTE DIRECTO - LABORATORIO

#### MÉTODO DE PRUEBA ESTANDAR PARA ENSAYOS DE CORTE DIRECTO DE LOS SUELOS DE BAJAS CONDICIONES CONSOLIDADO DRENADO

**Proyecto** : "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

<b>Ubicación</b>	: CC.PP. LA ESPERANZA - AMARILIS - HUÁNUCO
<b>Solicitante</b>	: BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN
<b>Calicata</b>	: CALICATA - 02
<b>Profundidad</b>	: 3.00 mt.
<b>Fecha</b>	: JULIO DEL 2017

- 1. Referencia:** ASTM D 3080, Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.  
**2. objetivo** Determinar los parámetros de resistencia ( $\phi$  y  $c$ ) del suelo.  
**3.- Equipos:** Maquina de corte, tamices, balanzas, hornas, cargas, coronómetros.  
**4.- Datos de muestreo:**

Fecha de exploración:	30/06/2017	Tipo de muestra:	Alterado	Calicata Nº:	C-02
Profundidad de muestreo:	3.00 m	Muestra Nº:	M-1, 2, 3.	Estrato Nº:	E-01
Coordenadas Geodésicas:	ESTE: 366693.00 m	NORTE: 8906915.00 m		1860 m.s.n.m.	18L
Localización:	<b>CC.PP. LA ESPERANZA</b>				

**5. Descripción del tipo de suelo:**

Diametro de las partículas del ensayo  $\phi \leq 6.00$  mm

Tipo de suelo (sucs)	GW	Grava bien Graduada	-	Tipo de suelo y muestra:
% Grabas:	73.00	Límite Líquido:	5.75	Remoldeado
% Arenas:	99.10	Índice Plástico:	-	
% Finos:	0.90	Contenido de Humedad:	8.40%	

Muestra moldeado	Muestra en el momento del ensayo			Contenido de Humedad antes del ensayo			
	M-01-2 kg.	M-02-4 kg.	M-03-8 kg.	Muestra moldeado	M-01-2 kg.	M-02-4 kg.	M-03-8 kg.
Peso saturado + tara	145.80 g	144.54 g	147.68 g	Peso saturado + tara	59.17 g	41.61 g	41.32 g
Peso seco + tara	123.56 g	123.38 g	125.42 g	Peso seco + tara	50.00 g	35.45 g	35.57 g
Peso tara	2.83 g	2.77 g	2.81 g	Peso tara	2.77 g	2.77 g	2.71 g
Peso del agua	22.24 g	21.16 g	22.25 g	Peso del agua	9.18 g	6.16 g	5.75 g
Peso suelo seco	120.73 g	120.61 g	122.62 g	Peso suelo seco	47.23 g	32.68 g	32.86 g
% Humedad de ensayo	8.40%	8.40%	8.40%	Contenido de Humedad, w%	10.10%	10.10%	10.10%

TENSIÓN EFECTIVA NORMAL, $\sigma_n$			
DATOS:	Primer Ensayo	Segundo Ensayo	Tercer Ensayo
Carga Normal (N)	2 Kg.	4 Kg.	8 Kg.
Area (lado = 6 cm)	36.00 cm <sup>2</sup>	36.00 cm <sup>2</sup>	36.00 cm <sup>2</sup>
Deformación Vertical ( altura inicial = 2 cm)	0.09 cm	0.15 cm	0.21 cm
Volumen Deformado	3.31 cm <sup>3</sup>	5.40 cm <sup>3</sup>	7.49 cm <sup>3</sup>
Tensión efectiva Normal, $\sigma_n$	0.5556 kg/cm <sup>2</sup>	1.1111 kg/cm <sup>2</sup>	2.2222 kg/cm <sup>2</sup>





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

## FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL



### ENSAYO DE CORTE DIRECTO - LABORATORIO

MÉTODO DE PRUEBA ESTANDAR PARA ENSAYOS DE CORTE DIRECTO DE LOS SUELOS DE BAJAS CONDICIONES CONSOLIDADO DRENADO

Proyecto	:	"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"
Ubicación	:	CC.PP. LA ESPERANZA - AMARILIS - HUÁNUCO
Solicita	:	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN
Calicata	:	CALICATA - 02
Profundidad	:	3.00 mt.
Fecha	:	JULIO DEL 2017

TENSION TANGENCIAL ( TENSION DE CORTE)				
Ciclos de Ensayos	Deformación Tang. (mm)	PRIMER ENSAYO	SEGUNDO ENSAYO	TERCER ENSAYO
		Tensión Tangencial (kg/cm <sup>2</sup> )	Tensión Tangencial (kg/cm <sup>2</sup> )	Tensión Tangencial (kg/cm <sup>2</sup> )
	K	0.008540195		
0	0	0.0000	0.0000	0.0000
1	0.03	0.0256	0.0512	0.0854
2	0.06	0.0427	0.0769	0.1196
3	0.12	0.0512	0.1025	0.1879
4	0.21	0.0769	0.1537	0.2904
5	0.30	0.0897	0.1875	0.3843
6	0.45	0.1537	0.3245	0.5295
7	0.60	0.2135	0.3672	0.6491
8	0.75	0.2562	0.4953	0.8455
9	0.90	0.3245	0.5295	0.9223
10	1.05	0.3501	0.6491	1.1017
11	1.20	0.4014	0.6832	1.1785
12	1.50	0.4441	0.7942	1.3921
13	1.80	0.4834	0.8540	1.4860
14	2.10	0.4868	0.8839	1.5543
15	2.40	0.4868	0.8967	1.6175
16	2.70	0.4817	0.9036	1.6910
17	3.00	0.4748	0.8984	1.7251
18	3.60	0.3775	0.8762	1.7507
19	4.20	0.3706	0.7686	1.7764
20	4.80	0.2802	0.7430	1.6568
21	5.40	0.1913	0.6012	1.5372
Esfuerzo Cortante (X)		0.48679	0.90355	1.77636
Esfuerzo Normal (Y)		0.55556	1.11111	2.22222





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL

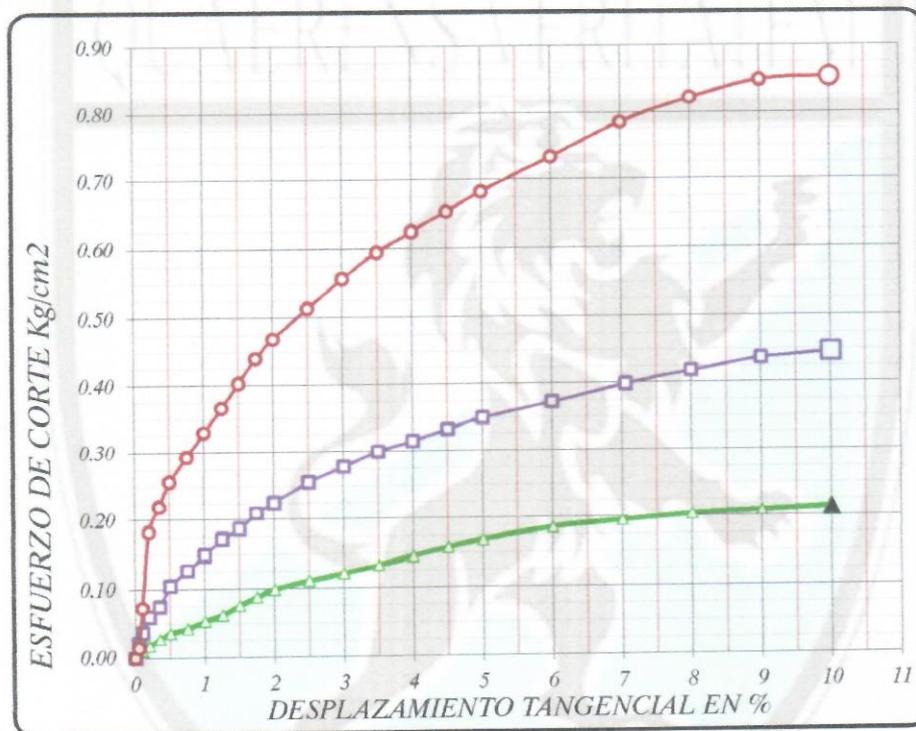


## ENSAYO DE CORTE DIRECTO - LABORATORIO

MÉTODO DE PRUEBA ESTANDAR PARA ENSAYOS DE CORTE DIRECTO DE LOS SUELOS DE BAJAS CONDICIONES CONSOLIDADO DRENADO

Proyecto	:	"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"
Ubicación	:	CC.PP. LA ESPERANZA - AMARILIS - HUÁNUCO
Solicitante	:	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN
Calicata	:	CALICATA - 02
Profundidad	:	3.00 mt.
Fecha	:	JULIO DEL 2017

### DEFORMACION TANGENCIAL Y ESFUERZO CORTANTE





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL

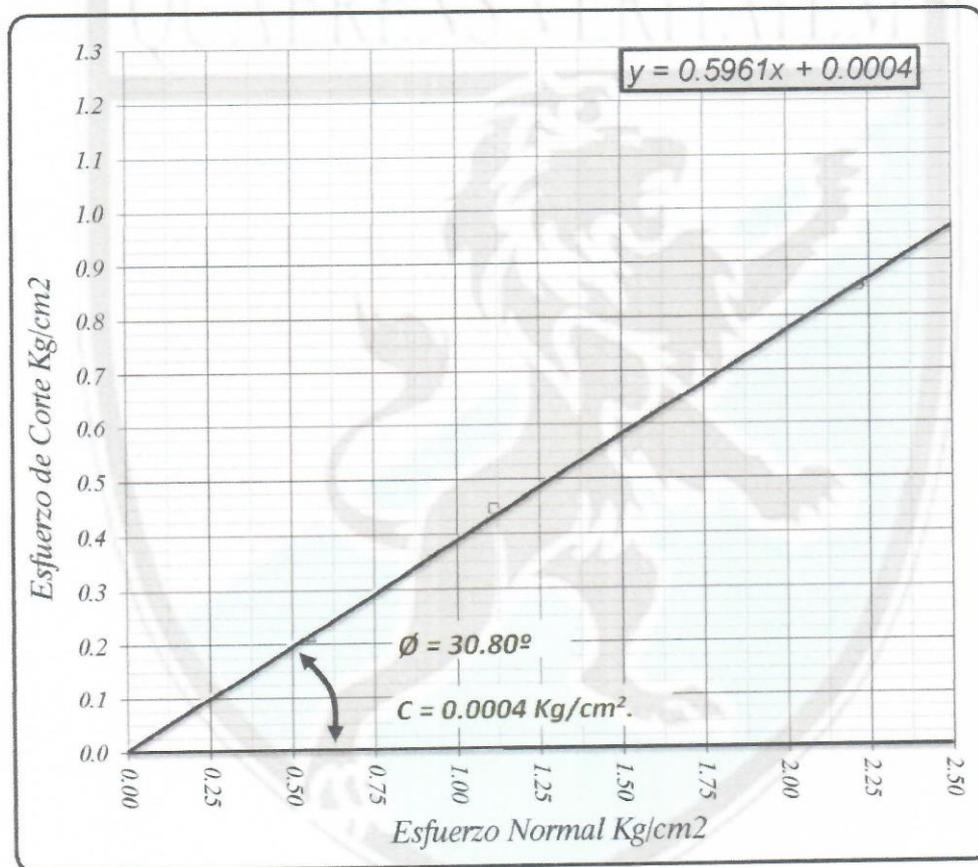


## ENSAYO DE CORTE DIRECTO - LABORATORIO

MÉTODO DE PRUEBA ESTANDAR PARA ENSAYOS DE CORTE DIRECTO DE LOS SUELOS DE BAJAS CONDICIONES CONSOLIDADO DRENADO

Proyecto	"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"
Ubicación	CC.PP. LA ESPERANZA - AMARILIS - HUÁNUCO
Solicitante	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN
Calicata	CALICATA - 02
Profundidad	3.00 mt.
Fecha	JULIO DEL 2017

### ESFUERZO NORMAL Y ESFUERZO CORTANTE



Ángulo de fricción ( $\phi$ )	30.80°
Cohesión $C$	0.0004 kg/cm <sup>2</sup>

Coefficiente de Fricción	0.5961
--------------------------	--------





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL



## CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES METODO DE TERZAGHI

**PROYECTO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

**UBICACIÓN:** CC.PP. LA ESPERANZA - AMARILIS - HUÁNUCO

**CALICATA:** C-02

Según Terzaghi Tenemos la Siguiete Fórmula:

Capacidad de Carga Última

$$Q_u = S_c \times C \times N_c + \gamma_1 \times D_f \times N_q + 0.50 \times S \phi \times \gamma_2 \times B \times N_\gamma$$

Capacidad de Carga Admisible

$$Q_a = Q_u / FS$$

Para la cual Ingresamos los Siguietes Parámetros:

**Tipo de Suelo :** Grava Bien Graduada  
**Clasificación SUCS :** GW  
**Tipo de Cimentación:** Cimentación Aislada

**C :** 0.00 T/m<sup>2</sup> Cohesión  
**f :** 30.80 ° Ángulo de Fricción  
**FS :** 3.00 (s/u) Factor de Seguridad  
**g1:** 1.980 T/m<sup>3</sup> Peso Volumétrico  
**g2:** 2.02 T/m<sup>3</sup> Peso Volumétrico  
**Df :** 1.50 m Profundidad de Cimentación  
**B :** 1.00 m Ancho o Diámetro de la Estructura

Obtenemos los siguientes Factores:

**Sc :** 1.30 (s/u) Factores de Forma (Tabla N°1)  
**Sf:** 0.40 (s/u)

**Nc :** 39.76 (s/u)  
**Nq :** 24.72 (s/u) Factores de Terzaghi (Tabla N°2)  
**Ng:** 22.12 (s/u)

Resultados:

Capacidad de Carga Última:

$$Q_u = 1.3 \times 0 \times 39.76 + 1.98 \times 1.5 \times 24.716 + 0.4 \times 2.02 \times 1 \times 22.118 \text{ T/m}^2$$

$$Q_u = 82.17 \text{ T/m}^2 \quad Q_u = 8.22 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad de Carga Admisible:

$$Q_a = 82.17 / 3 \text{ T/m}^2$$

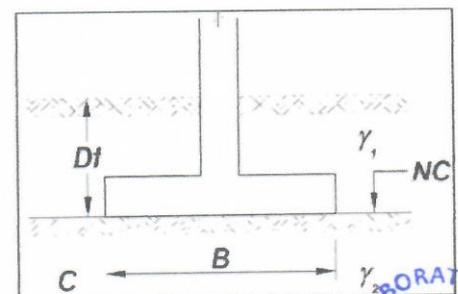
$$Q_a = 27.39 \text{ T/m}^2 \quad Q_a = 2.74 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla N°1

Tipo de Cimentación	Factores de Forma	
	Sc	Sf
Cimentación Aislada	1.300	0.4
Cimentación Continua	1.000	0.5
Circular	1.3	0.3

Tabla N°2

f	Nc	Nq	Ng
0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5.0
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
34	56.6	36.5	35.0
35	57.8	41.4	42.4
40	95.7	81.3	100.4
45	172.3	173.3	297.5
50	347.5	415.1	1153.2





# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – E.A.P. ING. CIVIL



## CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES METODO DE TERZAGHI

**PROYECTO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS – 2018"

**UBICACIÓN:** CC.PP. LA ESPERANZA - AMARILIS - HUÁNUCO

**CALICATA:** C-02

Según Terzaghi Tenemos la Siguiete Fórmula:

Capacidad de Carga Última

$$Q_u = S_c \times C \times N_c + \gamma_1 \times D_f \times N_q + 0.50 \times S\phi \times \gamma_2 \times B \times N_\gamma$$

Capacidad de Carga Admisible

$$Q_a = Q_u / FS$$

Para la cual Ingresamos los Siguietes Parámetros:

**Tipo de Suelo :** Grava Bien Graduada  
**Clasificación SUCS :** GW  
**Tipo de Cimentación:** Cimentación Continua

**C :** 0.00 T/m<sup>2</sup> Cohesión  
**f :** 30.80 ° Ángulo de Fricción  
**FS:** 3.00 (s/u) Factor de Seguridad  
**g1:** 1.980 T/m<sup>3</sup> Peso Volumétrico  
**g2:** 2.02 T/m<sup>3</sup> Peso Volumétrico  
**Df :** 1.50 m Profundidad de Cimentación  
**B :** 1.00 m Ancho o Diámetro de la Estructura

Obtenemos los siguietes Factores:

**Sc :** 1.00 (s/u) Factores de Forma (Tabla N°1)  
**Sf:** 0.50 (s/u)

**Nc :** 39.76 (s/u)  
**Nq :** 24.72 (s/u) Factores de Terzaghi (Tabla N°2)  
**Ng:** 22.12 (s/u)

Resultados:

Capacidad de Carga Última:

$$Q_u = 1 \times 0 \times 39.76 + 1.98 \times 1.5 \times 24.716 + 0.5 \times 2.02 \times 1 \times 22.118 \text{ T/m}^2$$

**Qu = 84.35 T/m<sup>2</sup>      Qu = 8.44 kg/cm<sup>2</sup>**

Capacidad de Carga Admisible:

$$Q_a = 84.35 / 3 \text{ T/m}^2$$

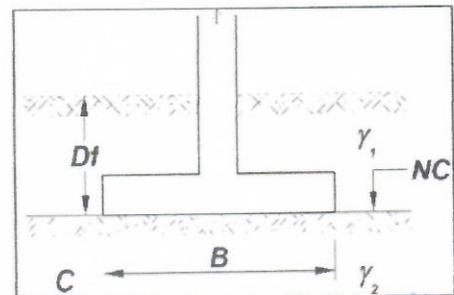
**Qa = 28.12 T/m<sup>2</sup>      Qa = 2.81 kg/cm<sup>2</sup>**

Tabla N°1

Tipo de Cimentación	Factores de Forma	
	Sc	Sf
Cimentación Aislada	1.300	0.4
Cimentación Continua	1.000	0.5
Circular	1.3	0.3

Tabla N°2

f	Nc	Nq	Ng
0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5.0
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
34	56.6	36.5	35.0
35	57.8	41.4	42.4
40	95.7	81.3	100.4
45	172.3	173.3	297.5
50	347.5	415.1	1153.2



## DISEÑO DE LOSA ALIGERADA EN UNA SOLA DIRECCION

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

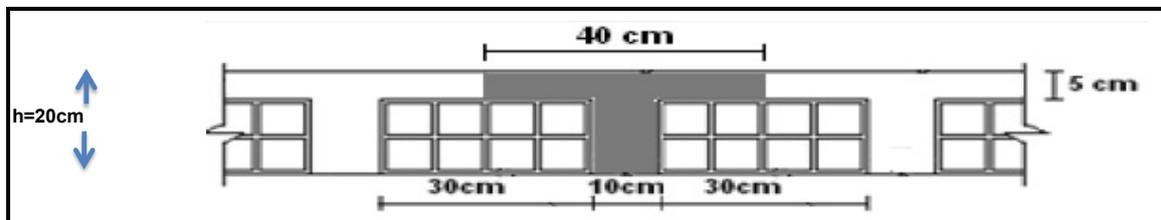
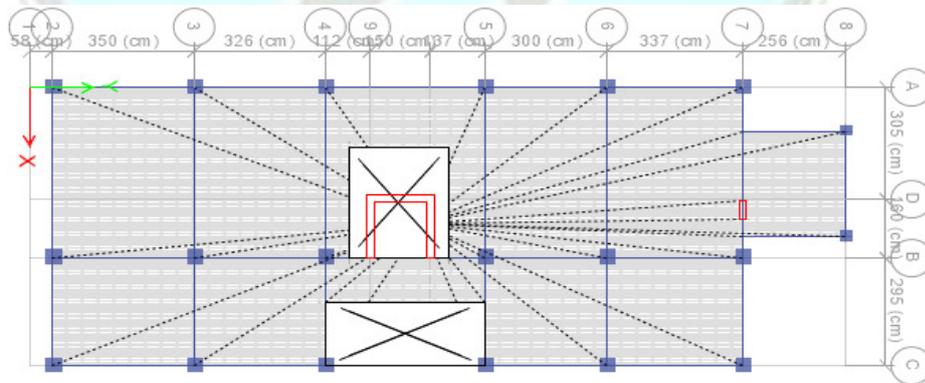
**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

**Datos:**

Altura de La Losa Aligerada	<b>h= 20 cm</b>
Ancho De Ala	<b>b= 40 cm</b>
Ancho De Vigüeta	<b>bw= 10 cm</b>
Coefficiente de Reducción Por Torsión	<b>φ= 0.75</b>
Coefficiente de Reducción Por corte	<b>φ= 0.75</b>
Coefficiente de Reducción Por Flexión	<b>φ= 0.90</b>
Peso Losa	<b>Pl= 350 Kg/cm2</b>
Acabados	<b>Ac= 100 Kg/cm2</b>
Tabiquería	<b>Tb= 100 Kg/cm2</b>
Sobre Carga De Corredores	<b>S/C= 200 Kg/cm2</b>
Sobre Carga De Centro de techo	<b>S/C= 200 Kg/cm2</b>
f'c en Losas	<b>f'c= 210 Kg/cm2</b>
Esfuerzo de Fluencia del Acero	<b>f'y= 4200 Kg/cm2</b>
Modulo De Elasticidad Del Concreto	<b>Ec= 2.17E+05</b>
Modulo De Elasticidad Del Acero	<b>Es= 2.00E+06</b>
Peso especifico del Concreto	<b>yc= 2400 Kg/cm3</b>
Recubrimiento en Losas	<b>r= 0.05 m</b>

**Metrado De Cargas**

Descripción	Formula	Resultados
Carga Muerta	Cm=	825 Kg/cm2
Carga Viva	Cv=	600 Kg/cm2
Servicio	P=Cm+Cv=	1425 Kg/cm2
Amplificada	Wu=1.4Cm+1.7Cv=	2175 Kg/cm2
Carga Por Vigüeta	Wu/2.5	870 Kg/cm2



**Calculo Del Peralte Efectivo**

$$d = h - rec - \frac{\phi}{2} = 14.37 \text{ cm}$$

**Calculo De Los Momentos**



**Momentos Considerados**

	$\frac{W_u l^2}{24}$	$\frac{W_u l^2}{10}$	$\frac{W_u l^2}{11}$	$\frac{W_u l^2}{10}$	$\frac{W_u l^2}{24}$	$\frac{W_u l^2}{10}$	$\frac{W_u l^2}{11}$
Positivos							
Negativos	$\frac{W_u l^2}{14}$	$\frac{W_u l^2}{16}$	$\frac{W_u l^2}{16}$	$\frac{W_u l^2}{14}$	$\frac{W_u l^2}{14}$	$\frac{W_u l^2}{14}$	$\frac{W_u l^2}{16}$

## DISEÑO DE LOSA ALIGERADA EN UNA SOLA DIRECCION

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

Momentos (Kgxm)

positivo	0	1890.9	0	1884.5	0	1890.9	0
negativo	1050.06	1040.31	1040.31	1050.06	1017.5	1040.31	

Area De Acero

positivo	0.00	1.26	0.00	1.26	0.00	1.26	0.00
negativo	0.70	0.69	0.69	0.70	0.68	0.69	

### Verificacion Del Eje Nutro

Para realizar la verificación optamos por el momento positivo máximo :

$$Max = 1890.90$$

Suponiendo que el bloque comprimido no excede los 5 cm de losa se tiene:

$$a = \frac{Asfy}{0.85 f'cb} = \beta C_b \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$M = 0.90Asfy \left( d - \frac{0.85 f'cb}{2} \right) \quad \dots\dots\dots(2)$$

Reemplazando la ecuación (1) en (2) se obtiene la siguiente ecuación cuadratica:

$$1235.29 As^2 - 167760.00 As + 210100.00 = 0$$

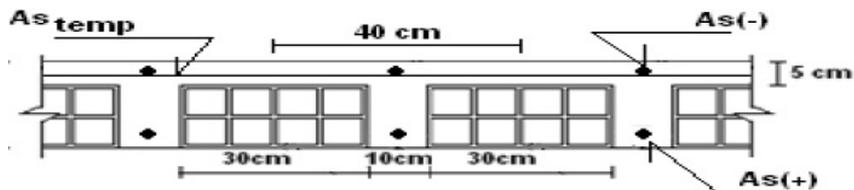
$As = 134.54 \text{cm}^2$   
 $As = 1.26 \text{cm}^2$

Finalmente se realiza la verificación del bloque comprimido:

$$a = \frac{Asfy}{0.85 f'cb} = \beta C_b \quad 0.74 \text{cm} < 5.00 \text{cm} \quad \text{OK}$$

### Distribución De Aceros

Tramo	Número	Barras	Posición	Asreq	Ascal	Comprobación
1-2	1	1/2"	arriba	-1.27	0.00	OK
	1	3/8"	abajo	+0.71	0.70	OK
	1	1/2"	arriba	-1.27	1.26	OK
2-3	1	3/8"	abajo	+0.71	0.69	OK
	1	1/2"	arriba	-1.27	0.00	OK
3-4	1	3/8"	abajo	+0.71	0.69	OK
	1	1/2"	arriba	-1.27	0.00	OK
4-5	1	3/8"	abajo	+0.71	0.69	OK
	1	1/2"	arriba	-1.27	1.26	OK
4-5	1	3/8"	abajo	+0.71	0.70	OK
	1	1/2"	arriba	-1.27	0.00	OK
5-6	1	3/8"	abajo	+0.71	0.68	OK
	1	1/2"	arriba	-1.27	1.26	OK
6-7	1	3/8"	abajo	+0.71	0.69	OK
	1	1/2"	arriba	-1.27	0.00	OK



## DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

**Datos:**

**Vigas**

Lado Mayor de la Viga	t=	40.00 cm
Lado Menor de la Viga	b=	30.00 cm
Coefficiente de Reducción Por Torsión	φ=	0.75
Coefficiente de Reducción Por corte	φ=	0.75
Coefficiente de Reducción Por Flexión	φ=	0.90
Torsión de Diseño	Tu=	0.75 tn*m
Momento de Diseño Extremo	Mu=	7.60 tn*m
Momento de Diseño Centro	Mu=	3.40 tn*m
Momento de Diseño Extremo Voladizo	Mu=	9.53 tn*m
Momento de Diseño Extremo Voladizo 2	Mu=	0.00 tn*m
Momento Positivo (Carga Por Servicio)	Ms=	2.01 tn*m
Cortante de Diseño Extremo	Vu=	8.20 tn
Cortante de Diseño Extremo Voladizo	Vu=	8.63 tn
Cortante de Diseño Extremo Voladizo 2	Vu=	0.00 tn
Área de la Sección de Concreto	Acp=	1200 cm <sup>2</sup>
Perímetro de La Sección	Pcp=	140 cm
f'c en Viga	f'c=	210 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de Fluencia del Acero	f'y=	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo De Elasticidad Del Concreto	Ec=	2.17E+05
Modulo De Elasticidad Del Acero	Es=	2.00E+06
Peso especifico del Concreto	γc=	2400 Kg/cm <sup>3</sup>
Longitud de la viga	l=	4.65m
Longitud de la volado	l=	0.00m
Recubrimiento en vigas	r=	0.04 m

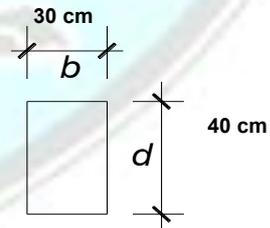
**Diseño Por Torsión**

$$T_u \geq 0.27 \times \phi \times \sqrt{f'c} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$T_u > 0.30 \text{ kg*cm}$

$$T_u \geq T_{umin}$$

OK



**Diseño Por Flexión**

**Verificación De Diseño De Las Vigas**

Comprobamos la capacidad de la viga por medio de la cuantía máxima para escoger el diseño adecuado:

f'c	210	280	350	420	Valor de β
β	0.85	0.85	0.80	0.75	0.85

$$\rho_b = \beta \times 0.85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) = 0.021$$

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_b = 0.01$$

## DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

$$A_s = \rho_{\max} bd = 12.75 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} = 10$$

$$M_{\max} = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 16.87 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$M_u < M_{\max} \text{ La viga se diseñará a flexión}$$

Diagrama De Momentos, Cortantes

Diagrama De Momentos

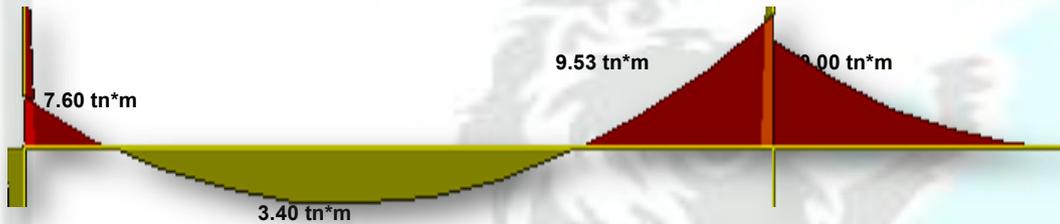


Diagrama De Cortantes



Diseño Por Flexión Extremo Izquierdo De La Viga

$d = 34.10 \text{ cm}$

$$M = 0.90 A_s f_y \left( d - \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} \right) \quad 3294.12 \quad A_s^2 \quad 286398 \quad A_s \quad 1688888.89$$

$$\Rightarrow \begin{aligned} A_s &= 80.58 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 6.36 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

De estos dos valores, se toma el menor valor, si no pasa la verificación se modifica la sección transversal de la viga :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.0062 \quad \Rightarrow \quad \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0.00333$$

$$\Rightarrow \rho > \rho_{\min} \text{ OK}$$

$$\Rightarrow \rho < \rho_b \text{ OK}$$

$$\Rightarrow \rho < \rho_{\max} \text{ OK}$$

## DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

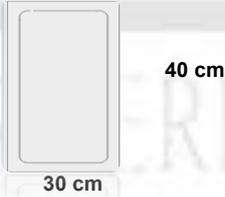
As= 5.73 cm<sup>2</sup>



2 φ 1/2"  
2 φ 5/8"

Asre=6.5cm<sup>2</sup>

$$A_s < A_{req} \quad \text{OK}$$



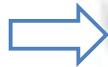
USAR: 2 φ 1/2" + 2 φ 5/8"

**Diseño Por Flexión En El Centro De La Viga**

d= 34.10 cm

$$M = 0.90 A_s f_y \left[ d - \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \right]$$

3294.12  $A_s^2$  286398  $A_s$  755555.56



As= 84.22 cm<sup>2</sup>  
As= 2.72 cm<sup>2</sup>

De estos dos valores, se toma el menor valor, si no pasa la verificación se modifica la sección transversal de la viga :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.0027$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.00333$$



$\rho > \rho_{min}$  **Calcular el area de acero con la cuantia minima**



$\rho < \rho_b$  **OK**



$\rho < \rho_{max}$  **OK**

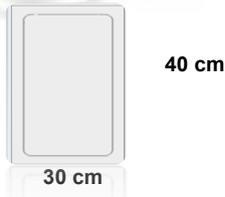
As= 2.72 cm<sup>2</sup>



2 φ 5/8"  
0 φ 1/2"

Asre=4.0cm<sup>2</sup>

$$A_s < A_{req} \quad \text{OK}$$



USAR: 2 φ 5/8" + 0 φ 1/2"

**Diseño Por Flexión Al Extremo Derecho (Voladizo)**

d= 34.10 cm

DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL	
TITULO:	"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"
AUTOR:	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

$$M = 0.90 A_s f_y \left( d - \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \right) \quad 3294.12 \quad A_s^2 \quad 286398 \quad A_s \quad 2117777.78$$

$$A_s = 78.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.16 \text{ cm}^2$$

De estos dos valores, se toma el menor valor, si no pasa la verificación se modifica la sección transversal de la viga :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.0080 \quad \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0.00333$$

$$\rho > \rho_{\min} \quad \text{OK}$$

$$\rho < \rho_b \quad \text{OK}$$

$$\rho < \rho_{\max} \quad \text{OK}$$

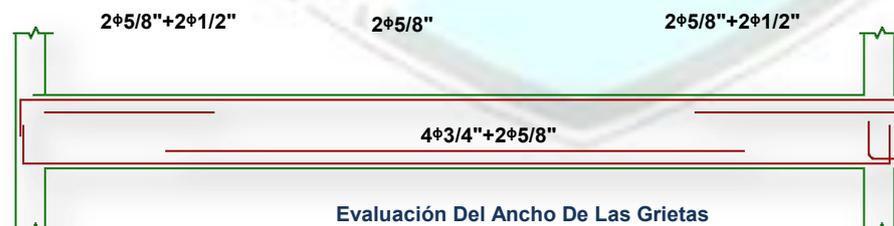
$$A_s = 7.34 \text{ cm}^2 \quad A_{sre} = 13.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{req} \quad \text{OK}$$



USAR: 4  $\phi$  3/4" + 1  $\phi$  5/8"

#### Detalle De acero De La Viga Diseñada



#### Calculo Del Momento Critico

Descripción	Simbolo	Resultados
Peralte Efectivo	d=	34.10 cm
Sección Bruta(Ig)	$I_g = \frac{bh^3}{12} =$	160000cm <sup>4</sup>
Esfuerzo Critico(fr)	$f_r = 2\sqrt{f'_c} =$	28.98 Kg/cm <sup>2</sup>
Yt	Yt=	20 cm
Momento Critico(Mcr)	$M_{cr} = \frac{I_g x f_r}{Y_t} =$	2.32 tn*m

DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL	
TITULO:	"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"
AUTOR:	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

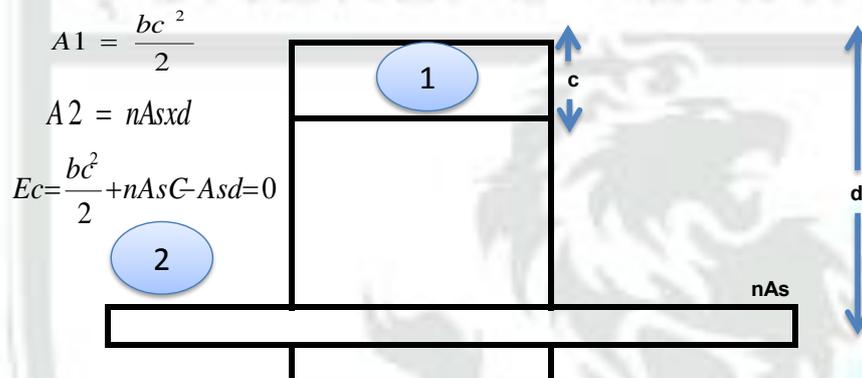
### Momento Actuante (Ma)

El momento Actuante Sera El Momento Positivo Máximo (Carga Por Servicio)

Ma= 2.01 tn\*m No se necesita analisis de seccion agrietada

### Calculo De La Profundidad Del Eje Neutro "c" Para Una Sección

Agrietada



$$A1 = \frac{bc^2}{2}$$

$$A2 = nAsxd$$

$$Ec = \frac{bc^2}{2} + nAsC - Asd = 0$$

Descripción	Simbolo	Resultados
n	n=	9.20
Área De Acero(As)	As =	3.96cm <sup>2</sup>
Peralte Efectivo(d)	d=	34.10 cm
Base De La Viga(b)	b=	30 cm
Del La Ecuación	30c <sup>2</sup> /2 +36.4c -135.02	c=1.60 cm -c=2.81 cm

### Calculo Del Momento De Inercia De La Sección Agrietada(Ir)

$$Icr = \frac{bc^3}{3} + nAs(d-c)^2 = 38515.5 \text{ cm}^4$$

### Calculo Del Esfuerzo En EL Acero

$$fs = \frac{nMa}{Icr} (d - c)^2 = 1560 \text{ Kg/cm}^2 < 0.6fy = 2520 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

### Ancho De La Grieta Permisible

Condición De Exposición	Ancho Permisible(mm)
Aire Seco Con Membrana De Protección	0.41
Aire Húmedo o Suelo	0.3

<b>DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL</b>	
<b>TITULO:</b>	"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"
<b>AUTOR:</b>	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

#### Calculo Del Ancho De La Grieta

Descripción	Simbolo	Resultados
$\beta=(h-c)/(d-c)$ =Valor promedio del factor de profundidad, puede tomarse igual a 1.2	$\beta=$	1.182
$f_s$ =Esfuerzo máximo en el acero a nivel de carga por servicio en kg/cm <sup>2</sup> puede usarse 0.6fy, si no se dispone de resultado de análisis	$f_s=$	1560.32 Kg/cm <sup>2</sup>
$d_c$ =Espesor en cm del recubrimiento medido hasta el centro de la primera línea de refuerzo	$d_c=$	5.91 cm
$t$ =Profundidad en tensión se determina considerando el centro de gravedad de las barras en tensión como el centroide del área de concreto en tensión	$t=$	11.81 cm
$Y_{bc}$ =Se define como el numero de barras en el lado de tensión si todas las barras son del mismo o el área total del acero entre el área de la barra mayor	$Y_{bc}=$	2.073
$b$ =Ancho de la sección	$b=$	30 cm
$A$ =Área de concreto en tensión entre numero de barras en cm <sup>2</sup>	$A=(bxt)/(Y_{bc})$	170.89 cm <sup>2</sup>

De lo descrito anteriormente calcularemos el ancho de la grieta

$$W_{max} = 0.1086 \times 10^{-4} \beta x f_s (d_c x A)^{1/3}$$

0.2mm



OK

#### Calculo Del Ancho De La Grieta De Manera Simplificada

Descripción	Formulas	Resultados
$\beta=(h-c)/(d-c)$ =Valor promedio del factor de profundidad, puede tomarse igual a 1.2	$\beta=$	1.200
$f_s$ =Esfuerzo máximo en el acero a nivel de carga por servicio en kg/cm <sup>2</sup> puede usarse 0.6fy, si no se dispone de resultado de análisis	$f_s=0.6f_y$	2520 Kg/cm <sup>2</sup>

## DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

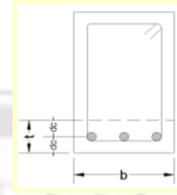
**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

$$W_{max} = 0.1086 \times 10^{-4} \beta_x f_s (d c x A)^{1/3}$$

0.3mm



OK



### Calculo Del Ancho De La Grieta De Usando El Factor "z"

Condición De Exposición	Zkg/cm2	w(mm)
Para Vigas En Exteriores	31000	0.4
Para Vigas En Interiores	23200	0.3

$$Z = f_s (d c x A)^{1/3}$$

25276 Kg/cm2



OK

### Diseño Por Corte

#### 1.- Capacidad De Cortante

a.- La Capacidad De Cortante Del Concreto Es:

$$V_c = 0.53 x \sqrt{f' c} x b d$$

Vc=7.86tn



$$V_u > V_c$$

OK

$$V_s = V_u - V_c =$$

Vs=0.77tn

b.- Revisión De La Sección Sea Adecuada Por Cortante:

$$V_s \leq 2.12 x \sqrt{f' c} x b d$$

31.42 tn



$$V_s > V_c$$

OK

#### 2.- Refuerzo Por Cortante

$$A_v = 2 \times A \phi$$

Av=1.42cm2



$$S = \frac{A_v \times f' y \times d}{v_s}$$

262.69 cm

#### 3.- Separación Mínima

a.- En Toda La Viga:

$$S_{max} = \frac{A_v}{0.015}$$

Smax=31.6cm

$$S_{max}$$

262.69 cm

b.- En La Zona De Confinamiento:

$$S_{min} = \frac{d}{4}$$

8.52 cm

$$S_{min} = 8db$$

7.60 cm

## DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

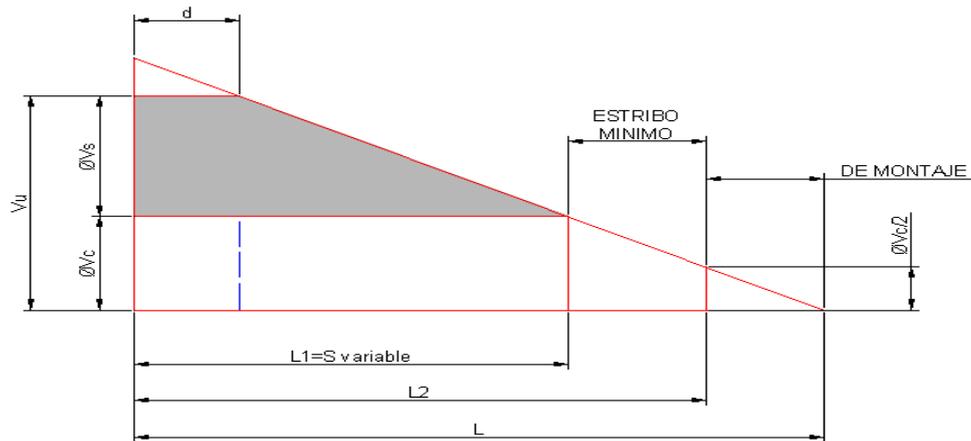
**c.- En La Zona De Confinamiento:**

**s= 17.05 cm**

### 4.- Espaciamiento De Estribo

**L= 2.33m**

**L= 232.50 cm**



Descripción	Vu(Ton)	Vs(Ton)	S(m)
0-d	8.63	3.65	1.114
18.44	7.55	2.21	1.840
36.88	6.90	1.34	3.028
55.32	6.25	0.48	8.548

e1	No de Estribos	No Estribos Asumidos	
0.05	1	1	0.05m
0.1	6.0	6	0.60m
	<b>L1=</b>	<b>0.65m</b>	<b>OK</b>

	<b>Ltotal=</b>	<b>0.65</b>	<b>OK</b>
--	----------------	-------------	-----------

**USAR:** Est Ø3/8": 1@.05, 8@.10, 3@.15, R.@.20

## DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA (30X30)

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

**Datos:**

**Vigas**

Lado Mayor de la Viga	t=	30.00 cm
Lado Menor de la Viga	b=	30.00 cm
Coefficiente de Reducción Por Torsión	φ=	0.75
Coefficiente de Reducción Por corte	φ=	0.75
Coefficiente de Reducción Por Flexión	φ=	0.90
Torsión de Diseño	Tu=	0.01 tn*m
Momento de Diseño Extremo 1	Mu=	1.70 tn*m
Momento de Diseño Centro	Mu=	0.60 tn*m
Momento de Diseño Extremo 2	Mu=	1.80 tn*m
Momento Positivo (Carga Por Servicio)	Ms=	0.98 tn*m
Cortante de Diseño Extremo 1	Vu=	2.54 tn
Cortante de Diseño Extremo 2	Vu=	2.40 tn
Área de la Sección de Concreto	Acp=	900 cm <sup>2</sup>
Perímetro de La Sección	Pcp=	120 cm
f'c en Viga	f'c=	210 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de Fluencia del Acero	f'y=	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo De Elasticidad Del Concreto	Ec=	2.17E+05
Modulo De Elasticidad Del Acero	Es=	2.00E+06
Peso especifico del Concreto	γc=	2400 Kg/cm <sup>3</sup>
Longitud de la viga	l=	3.50m
Recubrimiento en vigas	r=	0.04 m

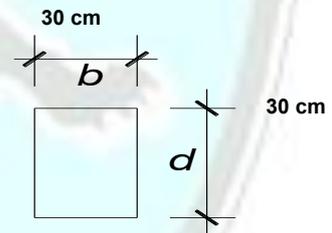
**Diseño Por Torsión**

$$T_u \geq 0.27 \times \phi \times \sqrt{f'c} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

Tu > 0.20 kg\*cm

Tu ≥ Tumin

No existe diseño por torsión



**Diseño Por Flexión**

**Verificación De Diseño De Las Vigas**

Comprobamos la capacidad de la viga por medio de la cuantía máxima para escoger el diseño adecuado:

f'c	210	280	350	420	Valor de β
β	0.85	0.85	0.80	0.75	0.85

$$\rho_b = \beta \times 0.85 \times \frac{f'c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) = 0.021$$

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_b = 0.01$$

$$A_s = \rho_{max} b d = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b} = 2.352941176$$

$$M_{max} = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 3.27 \text{ tn*m}$$

$$M_u < M_{max} \text{ La viga se diseñará a flexión}$$

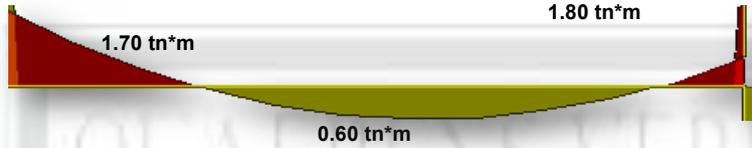
## DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA (30X30)

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

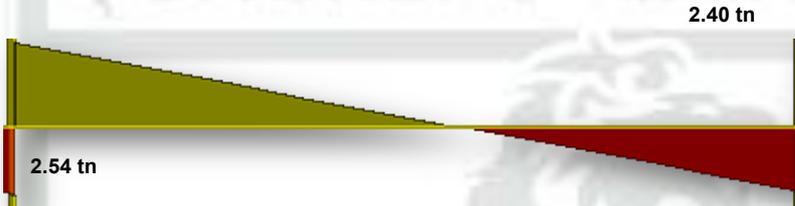
**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

### Diagrama De Momentos, Cortantes

#### Diagrama De Momentos



#### Diagrama De Cortantes



#### Diseño Por Flexión Extremo Izquierdo De La Viga

d= 24.10 cm

$$M = 0.90 A_s f_y \left( d - \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} \right)$$

3294.12       $A_s^2$       202398       $A_s$       377777.78

As= 59.52 cm<sup>2</sup>

As= 1.93 cm<sup>2</sup>

De estos dos valores, se toma el menor valor, si no pasa la verificación se modifica la sección transversal de la viga :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.0027 \quad \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0.00333$$

$\rho > \rho_{\min}$  Calcular el area de acero con la cuantia minima

$\rho < \rho_b$  OK

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

As= 3.00 cm<sup>2</sup>      2     $\phi$     5/8"      Asre=4.0cm<sup>2</sup>

OK

$A_s < A_{req}$

USAR: 2     $\phi$     5/8"

#### Diseño Por Flexión En El Centro De La Viga

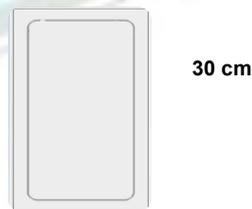
d= 24.10 cm

$$M = 0.90 A_s f_y \left( d - \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} \right)$$

3294.12       $A_s^2$       202398       $A_s$       133333.33

As= 60.78 cm<sup>2</sup>

As= 0.67 cm<sup>2</sup>



## DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA (30X30)

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

De estos dos valores, se toma el menor valor, si no pasa la verificación se modifica la sección transversal de la viga :

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

0.0009

→

$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} =$

0.00333

→

$\rho > \rho_{\min}$

Calcular el area de acero con la cuantia minima

→

$\rho < \rho_b$

OK

→

$\rho < \rho_{\max}$

OK

As= 3.00 cm<sup>2</sup>

→

5  $\phi$  5/8"

Asre=9.9cm<sup>2</sup>

$A_s < A_{req}$

OK

30 cm

**USAR:** 5  $\phi$  5/8"

### Diseño Por Flexión Al Extremo Derecho De La Viga

d= 24.10 cm

$M = 0.90 A_s f_y \left( d - \frac{0.85 f'_c b}{2} \right)$

3294.12

A<sup>2</sup>

202398

A<sub>s</sub>

400000.00

→

As= 59.40 cm<sup>2</sup>

As= 2.04 cm<sup>2</sup>

De estos dos valores, se toma el menor valor, si no pasa la verificación se modifica la sección transversal de la viga :

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

0.0028

→

$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} =$

0.00333

→

$\rho > \rho_{\min}$

Calcular el area de acero con la cuantia minima

→

$\rho < \rho_b$

OK

→

$\rho < \rho_{\max}$

OK

As= 3.00 cm<sup>2</sup>

→

2  $\phi$  5/8"

Asre=4.0cm<sup>2</sup>

$A_s < A_{req}$

OK

30 cm

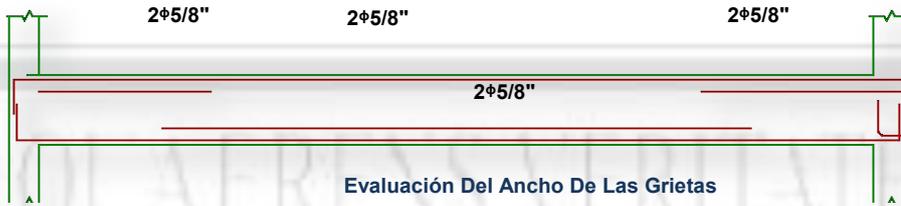
**USAR:** 2  $\phi$  5/8"

## DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA (30X30)

**TÍTULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

### Detalle De acero De La Viga Diseñada



### Calculo Del Momento Critico

Descripción	Simbolo	Resultados
Peralte Efectivo	$d =$	24.10 cm
Sección Bruta(Ig)	$I_g = \frac{bh^3}{12} =$	67500cm <sup>4</sup>
Esfuerzo Critico(fr)	$f_r = 2\sqrt{f'c} =$	28.98 Kg/cm <sup>2</sup>
Yt	$Y_t =$	15 cm
<b>Momento Critico(Mcr)</b>	$M_{cr} = \frac{I_g \times f_r}{Y_t} =$	<b>1.30 tn*m</b>

### Momento Actuante (Ma)

El momento Actuante Sera El Momento Positivo Máximo (Carga Por Servicio)

$M_a = 0.98 \text{ tn*m}$

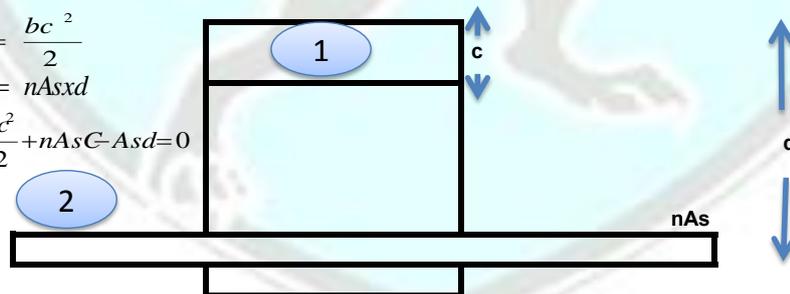
➡ No se necesita analisis de seccion agrietada

### Calculo De La Profundidad Del Eje Neutro "c" Para Una Sección Agrietada

$$A_1 = \frac{bc^2}{2}$$

$$A_2 = nA_s x d$$

$$Ec = \frac{bc^2}{2} + nA_s C - A_s d = 0$$



Descripción	Simbolo	Resultados
n	$n =$	9.20
Área De Acero(A <sub>s</sub> )	$A_s =$	9.90cm <sup>2</sup>
Peralte Efectivo(d)	$d =$	24.10 cm
Base De La Viga(b)	$b =$	30 cm
Del La Ecuación	$30c^2/2 + 91.1c - 238.54$	<b>c=1.68 cm</b> -c=4.72 cm

## DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA (30X30)

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

### Calculo Del Momento De Inercia De La Sección Agrietada(Ir)

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d-c)^2 \quad 45795.8 \text{ cm}^4$$

### Calculo Del Esfuerzo En EL Acero

$$f_s = \frac{nMa}{I_{cr}} \frac{(d-c)^2}{2} \quad 441 \text{ Kg/cm}^2 \quad < 0.6f_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

### Ancho De La Grieta Permissible

Condición De Exposición	Ancho Permissible(mm)
Aire Seco Con Membrana De Protección	0.41
Aire Húmedo o Suelo	0.3

### Calculo Del Ancho De La Grieta

Descripción	Simbolo	Resultados
$\beta = (h-c)/(d-c)$ = Valor promedio del factor de profundidad, puede tomarse igual a 1.2	$\beta =$	1.263
$f_s$ = Esfuerzo máximo en el acero a nivel de carga por servicio en kg/cm <sup>2</sup> puede usarse 0.6 $f_y$ , si no se dispone de resultado de análisis	$f_s =$	441.25 Kg/cm <sup>2</sup>
$d_c$ = Espesor en cm del recubrimiento medido hasta el centro de la primera línea de refuerzo	$d_c =$	5.91 cm
$t$ = Profundidad en tensión se determina considerando el centro de gravedad de las barras en tensión como el centroide del área de concreto en tensión	$t =$	11.81 cm
$Y_{bc}$ = Se define como el numero de barras en el lado de tensión si todas las barras son del mismo o el área total del acero entre el área de la barra mayor	$Y_{bc} =$	5.183
$b$ = Ancho de la sección	$b =$	30 cm
$A$ = Área de concreto en tensión entre numero de barras en cm <sup>2</sup>	$A = (b \times t) / (Y_{bc})$	68.35 cm <sup>2</sup>

De lo descrito anteriormente calcularemos el ancho de la grieta

$$w_{max} = 0.1086 \times 10^{-4} \beta f_s (d_c \times A)^{1/3}$$

0.0mm



OK

### Calculo Del Ancho De La Grieta De Manera Simplificada

## DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA (30X30)

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

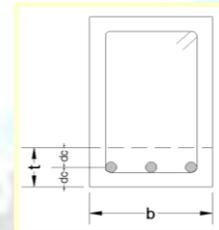
Descripción	Símbolo	Resultados
$\beta = (h-c)/(d-c)$ = Valor promedio del factor de profundidad, puede tomarse igual a 1.2	$\beta =$	1.200
$f_s$ = Esfuerzo máximo en el acero a nivel de carga por servicio en kg/cm <sup>2</sup> puede usarse 0.6 $f_y$ , si no se dispone de resultado de análisis	$f_s = 0.6f_y$	2520 Kg/cm <sup>2</sup>

$$w_{max} = 0.1086 \times 10^{-4} \beta f_s (d c x A)^{1/3}$$

0.2mm



OK



Calculo Del Ancho De La Grieta De Usando El Factor "z"

Condición De Exposición	Zkg/cm <sup>2</sup>	w(mm)
Para Vigas En Exteriores	31000	0.4
Para Vigas En Interiores	23200	0.3

$$Z = f_s (d c x A)^{1/3}$$

18624 Kg/cm<sup>2</sup>



OK

Diseño Por Corte

### 1.- Capacidad De Cortante

a.- La Capacidad De Cortante Del Concreto Es:

$$V_c = 0.53 x \sqrt{f'c} x b d$$

$V_c = 5.55 \text{ tn}$



$$V_u > V_c$$

Refuerzo transversal mínimo

$$V_s = V_u - V_c =$$

$-V_s = 3.15 \text{ tn}$

b.- Revisión De La Sección Sea Adecuada Por Cortante:

$$V_s \leq 2.12 x \sqrt{f'c} x b d$$

22.21 tn



$$V_s > V_c$$

OK

### 2.- Refuerzo Por Cortante

$$A_v = 2 \times A \phi$$

$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$



$$S = \frac{A_v \times f' y \times d}{v_s}$$

-45.59 cm

## DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA (30X30)

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

### 3.- Separación Mínima

a.- En Toda La Viga:

$$S_{max} = \frac{A_v}{0.015f_y} \quad S_{max}=31.6\text{cm} \quad S_{max} = -45.59 \text{ cm}$$

b.- En La Zona De Confinamiento:

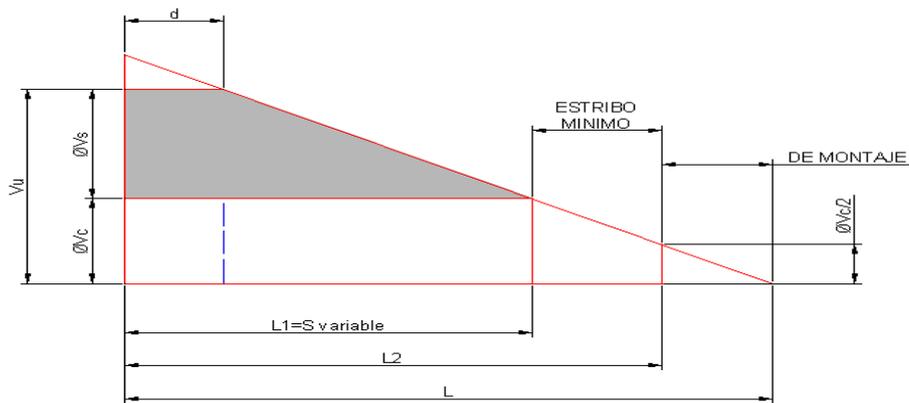
$$S_{min} = \frac{d}{4} \quad 6.02 \text{ cm} \quad S_{min} = 8db \quad 7.60 \text{ cm}$$

c.- En La Zona De Confinamiento:

$$s = 12.05 \text{ cm}$$

### 4.- Espaciamiento De Estribo

$$L = 1.75\text{m} \quad L = 175.00 \text{ cm}$$



Para e1:  $-L=128.61 \text{ cm}$

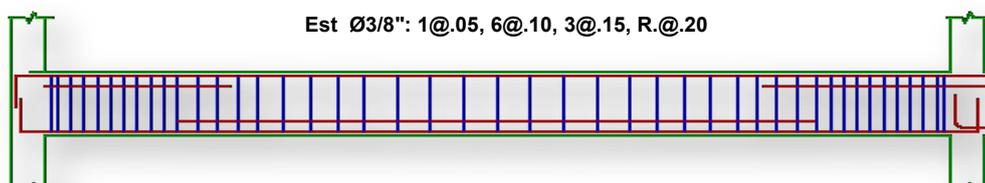
Descripción	Vu(Ton)	Vs(Ton)	S(m)
0-d	2.40	-2.35	-1.222
-32.15	3.01	-1.54	-1.863
-64.31	3.47	-0.92	-3.122
-96.46	3.94	-0.30	-9.632

e1	No de Estribos	No Estribos Asumidos	
0.05	1	1	0.05m
0.1	6.0	6	0.60m
	<b>L1=</b>	<b>0.65m</b>	<b>OK</b>
	<b>Ltotal=</b>	<b>0.65</b>	<b>OK</b>

**USAR:** Est  $\varnothing 3/8$ : 1@.05, 6@.10, 3@.15, R.@.20

### 6.- Resumen De Los Estribos

a.- En el Centro



## DISEÑO DE COLUMNA DE 40 x 45 CM

TITULO:

“INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018”

AUTOR:

BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

### Datos:

#### Geometría de la Columna

Altura de la columna	H= 2.60m
Lado Menor de la Columna	b= 0.40m
Lado Mayor de la Columna	h= 0.45m
Inercia de la Columna	Ig= 0.0030m <sup>4</sup>
Inercia de la Columna Bruta	Ig= 0.0021m <sup>4</sup>
Área de la sección de la columna	Ac= 0.18m <sup>2</sup>

#### Geometría de la Viga

Longitud de la viga	L= 4.65m
Lado Menor de la Viga	b= 0.30m
Lado Mayor de la Viga	h= 0.40m
Inercia de la Viga	Ig= 0.0016m <sup>4</sup>
Inercia de la Viga Bruta	Ig= 0.0006m <sup>4</sup>
Área de la sección de la viga	Av= 0.12m <sup>2</sup>

#### Materiales

##### Concreto Armado

Resistencia a la Compresión del Concreto f' <sub>c</sub>	f' <sub>c</sub> = 245 Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo de Elasticidad del Concreto	E <sub>c</sub> = 2.35E+05

##### Acero de Refuerzo

Esfuerzo de Fluencia del Acero	f' <sub>y</sub> = 4200 Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo de Elasticidad del Acero	E <sub>s</sub> = 2.00E+06

#### Cargas en la Columna

Carga Muerta	D <sub>c</sub> = 56.79 tn
Carga Viva	DL= 14.30 tn
Carga Sísmica	P <sub>s</sub> = 8.14 tn
Carga Ultima	P <sub>u</sub> = 103.82 tn
Carga Ultima Sísmica	P <sub>us</sub> = 11.40 tn
Carga Ultima Critica	P <sub>uc</sub> = 86.41 tn

#### Del Programa Etabs V16.2.00

##### Momentos Flectores

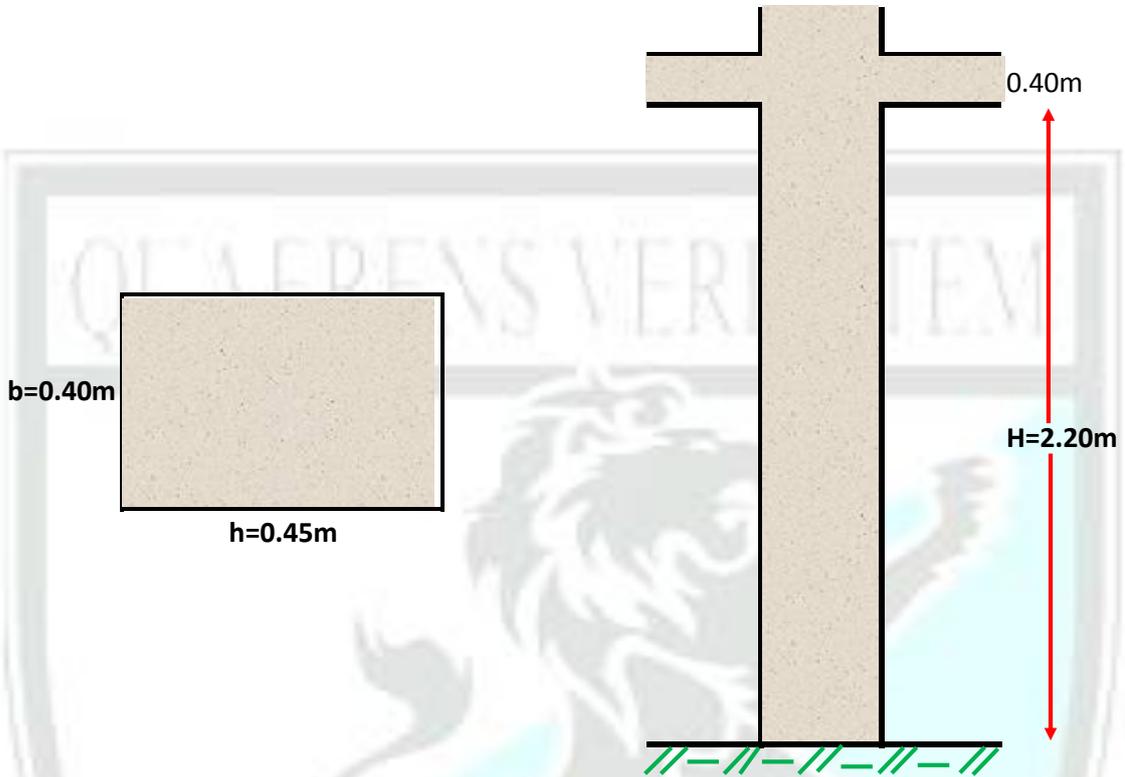
Momento flector debido a la carga muerta	MD= 0.77 Tn-m
Momento flector debido a la carga Viva	ML= 0.73 Tn-m
Momento flector ultimo	M <sub>u</sub> = 2.32 Tn-m
Momento flector ultimo por Sismo	M <sub>us</sub> = 3.25 Tn-m

#### Coefficiente de Reducción y Recubrimientos

Recubrimiento en columnas	r= 0.04m
Coefficiente de Reducción Por corte	ϕ= 0.85

DISEÑO DE COLUMNA DE 40 x 45 CM	
TITULO:	“INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018”
AUTOR:	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

**I. Gráficos Para el Diseño de la Columna**



**II. Diseño por esbeltez de la Columna**

**1.-Verificacion de esbeltez de la columna**

Para una altura de columna h=0.00m

$$EI/L_c = 0.0000 E \quad \Rightarrow \quad EI/L_v = 0.0000 E \quad \Rightarrow \quad \psi_A = \frac{\sum (\frac{EI}{L_c})}{\sum (\frac{EI}{L_v})} = 0.0000$$

Para una altura de columna h=4.50m

$$EI/L_c = 0.0008 E \quad \Rightarrow \quad EI/L_v = 0.0001 E \quad \Rightarrow \quad \psi_B = \frac{\sum (\frac{EI}{L_c})}{\sum (\frac{EI}{L_v})} = 6.31$$

$$\psi_m = (\psi_A + \psi_B) / 2 = 3.155 \quad \Rightarrow \quad \psi > 2 \quad k = 1.84 \quad \Rightarrow \quad k l_u / r = 35.35$$

$$\frac{k l_u}{r} < 22$$

Si existe Esbeltez en la columna

## DISEÑO DE COLUMNA DE 40 x 45 CM

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

$$\frac{kl_u}{r} > 100$$

usar el metodo magnificado para el diseño de la columna

### 2.- Calculo de la carga de pandeo de Euler

$$Bd = Mdu / Mu = 0.766$$

$$EI = \frac{Eclg}{1 + \beta d} = \frac{2.5}{1 + \beta d} = 1615.5 \text{ Tn-m}^2$$

$$Pc = \frac{\pi^2 EI}{(kLu)^2} = 699.9661$$

### 3.- Calculo del factor amplificado de momentos por desplazamiento transversal

$$\delta = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75(Pcr)}} = 1.197$$

$$\delta_s = \frac{Cm}{1 - \frac{\sum Pu}{0.75 \sum (Pcr)}} = 1.197$$

$$M_c = \delta M_u + \delta_s M_{us} = 6.66 \text{ Tn-m}$$

### 4.- Cargas requeridas nominales

$$P_n = \frac{Pu}{\phi} = 101.66 \text{ tn}$$

$$M_n = \frac{M_c}{\phi} = 7.84 \text{ Tn-m}$$

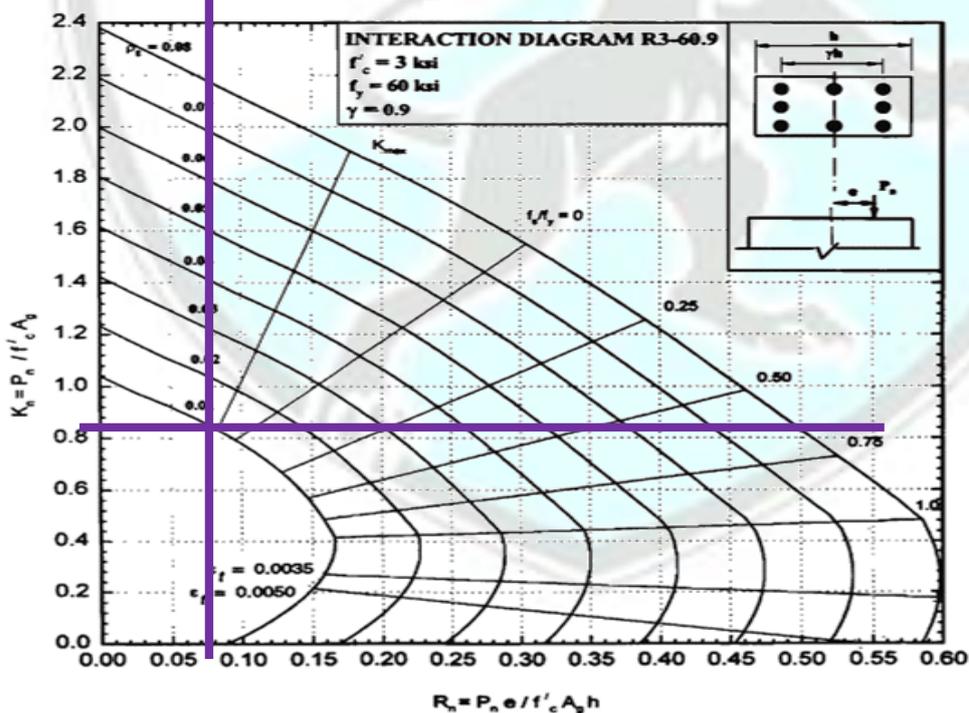
$$e = \frac{M_c}{Puc} = 0.17 \text{ m}$$

### 5.- Datos para el grafico del diagrama de iteraciones a emplear

$$\gamma = \frac{d - r - \phi}{h} = 0.80$$

$$X = \frac{P_n(e)}{(f'c)(b)(h)^2} = 0.088$$

$$Y = \frac{P_n}{(f'c)(b)(h)} = 0.231$$



Del diagrama de iteraciones escogemos la cuantilla correspondiente para el diseño de la columna

$$\rho_{Dis} = 0.90\%$$

$$\rho_{Min} = 1.00\%$$

$$\rho_{Max} = 8.00\%$$

## DISEÑO DE COLUMNA DE 40 x 45 CM

<b>TITULO:</b>	“INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018”
<b>AUTOR:</b>	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

Como podemos apreciar la cuantilla de diseño es mucho menor que la cantilla mínima, por lo tanto para el diseño de la columna emplearemos la cuantilla mínima.

### 6.-Distribución del acero vertical

#### 6.1.- Calculo del Área de Acero

$$A_s = \rho \times A_g =$$

$A_s = 18.00 \text{ cm}^2$

Asumiendo varilla N°

6

ó varilla de  $\emptyset =$

3/4"

y con un

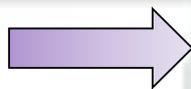
$A_s = 2.85 \text{ cm}^2$

USAR: 8

$\emptyset$  3/4"

$$A_{s_{req}} =$$

22.80 cm<sup>2</sup>



$$A_s < A_{req}$$

OK, La Cantidad de Acero es Aceptable

USAR: 8  $\emptyset$  3/4"

### III. Diseño por corte de la Columna

#### 1.-Calculo del Área de Acero transversal en la Columna

##### 1.1.- Primer Estribo

Z1= 0.05m

smax= 0.05m

$A^\emptyset$  3/8" 1@0.05

##### 1.2.- Zona Confinada

Zc1= 0.65m

S1= 0.20m

0.70m

Zc2= 0.45m

S2= 0.10m

Zc3= 0.45m

Zcf= 0.70m

Sf= 0.10m

$A^\emptyset$  3/8" 7@0.1

##### 1.3.- Zona no Confinada

Zc1= 0.50m

dbmin 0.01m

0.50m

S1= 0.12m

0.15m

Zc2= 0.45m

S2= 0.40m

Zc3= 0.45m

S3= 0.30m

Zcf= 0.50m

Zncf= 0.15m

$A^\emptyset$  3/8" 3@0.15

DISEÑO DE COLUMNA DE 40 x 45 CM	
TITULO:	"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"
AUTOR:	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

1.4.- Zona no Confinada

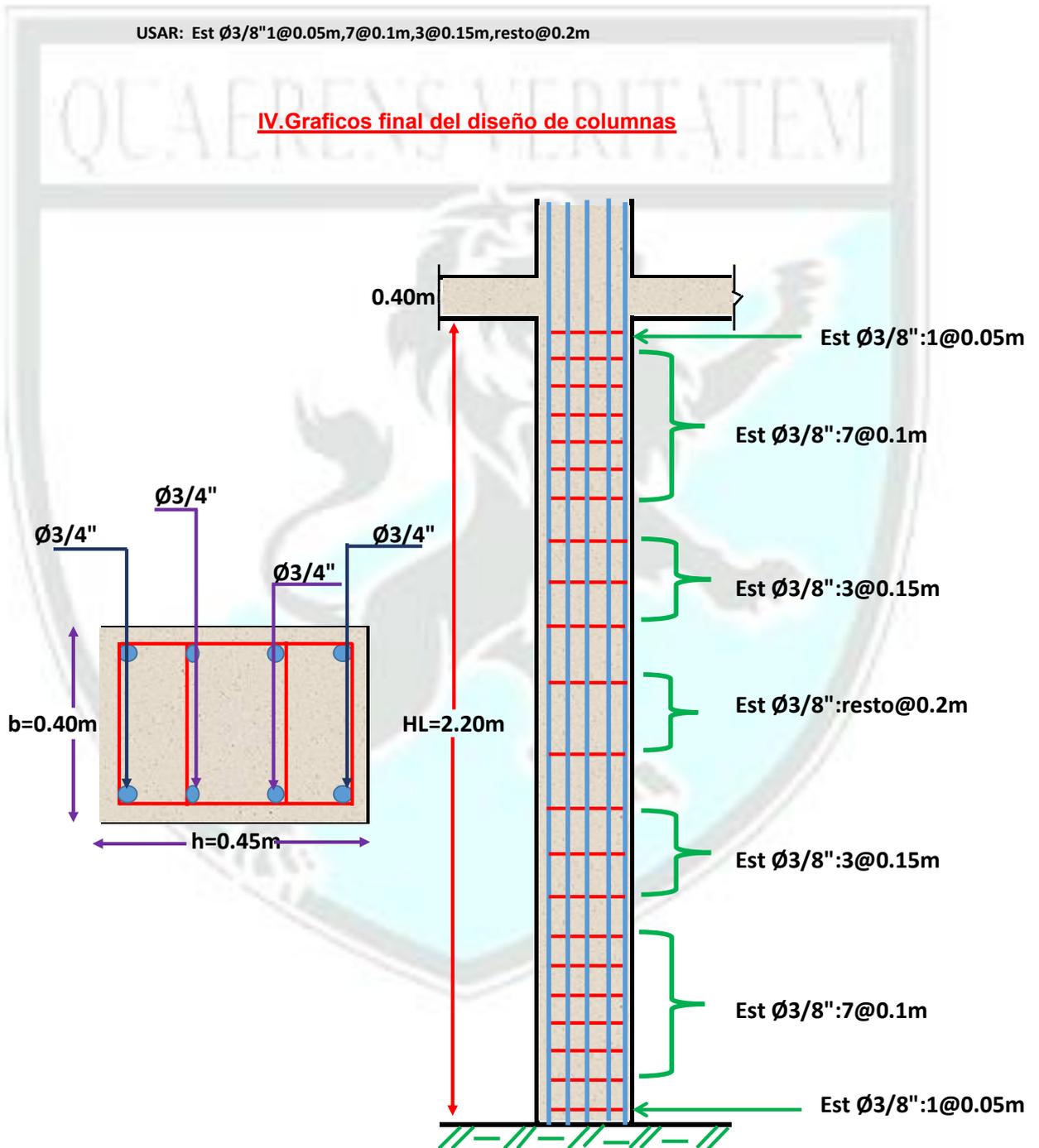
$S_n = 0.20m$

$A^\phi \text{ } 3/8'' \text{ resto@}0.2$

1.5.- Resultado final de los aceros transversales

USAR: Est  $\phi 3/8''$ :1@0.05m,7@0.1m,3@0.15m,resto@0.2m

**IV. Graficos final del diseño de columnas**



## DISEÑO DE COLUMNA DE SECCION 40 x 40

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

### Datos:

#### Geometría de la Columna

Altura de la columna	H= 2.60m
Lado Menor de la Columna	b= 0.40m
Lado Mayor de la Columna	h= 0.40m
Inercia de la Columna	Ig= 0.0021m <sup>4</sup>
Inercia de la Columna Bruta	Ig= 0.0015m <sup>4</sup>
Área de la sección de la columna	Ac= 0.16m <sup>2</sup>

#### Geometría de la Viga

Longitud de la viga	L= 4.65m
Lado Menor de la Viga	b= 0.30m
Lado Mayor de la Viga	h= 0.40m
Inercia de la Viga	Ig= 0.0016m <sup>4</sup>
Inercia de la Viga Bruta	Ig= 0.0006m <sup>4</sup>
Área de la sección de la viga	Av= 0.12m <sup>2</sup>

#### Materiales

##### Concreto Armado

Resistencia a la Compresión del Concreto f' <sub>c</sub>	f' <sub>c</sub> = 245 Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo de Elasticidad del Concreto	E <sub>c</sub> = 2.35E+05

##### Acero de Refuerzo

Esfuerzo de Fluencia del Acero	f' <sub>y</sub> = 4200 Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo de Elasticidad del Acero	E <sub>s</sub> = 2.00E+06

#### Cargas en la Columna

Carga Muerta	D <sub>c</sub> = 29.70 tn
Carga Viva	DL= 6.29 tn
Carga Sísmica	P <sub>s</sub> = 9.20 tn
Carga Ultima	P <sub>u</sub> = 52.27 tn
Carga Ultima Sísmica	P <sub>us</sub> = 12.88 tn
Carga Ultima Critica	P <sub>uc</sub> = 48.86 tn

#### Del Programa Etabs V16.2.00

##### Momentos Flectores

Momento flector debido a la carga muerta	MD= 0.15 Tn-m
Momento flector debido a la carga Viva	ML= 0.04 Tn-m
Momento flector ultimo	Mu= 0.28 Tn-m
Momento flector ultimo por Sismo	Mus= 0.39 Tn-m

#### Coefficiente de Reducción y Recubrimientos

Recubrimiento en columnas	r= 0.04m
Coefficiente de Reducción Por corte	ϕ= 0.85

DISEÑO DE COLUMNA DE SECCION 40 x 40	
TITULO:	"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"
AUTOR:	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

**I. Gráficos Para el Diseño de la Columna**



**II. Diseño por esbeltez de la Columna**

**1.-Verificacion de esbeltez de la columna**

Para una altura de columna h=0.00m

$$EI/Lc = 0.0000 E \rightarrow EI/Lv = 0.0000 E \rightarrow \psi_A = \frac{\sum (\frac{EI}{Lc})}{\sum (\frac{EI}{Lv})} = 0.0000$$

Para una altura de columna h=4.50m

$$EI/Lc = 0.0005 E \rightarrow EI/Lv = 0.0001 E \rightarrow \psi_B = \frac{\sum (\frac{EI}{Lc})}{\sum (\frac{EI}{Lv})} = 4.43$$

$$\psi_m = (\psi_A + \psi_B) / 2 = 2.215 \rightarrow \psi > 2 \quad k = 1.61 \rightarrow kl_u / r = 34.99$$

$$\frac{kl_u}{r} < 22$$

Si existe Esbeltez en la columna

$$\frac{kl_u}{r} > 100$$

usar el metodo magnificado para el diseño de la columna

## DISEÑO DE COLUMNA DE SECCION 40 x 40

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

### 2.- Calculo de la carga de pandeo de Euler

$$Bd = Mdu / Mu = 0.795 \Rightarrow EI = \frac{Eclg}{1 + \beta d} = 1115.9 \text{ Tn-m}^2 \quad P_C = \frac{\pi^2 EI}{(kLu)^2} = 624.6496$$

### 3.- Calculo del factor amplificado de momentos por desplazamiento transversal

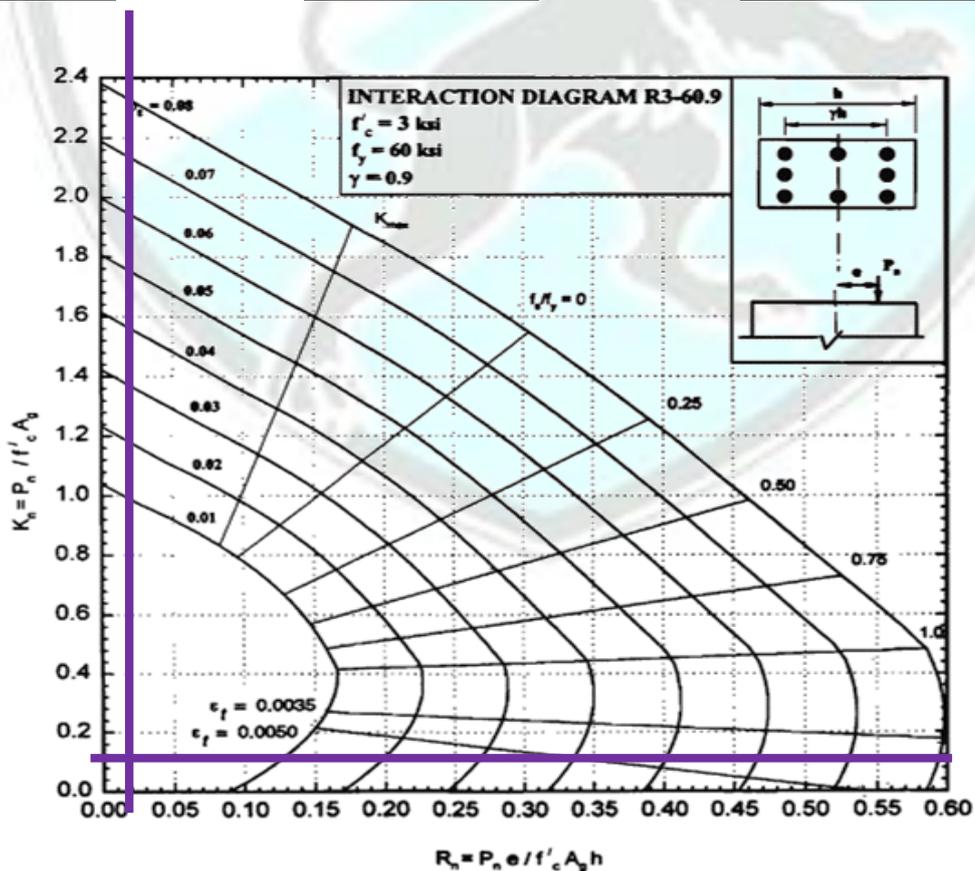
$$\delta = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75(P_{cr})}} = 1.116 \Rightarrow \delta_s = \frac{Cm}{1 - \frac{\sum Pu}{0.75 \sum (P_{cr})}} = 1.116 \Rightarrow M_C = \delta M_U + \delta_s M_{US} = 0.75 \text{ Tn-m}$$

### 4.- Cargas requeridas nominales

$$P_n = \frac{Pu}{\phi} = 57.49 \text{ t} \Rightarrow M_n = \frac{M_C}{\phi} = 0.88 \text{ Tn-m} \Rightarrow e = \frac{M_C}{P_{uc}} = 0.04 \text{ m}$$

### 5.- Datos para el grafico del diagrama de iteraciones a emplear

$$\gamma = \frac{d - r - \phi}{h} = 0.80 \Rightarrow X = \frac{P_n(e)}{(f'_c)(b)(h)^2} = 0.014 \Rightarrow Y = \frac{P_n}{(f'_c)(b)(h)} = 0.147$$



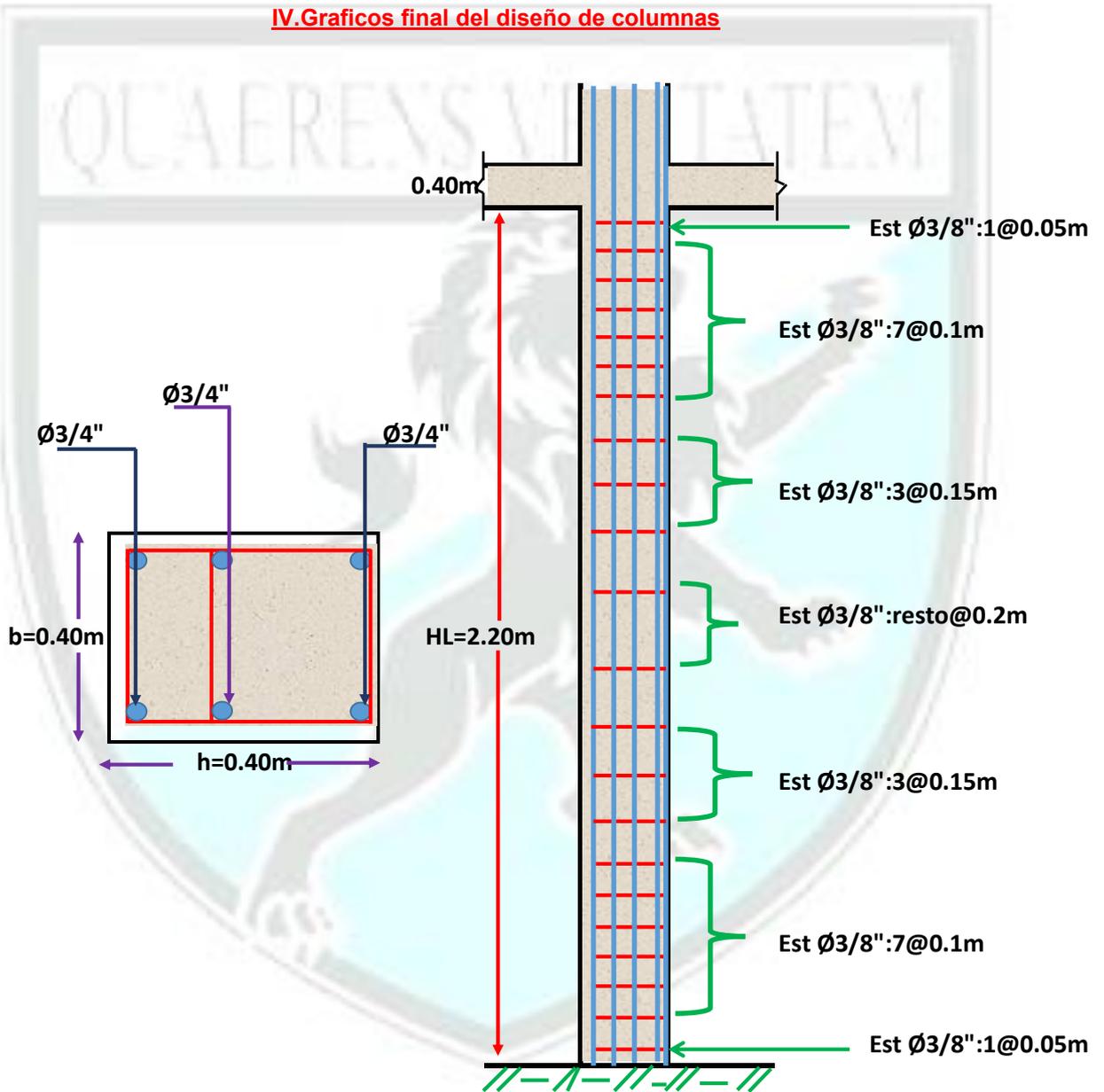


DISEÑO DE COLUMNA DE SECCION 40 x 40	
TITULO:	"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"
AUTOR:	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

1.5.- Resultado final de los aceros transversales

USAR: Est  $\varnothing 3/8''$ :1@0.05m,7@0.1m,3@0.15m,resto@0.2m

IV.Graficos final del diseño de columnas



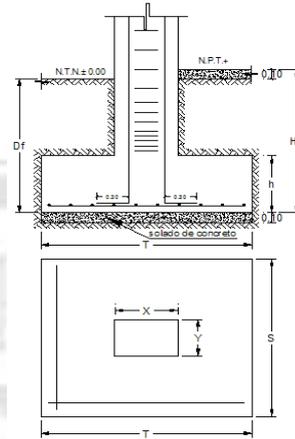
DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CENTRALES	
TITULO:	"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"
AUTOR:	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

DISEÑO ZAPATA CÉNTRICA  
 COLUMNA 45 X 40

DATOS	eje x		eje y		
	Pm	56.79	Pm	56.79	Ton
Pv	14.3	Pv	14.3	Ton	
Mmx	0.05	Mmy	0.004	Ton-m	
Mvx	0.02	Mvy	0.001	Ton-m	
Msx	0.7	Msy	3.38	Ton-m	
Psx	8.14	Psy	4	Ton-m	

st(suelo)	2.74	(Kg/cm <sup>2</sup> )	ó
st(suelo)	27.4	Ton/m <sup>2</sup>	

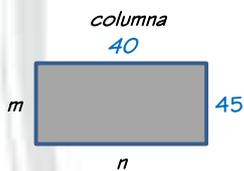
f<sub>c</sub> = 210 Kg/cm<sup>2</sup>  
 F<sub>y</sub> = 4200 Kg/cm<sup>2</sup>



### DIMENSIONAMIENTO

#### 1ra. VERIFICACIÓN (Momentos sin sismos)

Mmx	0.05	Mmy	0.004	Ton-m
Mvx	0.02	Mvy	0.001	Ton-m
Ptotal	71.09			Ton



Área tentativa

A	3.6	m <sup>2</sup>
m-n	0.05	m
B	2.00	m
L	2.05	m

Nueva Área

A	4.1	m <sup>2</sup>
---	-----	----------------

factores
1.25
1.5
1.7

#### VERIFICACIÓN DE MOMENTOS EN "X"

s	18.2559	ton2/m	ok
---	---------	--------	----

#### VERIFICACIÓN DE MOMENTOS EN "X" e "Y"

s	18.26	ton2/m	Ok
---	-------	--------	----

#### 2da VERIFICACION (SISMOS EN "X")

s	20.84	ok
---	-------	----

#### 3ra VERIFICACION (SISMOS EN "Y")

s	21.76	ok
---	-------	----

### DISEÑO:

nota: 1.55 es el valor intermedio entre 1.4 y 1.7 considerando mayor incidencia en la carga muerta, 1.25 a las cargas de sismo.

carga sin sismo		carga sin sismo	
s	18.26	s	28.30
sismo x		sismo x	
s	20.84	s	26.05
sismo y		sismo y	
s	21.76	s	27.20
s		28.30	ton/m <sup>2</sup> maX

DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CENTRALES	
TITULO:	"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"
AUTOR:	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

POR FUNZONAMIENTO

C1	0.45	m
C2	0.40	m
d	0.50	m
bo	3.70	m
Ao	0.86	m
A	4.10	m <sup>2</sup>
Bc	1.13	

Vu 91.841 ton  
Vc 127.83 ton  
 $\phi Vc$  108.65 ton  
Vu  $\leq$   $\phi Vc$  **ok**

POR CORTANTE

*cortante de diseño*

Cortante resistente

x	0.30	m
vu	17.0	Tn

Vc 76.804  
 $\phi Vc$  65.28 ton

Vu  $\leq$   $\phi Vc$  **ok**

POR FLEXION

X	0.80	Ton
b	200	cm
d	50	cm

Mu 1811.4 ton-m

Asmin	24	cm <sup>2</sup>
Asmin	33.3333	cm <sup>2</sup>
AsTempe	18	cm <sup>2</sup>

Para la direccion corta B= 200 cm

Números de varillas 7.5 cm de Recubrimiento a los extremos de la zapata

17 5/8"  
12 3/4" Separacion 15.00 cm

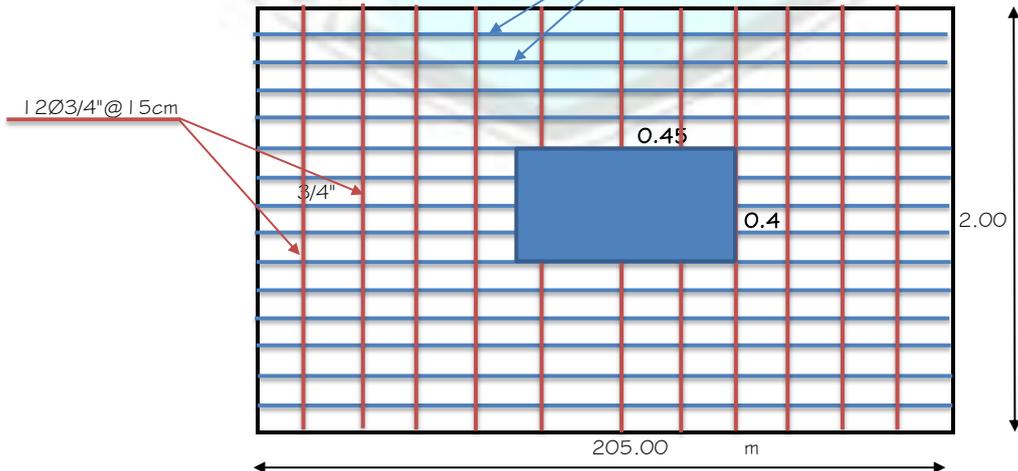
Para la direccion larga L= 205.00

As 34.17 cm<sup>2</sup>

Números de varillas 7 cm de Recubrimiento a los extremos de la zapata

17 5/8"  
12 3/4" Separacion 16 cm

1  $\emptyset$  3/4" @ 16cm



## DISEÑO DE ZAPATAS ESQUINERAS

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

### DISEÑO ZAPATA ESQUINERAS

COLUMNA 40 X 40

DATOS	eje x		eje y		
	Pm	29.7	Pm	29.7	
Pv	6.29	Pv	6.29		Ton
Mmx	0.15	Mmy	0.003		Ton-m
Mvx	0.04	Mvy	0.001		Ton-m
Msx	1	Msy	2.7		Ton-m
Psx	25	Psy	9.2		Ton-m

st(suelo)	2.74	(Kg/cm <sup>2</sup> )	ó
st(suelo)	27.4	Ton/m <sup>2</sup>	

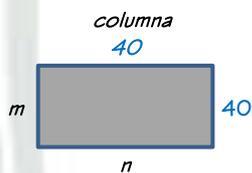
f<sub>c</sub> = 210 Kg/cm<sup>2</sup>  
 F<sub>y</sub> = 4200 Kg/cm<sup>2</sup>

factores
1.25
1.5
1.7

### DIMENSIONAMIENTO

#### 1ra. VERIFICACIÓN (Momentos sin sismos)

Mmx	0.15	Mmy	0.003	
Mvx	0.04	Mvy	0.001	Ton-m
Ptotal		35.99		Ton



#### Área tentativa

A	1.82	m <sup>2</sup>
m-n	0	m
B	1.60	m
L	1.60	m

#### Nueva Área

A	2.56	m <sup>2</sup>
---	------	----------------

excentricidad: e = 0.6

#### VERIFICACIÓN DE MOMENTOS EN "X"

s	15.0398	ton <sup>2</sup> /m	ok
---	---------	---------------------	----

#### VERIFICACIÓN DE MOMENTOS EN "X" e "Y"

s	15.05	ton <sup>2</sup> /m	Ok
---	-------	---------------------	----

#### 2da VERIFICACION (SISMOS EN "X")

s	26.76	ok
---	-------	----

#### 3ra VERIFICACION (SISMOS EN "Y")

s	22.77	ok
---	-------	----

### DISEÑO:

nota: 1.55 es el valor intermedio entre 1.4 y 1.7 conciderando mayor incidencia en la carga muerta, 1.25 a las cargas de sismo.

#### carga sin sismo

s	15.05
---	-------

#### sismo x

s	26.76
---	-------

#### sismo y

s	22.77
---	-------

#### carga sin sismo

s	23.32
---	-------

#### sismo x

s	33.46
---	-------

#### sismo y

s	28.47
---	-------

s	33.46	ton/m <sup>2</sup> max
---	-------	------------------------

## DISEÑO DE ZAPATAS ESQUINERAS

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

### POR PUNZONAMIENTO

C1	0.40	m
C2	0.40	m
d	0.50	m
bo	3.60	m
Ao	0.81	m
A	2.56	m <sup>2</sup>
Bc	1.00	

$V_u$  58.547 ton

$V_c$  134.45 ton

$\phi V_c$  114.28 ton

$V_u \leq \phi V_c$  **ok**

### POR CORTANTE

*cortante de diseño*

### Cortante resistente

x	0.10	m
v <sub>u</sub>	5.4	Tn

$V_c$  61.443

$\phi V_c$  52.23 ton

$V_u \leq \phi V_c$  **ok**

### POR FLEXION

X	1.20	Ton
b	160	cm
d	50	cm

$M_u$  3854.1 ton-m

As <sub>min</sub>	19	cm <sup>2</sup>
As <sub>min</sub>	26.6667	cm <sup>2</sup>
As <sub>Tempe</sub>	14.4	cm <sup>2</sup>

Para la direccion corta  $B = 160.00$  cm

Números de varillas **7.5 cm de Recubbrimiento a los extremos de la zapata**

13 5/8"

9.0 3/4"

Separacion 16.00 cm

Para la direccion larga  $L = 160.00$  cm

$A_s = 26.67$  cm<sup>2</sup>

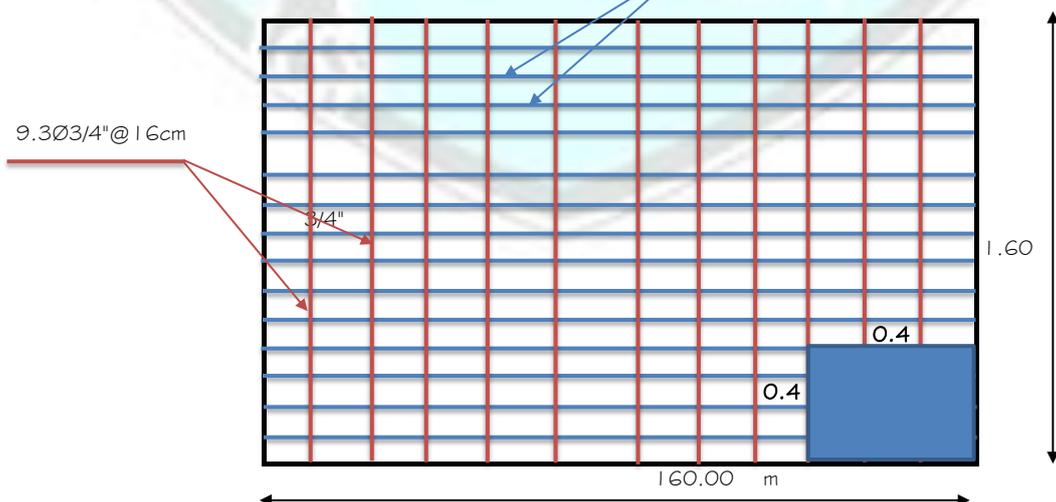
Números de varillas **7 cm de Recubbrimiento a los extremos de la zapata**

13 5/8"

9 3/4"

Separacion 16 cm

9Ø3/4"@16cm



## DISEÑO DE ZAPATAS EXENTRICA

**PROYECTO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN Ç'6

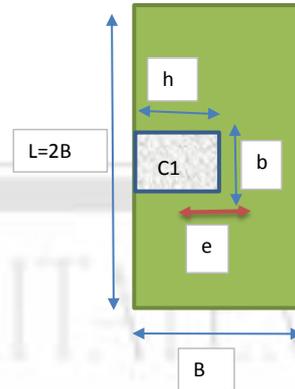
### DISEÑO ZAPATA EXENTRICA

COLUMNA 40 X 40

DATOS	eje x		eje y		
	Pm	39.79	Pm	39.79	Ton
Pv	9.3	Pv	9.3	Ton	
Mmx	0.001	Mmy	0.002	Ton-m	
Mvx	0.02	Mvy	0.001	Ton-m	
Msx	1.21	Msy	3.1	Ton-m	
Psx	7.97	Psy	3.25	Ton-m	

st(suelo)	2.74	(Kg/cm <sup>2</sup> )	ó
st(suelo)	27.4	Ton/m <sup>2</sup>	

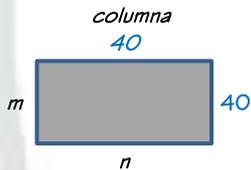
f<sub>c</sub> = 210 Kg/cm<sup>2</sup>  
 F<sub>y</sub> = 4200 Kg/cm<sup>2</sup>



### DIMENSIONAMIENTO

#### 1ra. VERIFICACIÓN (Momentos sin sismos)

Mmx	0.001	Mmy	0.002	Ton-m
Mvx	0.02	Mvy	0.001	Ton-m
Ptotal	49.09			Ton



Área tentativa		
A	2.49	m <sup>2</sup>
m-n	0	m
B	1.60	m
L	2.00	m

#### Nueva Área

A	3.2	m <sup>2</sup>
---	-----	----------------

factores
1.25
1.5
1.7

excentricidad: e = 0.6

#### VERIFICACIÓN DE MOMENTOS EN "X"

s	16.1273	ton2/m	ok
---	---------	--------	----

#### VERIFICACIÓN DE MOMENTOS EN "X" e "Y"

s	16.13	ton2/m	Ok
---	-------	--------	----

#### 2da VERIFICACION (SISMOS EN "X")

s	19.88	ok
---	-------	----

#### 3ra VERIFICACION (SISMOS EN "Y")

s	20.83	ok
---	-------	----

### DISEÑO:

nota: 1.55 es el valor intermedio entre 1.4 y 1.7 considerando mayor incidencia en la carga muerta, 1.25 a las cargas de sismo.

#### carga sin sismo

s	16.13
---	-------

#### sismo x

s	19.88
---	-------

#### sismo y

s	20.83
---	-------

#### carga sin sismo

s	25.00
---	-------

#### sismo x

s	24.85
---	-------

#### sismo y

s	26.04
---	-------

s	26.04	ton/m <sup>2</sup> maX
---	-------	------------------------

## DISEÑO DE ZAPATAS EXENTRICA

**PROYECTO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN Ç'6

POR PUNZONAMIENTO

C1	0.40	m
C2	0.40	m
d	0.50	m
bo	3.60	m
Ao	0.81	m
A	3.20	m <sup>2</sup>
Bc	1.00	

Vu 62.23 ton  
Vc 134.45 ton  
 $\phi Vc$  114.28 ton

Vu  $\leq$   $\phi Vc$  **ok**

POR CORTANTE

*cortante de diseño*

Cortante resistente

x	0.30	m
vu	12.5	Tn

Vc 61.443  
 $\phi Vc$  52.23 ton

Vu  $\leq$   $\phi Vc$  **ok**

POR FLEXION

X	1.20	Ton
b	160	cm
d	50	cm

Mu 2999.5 ton-m

Asmin	19	cm <sup>2</sup>
Asmin	26.6667	cm <sup>2</sup>
AsTempe	14.4	cm <sup>2</sup>

Para la direccion corta B = 160.00 cm

Números de varillas 7.5 cm de Recubbrimiento a los extremos de la zapata

13 5/8"  
9.0 3/4" Separacion 16.00 cm

Para la direccion larga L = 200.00 cm

As = 33.33 cm<sup>2</sup>

Números de varillas 7 cm de Recubbrimiento a los extremos de la zapata

17 5/8"  
12 3/4" Separacion 16 cm

9Ø3/4"@16cm

12Ø3/4"@16cm

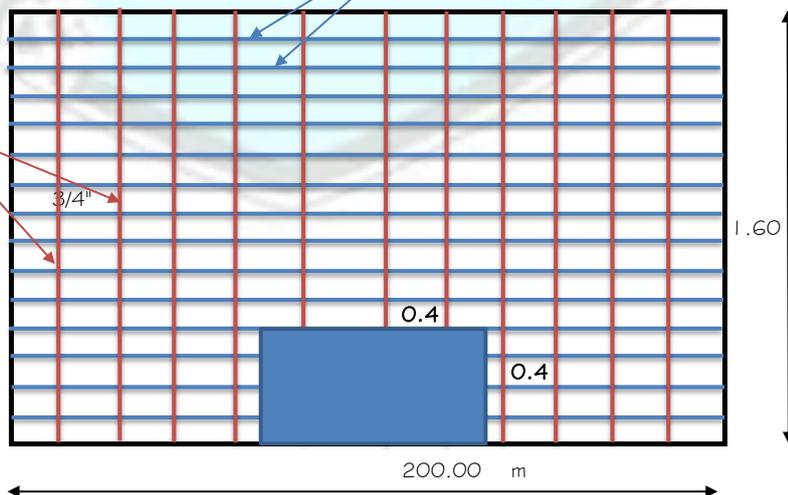
3/4"

0.4

0.4

200.00 m

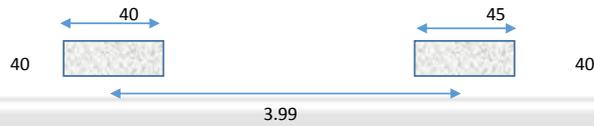
1.60



DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS	
TITULO:	"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"
AUTOR:	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

$$\sigma_t = 2.74 \text{ kg/cm}^2 = 27.4 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Lejes} = 3.99 \text{ m de eje a eje de columna}$$



COLUMNA 1		COLUMNA 2	
b=	40 cm	b=	40 cm
h=	40 cm	h=	45 cm
<b>cargas:</b>		<b>cargas:</b>	
Pm1=	81.77 tn	Pm2=	78.03 tn
Pv1=	13.8602 tn	Pv2=	12.9323 tn
<b>direccion longitudinal</b>		<b>direccion longitudinal</b>	
Mm1=	0.2772 tn-m	Mm2=	0.3818 tn-m
Mv1=	0.0775 tn-m	Mv2=	0.1073 tn-m
Psx=	97.2581 tn	Psy=	108.01 tn
Msx=	9.05 tn-m	Msy=	10.02 tn-m
<b>direccion transversal</b>		<b>direccion transversal</b>	
Mm1'=	0.571 tn-m	Mm2'=	0.5482 tn-m
Mv1'=	0.1497 tn-m	Mv2'=	0.1375 tn-m
Psx'=	121.17 tn	Psy'=	124.3 tn
Msx'=	9.21 tn-m	Msy'=	9.22 tn-m

las dos columnas tienen axiales de sismo simultáneamente en compresión o tracción

#### DIMENSIONAMIENTO

##### 1RA VERIFICACION

factor k= 1.2 si el suelo es malo  
 factor k= 1.15 si el suelo es regular  
 al suelo se le reduce un= 15 % para verificaciones posteriores con sismo

$$A = \frac{(Pm1 + Pv1 + Pm2 + Pv2) * k}{\sigma \text{ reducido}}$$

$$A = \frac{186.5925}{27.4} \times \frac{1.15}{0.85} = \frac{214.58}{23} = 9.21 \text{ m}^2$$

se calcula los siguientes cimentaciones

\* para L= 6.41 m

volado izquierdo= 1.00 m  
 volado derecho= 1.00 m  
 2.00 = 5.56

\* para B= 3.80 m

volado transversal= 1.7 m

$$A = 24.358 \geq 9.21 \text{ OK}$$

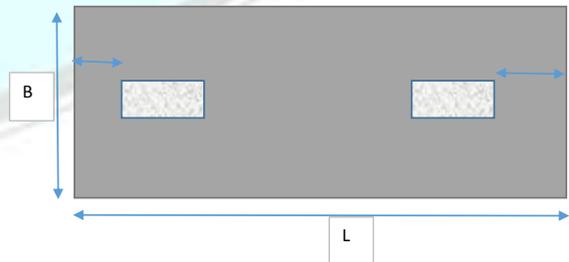
##### DETERMINACION DEL CENTRO DE GRAVEDAD ESTÁTICO

toma momentos en el eje de la primera columna

$$X_g = \frac{0.2772 + 0.0775 + 78.03 \times 3.99 + 12.9323 \times 3.99 + 0.3818 + 0.1073}{81.77 + 13.8602 + 78.03 + 12.9323}$$

$$X_g = 1.95 \text{ m} \quad \text{redondeamos} \quad X_g = 2.55 \text{ m}$$

con datos de las cargas longitudinales



<b>DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS</b>	
<b>TÍTULO:</b>	"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"
<b>AUTOR:</b>	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

1. verificación de momentos con carga de gravedad transversales

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{BL^2}$$

$$\sigma = \frac{Pm_1 + Pv_1 + Pm_2 + Pv_2}{B \times L} \pm \frac{6(Mm_1' + Mv_1' + Mm_2' + Mv_2')}{BL^2}$$

$$\sigma = \frac{186.5925}{24.358} + \frac{8.4384}{92.5604}$$

con datos de las cargas transversales

$$\begin{aligned} \sigma 1=\sigma 3 &= 7.66 + 0.09 = 7.75 \text{ tn/m}^2 < 27.4 \text{ OK} \\ \sigma 2=\sigma 4 &= 7.66 - 0.09 = 7.57 \text{ tn/m}^2 < 27.4 \text{ OK} \end{aligned}$$

2. considerando solo el 50% de la carga viva en la columna 1

$$X_g = \frac{0.2772 + 0.03875 + 78.03 \times 3.99 + 12.9323 \times 3.99 + 0.3818 + 0.1073}{81.77 + 6.9301 + 78.03 + 12.9323}$$

$$X_g = 2.02 \text{ m}$$

$$e = 0.525 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{BL^2} \pm \frac{6M_{transv}}{LB^2}$$

$$\sigma = \frac{(Pm_1 + Pv_1/2 + Pm_2 + Pv_2) \times K}{B \times L} \pm \frac{6(Pm_1 + Pv_1/2 + Pm_2 + Pv_2) * e}{BL^2} \pm \frac{6(Mm_1' + \frac{Mv_1'}{2} + Mm_2' + Mv_2')}{LB^2}$$

$$\begin{aligned} B &= 3.80 \text{ m} \\ L &= 6.41 \text{ m} \end{aligned}$$

				transversales	
$(Pm_1 + Pv_1/2 + Pm_2 + Pv_2) * 1.15 =$	207	$(Pm_1 + Pv_1/2 + Pm_2 + Pv_2) * e =$	94.394493	$Mm_1' + Mv_1'/2 + Mm_2' + Mv_2' =$	1.33155
A =	24.36	$BL^2 =$	156.13	$LB^2 =$	92.56
$\sigma 1 =$	12.20 tn/m <sup>2</sup>	<	27.4 tn/m <sup>2</sup>	OK	++
$\sigma 2 =$	4.94 tn/m <sup>2</sup>	<	27.4 tn/m <sup>2</sup>	OK	- +
$\sigma 3 =$	12.02 tn/m <sup>2</sup>	<	27.4 tn/m <sup>2</sup>	OK	+ -
$\sigma 4 =$	4.77 tn/m <sup>2</sup>	<	27.4 tn/m <sup>2</sup>	OK	--

3. Verificación: consideración del 50% de carga viva de columna 2

tomando momentos en el eje de la columna izquierda

$$X_g = \frac{0.2772 + 0.0775 + 78.03 \times 3.99 + 6.46615 \times 3.99 + 0.3818 + 0.05365}{81.77 + 13.8602 + 78.03 + 6.46615}$$

$$X_g = 1.88 \text{ m}$$

$$e = 0.674 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6P \times e}{BL^2} \pm \frac{6M_{transv}}{LB^2}$$

$$\begin{aligned} B &= 3.80 \text{ m} \\ L &= 6.41 \text{ m} \end{aligned}$$

				transversales	
$(Pm_1 + Pv_1 + Pm_2 + Pv_2/2) * 1.15 =$	207	$(Pm_1 + Pv_1 + Pm_2 + Pv_2/2) * e =$	121.392404	$Mm_1' + Mv_1' + Mm_2' + Mv_2'/2 =$	1.33765
A =	24.36	$BL^2 =$	156.13	$LB^2 =$	92.56
$\sigma 1 =$	3.93 tn/m <sup>2</sup>	<	27.4 tn/m <sup>2</sup>	OK	- +
$\sigma 2 =$	3.75 tn/m <sup>2</sup>	<	27.4 tn/m <sup>2</sup>	OK	--
$\sigma 3 =$	13.26 tn/m <sup>2</sup>	<	27.4 tn/m <sup>2</sup>	OK	++
$\sigma 4 =$	13.08 tn/m <sup>2</sup>	<	27.4 tn/m <sup>2</sup>	OK	+ -

verificaciones considerando el sismo longitudinal

Para esta verificación consideramos solo el caso de la carga estática total (no hacemos alternancia de carga viva). En este caso es necesario observar si los axiales de sismo son en tracción o compresión según sean los momentos en sentido horario o antihorario. Aclarando los datos del ejemplo diremos que los axiales son de tracción si los momentos son antihorarios.

<b>DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS</b>	
<b>TITULO:</b>	"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"
<b>AUTOR:</b>	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

4ta verificación (caso de momentos sísmicos antihorarios)

**cargas axiales**

Pm1=	81.77
Pv1=	13.8602
Psx=	-97.2581
P1=	-1.6279 tn

**cargas axiales**

Pm2=	78.03
Pv2=	12.9323
Psy=	-108.01
P2=	-17.0477 tn

**momentos longitudinales**

Mm1=	0.2772
Mv1=	0.0775
Msx=	-9.05
M1=	-8.6953 tn-m

**momentos longitudinales**

Mm2=	0.3818
Mv2=	0.1073
Msy=	-10.02
M1=	-9.5309 tn-m

**momentos transversales**

Mm1'=	0.571
Mv1'=	0.1497
M1'=	0.7207 tn-m

**momentos transversales**

Mm2'=	0.5482
Mv2'=	0.1375
M2'=	0.6857 tn-m

Centro de gravedad de las cargas en la dirección longitudinal (eje x) tomando momentos en el eje de la columna

$$X_g = \frac{P_2 \times 3.99 + M_1 + M_2}{P_1 + P_2}$$

$$X_g = \frac{-17.0477 \times 3.99 + -8.6953 + -9.5309}{-1.6279 + -17.048}$$

Xg = 4.62 m

e = 2.068

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6(P \times e)}{BL^2} \pm \frac{6M_{transv}}{LB^2}$$

B=	3.80 m
L=	6.41 m

(P1+P2)*1.15=	-21	(P1+P2)*e=	-38.62	transversales	
A=	24.36	BL^2=	156.13	Mm1'+Mv1'+Mm2'+Mv2'=	1.4064
				LB^2=	92.56
σ1 =	0.69 tn/m2	<	27.4 tn/m2	OK	- +
σ2 =	0.51 tn/m2	<	27.4 tn/m2	OK	- -
σ3 =	-2.27 tn/m2	<	27.4 tn/m2	OK	+ +
σ4 =	-2.46 tn/m2	<	27.4 tn/m2	OK	+ -

5ta verificación (caso de momentos sísmicos horarios)

**cargas axiales**

Pm1=	81.77
Pv1=	13.8602
Psx=	97.2581
P1=	192.8883 tn

**cargas axiales**

Pm2=	78.03
Pv2=	12.9323
Psy=	108.01
P2=	198.9723 tn

**momentos longitudinales**

Mm1=	0.2772
Mv1=	0.0775
Msx=	9.05
M1=	9.4047 tn-m

**momentos longitudinales**

Mm2=	0.3818
Mv2=	0.1073
Msy=	10.02
M1=	10.5091 tn-m

**momentos transversales**

Mm1'=	0.571
Mv1'=	0.1497
M1'=	0.7207 tn-m

**momentos transversales**

Mm2'=	0.5482
Mv2'=	0.1375
M2'=	0.6857 tn-m

No se considera sismo longitudinal y transversal simultáneamente pues los análisis se hacen independientemente para cada dirección con el 100% de sismo

centro de gravedad de las cargas en la dirección eje x tomando momentos en el eje de la columna izquierda

Lejes=

$$X_g = \frac{P_2 \times 3.99 + M_1 + M_2}{P_1 + P_2}$$





<b>DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS</b>	
<b>TITULO:</b>	"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"
<b>AUTOR:</b>	BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

$d_1=d_2=$  0.4 m       $b=$  0.40 cm  
 $d_3=d_4=$  0.4 m       $h=$  0.40 cm  
  
 $A_o=$  1.44 m  
 $b_o=$  4.80 m

cortante de diseño por punzonamiento

$$V_u = P_u - \sigma_u(A_o)$$

$P_u = P_{m1} + P_{v1} =$  95.6302 x 1.55  
 $A_o =$  1.44  
 $\sigma_u =$  31.92  
 $V_u =$  102.26 tn

cortante resistente por punzonamiento

$$V_c = (0.53 + \frac{1.1}{\frac{h}{b}}) \sqrt{f'_c} (b_o)(d)$$

$f'_c =$  210 kg/cm<sup>2</sup>  
 $b_o =$  480 cm  
 $d =$  80 cm  
 $h =$  40 cm  
 $b =$  40 cm  
  
 $V_c =$  907044.253 = 907.04 tn

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'_c} (b_o)(d)$$

$V_c =$  612115.754 = 612.116 tn

se toma el menor

$\phi V_c =$  0.85 x 612.12 = 520.30 tn

columna 2

$V_u =$  93.11 tn  
 $\phi V_c =$  531.14 tn

columna 1

$V_u =$  102.26 tn  
 $\phi V_c =$  520.30 tn

**DISEÑO POR FLEXION**

$f'_y =$  4200 kg/cm<sup>2</sup>  
 $f'_c =$  210 kg/cm<sup>2</sup>  
 $M_u =$  175.27 tn-m = 17526815 kg-cm  
 $d =$  80 cm  
 $B =$  380 cm

$A_s =$  110.60 cm<sup>2</sup>

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} (B)(d)$$

$A_{smin} =$  101.33 cm<sup>2</sup>

para concreto de normal resistencia

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} (B)(d)$$

$A_{smin} =$  73.42 cm<sup>2</sup>

para concreto de alta resistencia

**$A_s =$  110.60 cm<sup>2</sup>**

separacion del acero  $s = \frac{2.87}{25.72} = 0.11$  redondeando 10 cm

**direccion transversal**

$$M = \frac{WL^2}{2}$$

$W =$  121.29  
 $L =$  1.7  
 $M =$  175.27 tn-m

$A_s =$	64	$a =$	15.06
$f_y =$	4.2	$M_u =$	175.3 tn.m
$f_c =$	0.21		
$b =$	100.00		
$d =$	80		

$f'_y =$  4200 kg/cm<sup>2</sup>  
 $f'_c =$  210 kg/cm<sup>2</sup>  
 $M_u =$  175.27 tn-m = 17526815 kg-cm  
 $d =$  80 cm  
 $b =$  100 cm

$A_s =$  64 cm<sup>2</sup> (hallar el  $A_s$  con otro programa)

**DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS**

**TITULO:** "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

**AUTOR:** BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y}(b)(d)$$

para concreto de normal resistencia

As min= 26.67 cm2

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}(b)(d)$$

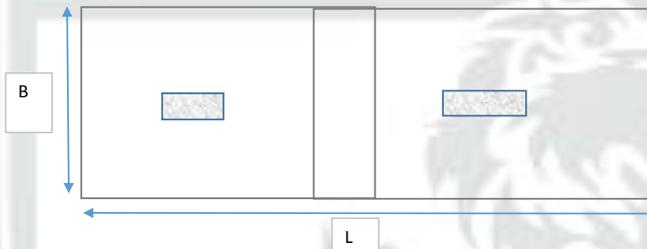
para concreto de alta resistencia

As min= 19.32 cm2

**As= 64.00 cm2**

separacion 5/8  $s = \frac{1.99}{64.00} = 0.031 = 4 \text{ cm}$

separacion 3/4  $s = \frac{2.87}{64.00} = 0.044844 = 5 \text{ cm}$



TITULO: "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"											
AUTOR: BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIAN											
ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	DIMENSIONES			NUM. VECES	SUB TOTAL			Parcial	Total
			Largo	Ancho	Alto		Longitud	Área	Volumen		
0.1	<b>ESTRUCTURAS</b>										
<b>01</b>	<b>ESTRUCTURAS</b>										
<b>01.01</b>	<b>OBRAS PROVISIONALES</b>										
01.01.01	CARTEL DE OBRA	GLB				1.00					1.00
01.01.02	GUARDIANA Y ALMACEN	UND				1.00					1.00
<b>01.02</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>										
01.02.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	M2	20.05	8.00		1.00					160.40
01.02.02	TRAZO,NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	20.05	8.00		1.00					160.40
<b>01.03</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>										
01.03.01	EXCAVACION SUPERFICIAL MANUAL H=5CM	M3									8.02
			20.05	8.00	0.05	1.00					
01.03.02	EXCAVACION PARA ZAPATAS H=2,00	M3									158.85
	Z-1		2.00	2.00	2.00	2.00					16.00
	Z-2		2.00	1.40	2.00	12.00					67.20
	Z-3		2.50	2.50	2.00	2.00					25.00
	Z-4		6.49	3.00	2.00	1.00					38.94
	Z-5		4.88	1.20	2.00	1.00					11.71
01.03.03	EXCAVACION PARA CIMIENTOS CORRIDOS	m3									22.26
	EJE 1- A y C		1.45	0.40	0.60	3.00					1.04
			0.75	0.40	0.60	1.00					0.18
			0.33	0.40	0.60	1.00					0.08
	EJE A - 1 y 2		3.12	0.40	0.60	1.00					0.75
	EJE B entre 1 y 2		1.93	0.40	0.60	1.00					0.46
	EJE B-C entre 1 y 2		1.88	0.40	0.60	1.00					0.45
	EJE C entre 1 y 2		3.12	0.40	0.60	1.00					0.75
	EJE A - 2 y 3		2.86	0.40	0.60	1.00					0.69
	EJE B entre 2 y 3		2.81	0.40	0.60	1.00					0.67
	EJE C entre 2 y 3		2.86	0.40	0.60	1.00					0.69
	EJE A - 3 y 4		3.59	0.40	0.60	1.00					0.86
	EJE A-B entre 3 y 4		6.83	0.40	0.60	1.00					1.64
	EJE B entre 3 y 4		1.84	0.40	0.60	1.00					0.44
	EJE B-C entre 3 y 4		2.65	0.40	0.60	1.00					0.64
	EJE C entre 3 y 4		3.59	0.40	0.60	1.00					0.86
	EJE 4		2.30	0.40	0.60	1.00					0.55
	EJE A - 4 y 5		2.60	0.40	0.60	1.00					0.62
	EJE A-B entre 4 y 5		4.33	0.40	0.60	1.00					1.04
			3.08	0.40	0.60	1.00					0.74
	EJE B entre 4 y 5		1.70	0.40	0.60	1.00					0.41
	EJE C entre 4 y 5		2.60	0.40	0.60	1.00					0.62
	EJE 5		4.90	0.40	0.60	1.00					1.18
	EJE A - 5 y 6		3.02	0.40	0.60	1.00					0.72
	EJE A-B entre 5 y 6		2.83	0.40	0.60	1.00					0.68
	EJE B entre 5 y 6		2.99	0.40	0.60	1.00					0.72
	EJE C entre 5 y 6		3.02	0.40	0.60	1.00					0.72
	EJE 6		2.55	0.40	0.60	1.00					0.61
	EJE A - 6 y 7		2.45	0.40	0.60	1.00					0.59
	EJE A -B entre 6 y 7		2.34	0.40	0.60	1.00					0.56
	EJE B entre 6 y 7		2.14	0.40	0.60	1.00					0.51
	EJE C entre 6 y 7			0.40	0.60	1.00					0.00
	EJE 7 ebtre Ay B		3.80	0.40	0.60	1.00					0.91
	EJE 7 ebtre B y C		3.60	0.40	0.60	1.00					0.86
01.03.04	EXCAVACION PARA PLATEA DE CIMENTACION	m3									118.82
						1.40	1.00	84.87	118.82		
01.03.05	RELLENO CON MATERIAL DE PRESTAMO	m3									101.85
<b>01.03.05.01</b>	<b>RELLENO SOBRE ZAPATAS</b>										
	Z-1		2.06	2.50	1.30	2.00					13.39
			2.10	0.45	1.30	2.00					2.46
	Z-2		1.60	1.40	1.30	12.00					34.94
			1.00	0.40	1.30	12.00					6.24
	Z-3		2.22	2.50	1.30	2.00					14.43
			2.06	0.40	1.30	2.00					2.14
	Z-4		3.90	3.00	1.30	1.00					15.21
			5.20	0.45	1.30	1.00					3.04
			1.55	1.30	1.30	1.00					2.62
	Z-5		4.28	1.20	1.30	1.00					6.68
			1.80	0.30	1.30	1.00					0.70
<b>01.03.05.02</b>	<b>RELLENO PARA CIMIENTOS CORRIDOS</b>	M3									11.43
	EJE 1- A y C		1.45	0.20	0.60	3.00					0.52
			0.75	0.20	0.60	1.00					0.09
			0.33	0.20	0.60	1.00					0.04
	EJE A - 1 y 2		3.12	0.20	0.60	1.00					0.37
	EJE B entre 1 y 2		1.93	0.20	0.60	1.00					0.23
	EJE B-C entre 1 y 2		1.88	0.20	0.60	1.00					0.23
	EJE C entre 1 y 2		3.12	0.20	0.60	1.00					0.37
	EJE A - 2 y 3		2.86	0.20	0.60	1.00					0.34
	EJE B entre 2 y 3		2.81	0.20	0.60	1.00					0.34
	EJE C entre 2 y 3		2.86	0.20	0.60	1.00					0.34
	EJE A - 3 y 4		3.59	0.20	0.60	1.00					0.43
	EJE A-B entre 3 y 4		6.83	0.20	0.60	1.00					0.82

TITULO: "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"											
AUTOR: BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIAN											
ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	DIMENSIONES			NUM. VECES	SUB TOTAL			Parcial	Total
			Largo	Ancho	Alto		Longitud	Área	Volumen		
	EJE B entre 3 y 4		1.84	0.20	0.60	1.00				0.22	
	EJE B-C entre 3 y 4		2.65	0.20	0.60	1.00				0.32	
	EJE C entre 3 y 4		3.59	0.20	0.60	1.00				0.43	
	EJE 4		2.30	0.20	0.60	1.00				0.28	
	EJE A - 4 y 5		2.60	0.20	0.60	1.00				0.31	
	EJE A-B entre 4 y 5		4.33	0.20	0.60	1.00				0.52	
			3.08	0.20	0.60	1.00				0.37	
	EJE B entre 4 y 5		1.70	0.20	0.60	1.00				0.20	
	EJE C entre 4 y 5		2.60	0.20	0.60	1.00				0.31	
	EJE 5		4.90	0.20	0.60	1.00				0.59	
	EJE A - 5 y 6		3.02	0.20	0.60	1.00				0.36	
	EJE A-B entre 5 y 6		2.83	0.20	0.60	1.00				0.34	
	EJE B entre 5 y 6		2.99	0.20	0.60	1.00				0.36	
	EJE C entre 5 y 6		3.02	0.20	0.60	1.00				0.36	
	EJE 6		2.55	0.20	0.60	1.00				0.31	
	EJE A - 6 y 7		2.45	0.20	0.60	1.00				0.29	
	EJE A -B entre 6 y 7		2.34	0.20	0.60	1.00				0.28	
	EJE B entre 6 y 7		2.14	0.20	0.60	1.00				0.26	
	EJE C entre 6 y 7		2.46	0.20	0.60	1.00				0.30	
	EJE 7 ebtre Ay B		3.80	0.20	0.60	1.00				0.46	
	EJE 7 ebtre B y C		3.60	0.20	0.60	1.00				0.43	
<b>01.03.05.03</b>	<b>RELLENO COMPACTADO EN LOSA DE CIMENTACION</b>										<b>119.37</b>
	EJE 1-1;2-2 entre A-C		6.80	3.55	1.00	1.00				6.80	
	EJE 2-2;3-3entre A-C		6.80	3.26	1.00	1.00				22.17	
	EJE 3-3;4-4entre A-C		6.80	3.99	1.00	1.00				27.13	
	EJE 4-4;5-5entre A-C		6.80	3.00	1.00	1.00				20.40	
	EJE 5-6;6-5entre A-C		6.80	3.41	1.00	1.00				23.19	
	EJE 6-6;7-7 entre A-C		2.46	8.00	1.00	1.00				19.68	
<b>01.03.06</b>	<b>ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE</b>	m3									<b>461.88</b>
	EXCAVACION ZAPATAS							181.01		384.90	
	EXCAVACION LOSA DE CIMENTACION							118.82			
	RELLENO							85.07			
	FACTOR DE ESPONJAMIENTO							1.20			
<b>01.04</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>										
<b>01.04.01</b>	<b>SOLADO LOSA DE CIMENTACION</b>	M2									<b>133.85</b>
	EJE 1-1;6-6 entre los ejes A-A;B-B		16.79	4.25		1.00				71.36	
	EJE 6-6 entre los ejes B-B;C-C		16.79	2.55		1.00				42.81	
	EJE 6-6;7-7 entre los ejes A-A;C-C		8.00	2.46		1.00				19.68	
<b>01.04.02</b>	<b>SOBRECIMENTOS</b>										<b>10.00</b>
<b>01.04.02.01</b>	<b>CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 C:H + 25% PM</b>										
	EJE 1- A y C		1.45	0.15	0.70	3.00				0.46	
			0.75	0.15	0.70	1.00				0.08	
			0.33	0.15	0.70	1.00				0.03	
	EJE A - 1 y 2		3.12	0.15	0.70	1.00				0.33	
	EJE B entre 1 y 2		1.93	0.15	0.70	1.00				0.20	
	EJE B-C entre 1 y 2		1.88	0.15	0.70	1.00				0.20	
	EJE C entre 1 y 2		3.12	0.15	0.70	1.00				0.33	
	EJE A - 2 y 3		2.86	0.15	0.70	1.00				0.30	
	EJE B entre 2 y 3		2.81	0.15	0.70	1.00				0.30	
	EJE C entre 2 y 3		2.86	0.15	0.70	1.00				0.30	
	EJE A - 3 y 4		3.59	0.15	0.70	1.00				0.38	
	EJE A-B entre 3 y 4		6.83	0.15	0.70	1.00				0.72	
	EJE B entre 3 y 4		1.84	0.15	0.70	1.00				0.19	
	EJE B-C entre 3 y 4		2.65	0.15	0.70	1.00				0.28	
	EJE C entre 3 y 4		3.59	0.15	0.70	1.00				0.38	
	EJE 4		2.30	0.15	0.70	1.00				0.24	
	EJE A - 4 y 5		2.60	0.15	0.70	1.00				0.27	
	EJE A-B entre 4 y 5		4.33	0.15	0.70	1.00				0.45	
			3.08	0.15	0.70	1.00				0.32	
	EJE B entre 4 y 5		1.70	0.15	0.70	1.00				0.18	
	EJE C entre 4 y 5		2.60	0.15	0.70	1.00				0.27	
	EJE 5		4.90	0.15	0.70	1.00				0.51	
	EJE A - 5 y 6		3.02	0.15	0.70	1.00				0.32	
	EJE A-B entre 5 y 6		2.83	0.15	0.70	1.00				0.30	
	EJE B entre 5 y 6		2.99	0.15	0.70	1.00				0.31	
	EJE C entre 5 y 6		3.02	0.15	0.70	1.00				0.32	
	EJE 6		2.55	0.15	0.70	1.00				0.27	
	EJE A - 6 y 7		2.45	0.15	0.70	1.00				0.26	
	EJE A -B entre 6 y 7		2.34	0.15	0.70	1.00				0.25	
	EJE B entre 6 y 7		2.14	0.15	0.70	1.00				0.22	
	EJE C entre 6 y 7		2.46	0.15	0.70	1.00				0.26	
	EJE 7 ebtre Ay B		3.80	0.15	0.70	1.00				0.40	
	EJE 7 ebtre B y C		3.60	0.15	0.70	1.00				0.38	
<b>01.04.02.02</b>	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO</b>										<b>120.96</b>
	EJE 1- A y C		1.45		0.65	3.00				2.83	
			0.75		0.65	2.00				0.98	
			0.33		0.65	2.00				0.43	
	EJE A - 1 y 2		3.12		0.65	2.00				4.06	

TITULO: "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"  
 AUTOR: BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIAN

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	DIMENSIONES			NUM. VECES	SUB TOTAL			Parcial	Total
			Largo	Ancho	Alto		Longitud	Área	Volumen		
EJE B entre 1 y 2			1.93		0.65	2.00			2.51		
EJE B-C entre 1 y 2			1.88		0.65	2.00			2.44		
EJE C entre 1 y 2			3.12		0.65	2.00			4.06		
EJE A - 2 y 3			2.86		0.65	2.00			3.72		
EJE B entre 2 y 3			2.81		0.65	2.00			3.65		
EJE C entre 2 y 3			2.86		0.65	2.00			3.72		
EJE A - 3 y 4			3.59		0.65	2.00			4.67		
EJE A-B entre 3 y 4			6.83		0.65	2.00			8.88		
EJE B entre 3 y 4			1.84		0.65	2.00			2.39		
EJE B-C entre 3 y 4			2.65		0.65	2.00			3.45		
EJE C entre 3 y 4			3.59		0.65	2.00			4.67		
EJE 4			2.30		0.65	2.00			2.99		
EJE A - 4 y 5			2.60		0.65	2.00			3.38		
EJE A-B entre 4 y 5			4.33		0.65	2.00			5.63		
			3.08		0.65	2.00			4.00		
EJE B entre 4 y 5			1.70		0.65	2.00			2.21		
EJE C entre 4 y 5			2.60		0.65	2.00			3.38		
EJE 5			4.90		0.65	2.00			6.37		
EJE A - 5 y 6			3.02		0.65	2.00			3.93		
EJE A-B entre 5 y 6			2.83		0.65	2.00			3.68		
EJE B entre 5 y 6			2.99		0.65	2.00			3.89		
EJE C entre 5 y 6			3.02		0.65	2.00			3.93		
EJE 6			2.55		0.65	2.00			3.32		
EJE A - 6 y 7			2.45		0.65	2.00			3.19		
EJE A-B entre 6 y 7			2.34		0.65	2.00			3.04		
EJE B entre 6 y 7			2.14		0.65	2.00			2.78		
EJE C entre 6 y 7			2.46		0.65	2.00			3.20		
EJE 7 ebtre Ay B			3.80		0.65	2.00			4.94		
EJE 7 ebtre By C			3.60		0.65	2.00			4.68		

**01.04.02.03 ACERO ARMADURA EN SOBRECIMIENTO** **4.00**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Nº VECES	Nº FIERRO EN VIGAS	LONGITUD	SUB TOTAL	TIPO DE FIERRO				KG
						3/4"(2,24)	1/2"(0,99)	3/8"(0,56)	5/8"(1,55)	
EJE 1- A y C	HORIZONTAL	1.00	5.00	2.93	14.65			0.56		8.20
	VERTICAL	1.00	20.00	0.7	14.00			0.56		7.84
EJE A - 1 y 2	HORIZONTAL	1.00	5.00	3.12	15.60			0.56		8.74
	VERTICAL	1.00	21.00	0.70	14.70			0.56		8.23
EJE B entre 1 y 2	HORIZONTAL	1.00	5.00	1.93	9.65			0.56		5.40
	VERTICAL	1.00	13.00	0.70	9.10			0.56		5.10
EJE B-C entre 1 y 2	HORIZONTAL	1.00	5.00	1.88	9.40			0.56		5.26
	VERTICAL	1.00	12.00	0.70	8.40			0.56		4.70
EJE C entre 1 y 2	HORIZONTAL	1.00	5.00	3.12	15.60			0.56		8.74
	VERTICAL	1.00	21.00	0.70	14.70			0.56		8.23
EJE A - 2 y 3	HORIZONTAL	1.00	5.00	2.86	14.30			0.56		8.01
	VERTICAL	1.00	19.00	0.70	13.30			0.56		7.45
EJE B entre 2 y 3	HORIZONTAL	1.00	5.00	2.81	14.05			0.56		7.87
	VERTICAL	1.00	18.00	0.70	12.60			0.56		7.06
EJE C entre 2 y 3	HORIZONTAL	1.00	5.00	2.86	14.30			0.56		8.01
	VERTICAL	1.00	19.00	0.70	13.30			0.56		7.45
EJE A - 3 y 4	HORIZONTAL	1.00	5.00	3.59	17.95			0.56		10.05
	VERTICAL	1.00	23.00	0.70	16.10			0.56		9.02
EJE A-B entre 3 y 4	HORIZONTAL	1.00	5.00	6.83	34.15			0.56		19.12
	VERTICAL	1.00	45.00	0.70	31.50			0.56		17.64
EJE B entre 3 y 4	HORIZONTAL	1.00	5.00	1.84	9.20			0.56		5.15
	VERTICAL	1.00	12.00	0.70	8.40			0.56		4.70
EJE B-C entre 3 y 4	HORIZONTAL	1.00	5.00	2.65	13.25			0.56		7.42
	VERTICAL	1.00	17.00	0.70	11.90			0.56		6.66
EJE C entre 3 y 4	HORIZONTAL	1.00	5.00	3.59	17.95			0.56		10.05
	VERTICAL	1.00	23.00	0.70	16.10			0.56		9.02
EJE 4	HORIZONTAL	1.00	5.00	2.30	11.50			0.56		6.44
	VERTICAL	1.00	15.00	0.70	10.50			0.56		5.88
EJE A - 4 y 5	HORIZONTAL	1.00	5.00	2.60	13.00			0.56		7.28
	VERTICAL	1.00	17.00	0.70	11.90			0.56		6.66
EJE A-B entre 4 y 5	HORIZONTAL	1.00	5.00	7.41	37.05			0.56		20.75
	VERTICAL	1.00	49.00	0.70	34.30			0.56		19.21
EJE B entre 4 y 5	HORIZONTAL	1.00	5.00	1.70	8.50			0.56		4.76
	VERTICAL	1.00	11.00	0.70	7.70			0.56		4.31
EJE C entre 4 y 5	HORIZONTAL	1.00	5.00	2.60	13.00			0.56		7.28
	VERTICAL	1.00	17.00	0.70	11.90			0.56		6.66
EJE 5	HORIZONTAL	1.00	5.00	4.90	24.50			0.56		13.72
	VERTICAL	1.00	32.00	0.70	22.40			0.56		12.54
EJE A - 5 y 6	HORIZONTAL	1.00	5.00	3.02	15.10			0.56		8.46
	VERTICAL	1.00	20.00	0.70	14.00			0.56		7.84
EJE A-B entre 5 y 6	HORIZONTAL	1.00	5.00	2.83	14.15			0.56		7.92
	VERTICAL	1.00	19.00	0.70	13.30			0.56		7.45
EJE B entre 5 y 6	HORIZONTAL	1.00	5.00	2.99	14.95			0.56		8.37
	VERTICAL	1.00	19.00	0.70	13.30			0.56		7.45
EJE C entre 5 y 6	HORIZONTAL	1.00	5.00	3.02	15.10			0.56		8.46
	VERTICAL	1.00	20.00	0.70	14.00			0.56		7.84
EJE 6	HORIZONTAL	1.00	5.00	2.55	12.75			0.56		7.14
	VERTICAL	1.00	17.00	0.70	11.90			0.56		6.66
EJE A - 6 y 7	HORIZONTAL	1.00	5.00	2.45	12.25			0.56		6.86
	VERTICAL	1.00	16.00	0.70	11.20			0.56		6.27
EJE A-B entre 6 y 7	HORIZONTAL	1.00	5.00	2.34	11.70			0.56		6.55

**498.74**

TITULO: "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"  
 AUTOR: BACH. ESTEFANI ROJAS SEBASTIAN

ITEM	DESCRIPCIÓN	Unid	DIMENSIONES			NUM. VECES	SUB TOTAL			Parcial	Total
			Largo	Ancho	Alto		Longitud	Área	Volumen		
EJE B entre 6 y 7	VERTICAL	1.00	16.00	0.70	11.20		0.56		6.27		
	HORIZONTAL	1.00	5.00	2.14	10.70		0.56		5.99		
EJE C entre 6 y 7	VERTICAL	1.00	14.00	0.70	9.80		0.56		5.49		
	HORIZONTAL	1.00	5.00	2.46	12.30		0.56		6.89		
EJE 7 ebtre Ay B	VERTICAL	1.00	16.00	0.70	11.20		0.56		6.27		
	HORIZONTAL	1.00	5.00	3.80	19.00		0.56		10.64		
EJE 7 ebtre B y C	VERTICAL	1.00	25.00	0.70	17.50		0.56		9.80		
	HORIZONTAL	1.00	5.00	3.60	18.00		0.56		10.08		
	VERTICAL	1.00	24.00	0.70	16.80		0.56		9.41		

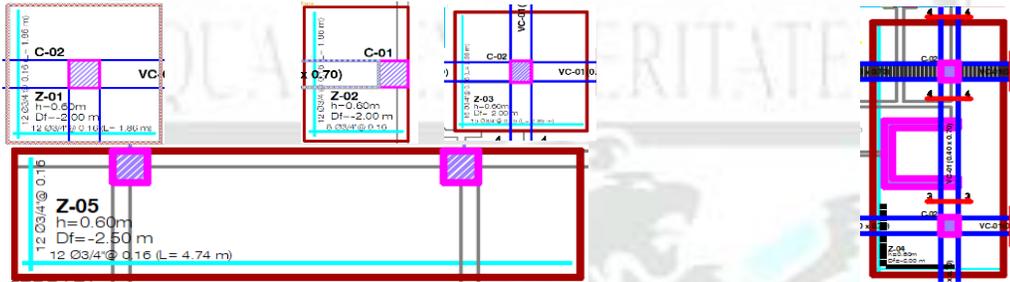
**01.05 OBRAS DE CONCRETO ARMADO**

**01.05.01 ZAPATAS**

**01.05.01.01 CONCRETO PARA ZAPATAS f'c= 210 kg/cm2** M3 **47.66**

Z-1	2.00	2.00	0.60	2.00		4.80
Z-2	2.00	1.40	0.60	12.00		20.16
Z-3	2.50	2.50	0.60	2.00		7.50
Z-4	6.49	3.00	0.60	1.00		11.68
Z-5	4.88	1.20	0.60	1.00		3.51

**01.05.01.03 ACERO EN ZAPATAS** KG **1791.55**



ACERO EN ZAPATAS		Nº VECES	Nº FIERRO EN VIGAS	LONGITUD	SUB TOTAL	TIPO DE FIERRO				KG
						3/4"(2,24)	1/2"(0,99)	3/8"(0,56)	5/8"(1,55)	
Z-1	LONGITUD	2.00	12.00	1.86	44.64	2.24				99.99
	TRANSVERSAL	2.00	12.00	1.86	44.64	2.24				99.99
Z-2	LONGITUD	12.00	8.00	1.26	120.96	2.24				270.95
	TRANSVERSAL	12.00	12.00	1.86	267.84	2.24				599.96
Z-3	LONGITUD	2.00	15.00	2.36	70.80	2.24				158.59
	TRANSVERSAL	2.00	15.00	2.36	70.80	2.24				158.59
Z-4	LONGITUD	1.00	12.00	6.36	76.32	2.24				170.96
	TRANSVERSAL	1.00	12.00	2.86	34.32	2.24				76.88
Z-5	LONGITUD	1.00	12.00	1.06	12.72	2.24				28.49
	TRANSVERSAL	1.00	12.00	4.74	56.88	2.24				127.41

**01.05.02 VIGAS DE CIMENTACION**

**01.05.02.01 CONCRETO PARA VIGAS DE CIMENTACION f'c= 245 kg/cm2** M3 **16.40**

EJE 1-1 entre A-A y B-B	4.25	0.40	0.70	1.00		1.19
EJE 1-1 entre B-B y C-C	2.55	0.40	0.70	1.00		0.71
EJE 6 entre A-A y B-B	4.25	0.40	0.70	1.00		1.19
EJE 6 entre B-B y C-C	2.55	0.40	0.70	1.00		0.71
EJE A-A entre 1-1 y 2-2	3.10	0.40	0.70	1.00		0.87
EJE A-A entre 2-2 ;3-3	2.81	0.40	0.70	1.00		0.79
EJE A-A entre 3-3;4-4	3.54	0.40	0.70	1.00		0.99
EJE A-A entre 4-4;5-5	2.55	0.40	0.70	1.00		0.71
EJE A-A entre 5-5;6-6	2.99	0.40	0.70	1.00		0.84
EJE B-B entre 1-1;2-2	3.10	0.40	0.70	1.00		0.87
EJE B-B entre 2-2;3-3	2.81	0.40	0.70	1.00		0.79
EJE B-B entre 3-3;4-4	3.54	0.40	0.70	1.00		0.99
EJE B entre 4 y 5	2.55	0.40	0.70	1.00		0.71
EJE B entre 5 y 6	2.99	0.40	0.70	1.00		0.84
EJE C entre 1 y 2	3.10	0.40	0.70	1.00		0.87
EJE C entre 2 y 3	2.81	0.40	0.70	1.00		0.79
EJE C entre 3 y 4	3.54	0.40	0.70	1.00		0.99
EJE C entre 4 y 5	2.55	0.40	0.70	1.00		0.71
EJE C entre 5 y 6	2.99	0.40	0.70	1.00		0.84

**01.05.02.02 PARA ENCOFRADO Y DESENCOFRADO** M2 **53.26**

EJE 1 entre A y B	4.25	0.70	2.00		5.95
EJE 1 entre B y C	2.55	0.70	2.00		3.57
EJE 6 entre A y B	4.25	0.70	2.00		5.95
EJE 6 entre B y C	2.55	0.70	2.00		3.57
EJE A entre 1 y 2	3.10	0.70	2.00		4.34
EJE A entre 2 y 3	2.81	0.70	2.00		3.93
EJE A entre 3 y 4	3.54	0.70	2.00		4.96
EJE A entre 4 y 5	2.55	0.70	2.00		3.57
EJE A entre 5 y 6	2.99	0.70	2.00		4.19
EJE B entre 1 y 2	3.10	0.70	2.00		4.34
EJE B entre 2 y 3	2.81	0.70	2.00		3.93
EJE B entre 3 y 4	3.54	0.70	2.00		4.96
EJE B entre 4 y 5	2.55	0.70	2.00		3.57
EJE B entre 5 y 6	2.99	0.70	2.00		4.19

TITULO: "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"											
AUTOR: BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIAN											
ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	DIMENSIONES			NUM. VECES	SUB TOTAL			Parcial	Total
			Largo	Ancho	Alto		Longitud	Área	Volumen		
	EJE C entre 1 y 2		3.10		0.70	2.00				4.34	
	EJE C entre 2 y 3		2.81		0.70	2.00				3.93	
	EJE C entre 3 y 4		3.54		0.70	2.00				4.96	
	EJE C entre 4 y 5		2.55		0.70	2.00					
	EJE C entre 5 y 6		2.99		0.70	2.00					
<b>01.05.02.03 ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION</b>										<b>KG</b>	<b>2830.71</b>
<b>PRIMER NIVEL</b>		<b>Nº VECES</b>	<b>Nº FIERRO EN VIGAS</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>SUB TOTAL</b>	<b>TIPO DE FIERRO</b>				<b>KG</b>	<b>2024.98</b>
VC-01 (0.40X0.70)						3/4"(2,24)	1/2"(0,99)	3/8"(0,56)	5/8"(1,55)		
	EJE B-B	1.00	12.00	19.49	233.88				1.55	362.51	
	EJE C-C	1.00	12.00	19.49	233.88				1.55	362.51	
	EJE D-D	1.00	12.00	19.49	233.88				1.55	362.51	
	EJE 1-1	1.00	12.00	8.40	100.80				1.55	156.24	
	EJE 2-2	1.00	12.00	8.40	100.80				1.55	156.24	
	EJE 3-3	1.00	12.00	8.40	100.80				1.55	156.24	
	EJE 4-4	1.00	12.00	8.40	100.80				1.55	156.24	
	EJE 5-5	1.00	12.00	8.40	100.80				1.55	156.24	
	EJE 6-6	1.00	12.00	8.40	100.80				1.55	156.24	
<b>ESTRIBOS</b>										<b>KG</b>	<b>805.73</b>
		<b>Nº VECES</b>	<b>NUMERO DE PIEZAS</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>LONGITUD TOTAL</b>	<b>PESO</b>			<b>TOTAL KILOS</b>		
	EJE A-A	1	116	2.20	255.20	5/8"(1,55)	1/2"(0,99)	3/8"(0,56)	0.56	142.91	
	EJE B-B	1	116	2.20	255.20				0.56	142.91	
	EJE C-C	1	116	2.20	255.20				0.56	142.91	
	EJE 1-1	1	51	2.20	112.20				0.56	62.83	
	EJE 2-2	1	51	2.20	112.20				0.56	62.83	
	EJE 3-3	1	51	2.20	112.20				0.56	62.83	
	EJE 4-4	1	51	2.20	112.20				0.56	62.83	
	EJE 5-5	1	51	2.20	112.20				0.56	62.83	
	EJE 6-6	1	51	2.20	112.20				0.56	62.83	
<b>01.05.03 COLUMNAS</b>											
<b>01.05.03.01 CONCRETO PARA COLUMNAS f'c= 210 kg/cm2</b>										<b>M3</b>	<b>62.31</b>
<b>PRIMER NIVEL</b>										<b>9.80</b>	
	C-1			0.40	0.45	3.12	4.00			2.25	
	C-2			0.40	0.40	3.12	14.00			6.99	
	C-3			0.30	0.30	3.12	2.00			0.56	
<b>2º,3º,4º,5º,6º NIVEL</b>										<b>46.63</b>	
	C-1			0.40	0.45	2.97	20.00			10.69	
	C-2			0.40	0.40	2.97	70.00			33.26	
	C-3			0.30	0.30	2.97	10.00			2.67	
<b>AZOTEA</b>										<b>5.88</b>	
	C-1			0.40	0.45	2.97	3.00			1.60	
	C-2			0.40	0.40	2.97	9.00			4.28	
<b>01.05.03.02 PARA ENCOFRADO Y DESENCOFRADO</b>										<b>M2</b>	<b>625.77</b>
<b>PRIMER NIVEL</b>										<b>98.59</b>	
	C-1	EJE B-B		0.40		3.12	8.00			9.98	
	C-1	EJE B-B		0.45		3.12	8.00			11.23	
	C-2	EJE A-A		0.40		3.12	24.00			29.95	
	C-2	EJE B-B		0.40		3.12	8.00			9.98	
	C-2	EJE C-C		0.40		3.12	24.00			29.95	
	C-3	EJE 7-7		0.30		3.12	8.00			7.49	
<b>2º,3º,4º,5º,6º NIVEL</b>										<b>469.26</b>	
	C-1	EJE B-B		0.40		2.97	8.00	5.00		47.52	
	C-1	EJE B-B		0.45		2.97	8.00	5.00		53.46	
	C-2	EJE A-A		0.40		2.97	24.00	5.00		142.56	
	C-2	EJE B-B		0.40		2.97	8.00	5.00		47.52	
	C-2	EJE C-C		0.40		2.97	24.00	5.00		142.56	
	C-3	EJE 7-7		0.30		2.97	8.00	5.00		35.64	
<b>AZOTEA</b>										<b>57.92</b>	
	C-1	EJE B-B		0.40		2.97	6.00			7.13	
	C-1	EJE B-B		0.45		2.97	6.00			8.02	
	C-2	EJE A-A		0.40		2.97	16.00			19.01	
	C-2	EJE B-B		0.40		2.97	4.00			4.75	
	C-2	EJE C-C		0.40		2.97	16.00			19.01	
<b>01.05.03.03 ACERO EN COLUMNAS</b>										<b>KG</b>	<b>8057.32</b>
<b>PRIMER AL SEXTO NIVEL</b>		<b>Nº VECES</b>	<b>NUMERO DE PIEZAS</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>LONGITUD TOTAL</b>	<b>PESO</b>			<b>TOTAL KILOS</b>	<b>4859.50</b>	<b>4465.12</b>
	C-1	Ø 5/8"	4	6	25.37	608.88	1.55			943.76	
	C-1	Ø 1/2"	4	2	25.37	202.96		0.99		200.93	
	C-2	Ø 5/8"	14	4	25.37	1420.72	1.55			2202.12	
	C-2	Ø 1/2"	14	2	25.37	710.36		0.99		703.26	
	C-3	Ø 5/8"	2	4	25.37	202.96	1.55			314.59	
	C-3	Ø 1/2"	2	2	25.37	101.48		0.99		100.47	
<b>AZOTEA</b>		<b>Nº VECES</b>	<b>NUMERO DE PIEZAS</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>LONGITUD TOTAL</b>	<b>PESO</b>			<b>TOTAL KILOS</b>	<b>394.38</b>	
	C-1	Ø 5/8"	3	6	3.67	66.06	1.55			102.39	
	C-1	Ø 1/2"	3	2	3.67	22.02		0.99		21.80	
	C-2	Ø 5/8"	9	4	3.67	132.12	1.55			204.79	
	C-2	Ø 1/2"	9	2	3.67	66.06		0.99		65.40	

TITULO: "INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"											
AUTOR: BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIAN											
ITEM	DESCRIPCIÓN	Unid	DIMENSIONES			NUM. VECES	SUB TOTAL			Parcial	Total
			Largo	Ancho	Alto		Longitud	Área	Volumen		

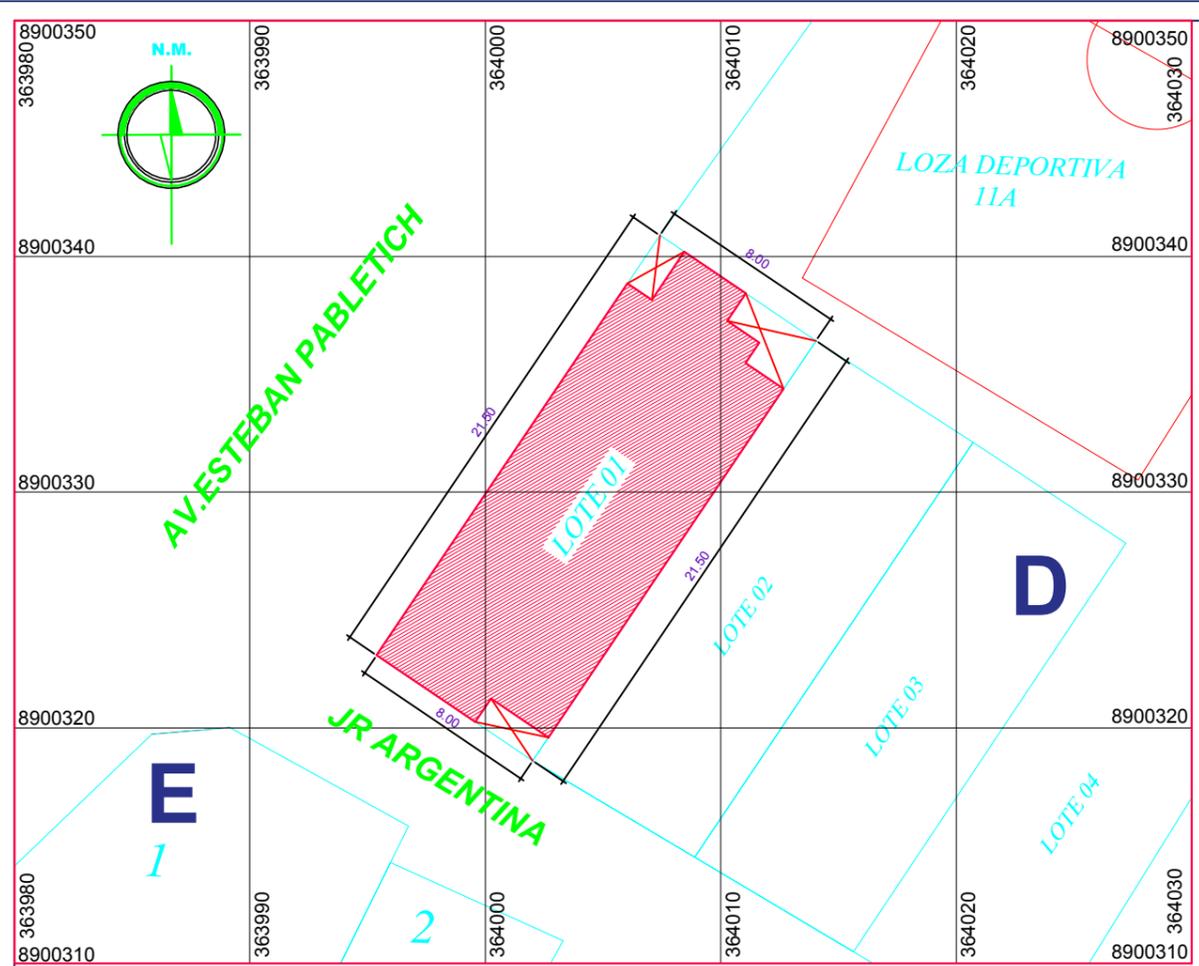
ESTRIBOS										
PRIMER AL SEXTO NIVEL										
	Nº	NUMERO DE PIEZAS	LONGITU D	LONGITUD TOTAL	PESO			TOTAL	3197.82	
					5/8"(1,55)	1/2"(0,99)	3/8"(0,56)	KILOS	2908.86	
C-1	∅ 3/8"	4	151	1.72	1038.88			0.56	581.77	
C-2	∅ 3/8"	14	151	1.72	3636.08			0.56	2036.20	
C-3	∅ 3/8"	2	151	1.72	519.44			0.56	290.89	
AZOTEA										
	Nº	NUMERO DE PIEZAS	LONGITU D	LONGITUD TOTAL	PESO			TOTAL	288.96	
					5/8"(1,55)	1/2"(0,99)	3/8"(0,56)	KILOS	288.96	
C-1	∅ 3/8"	3	25	1.72	129.00			0.56	72.24	
C-2	∅ 3/8"	9	25	1.72	387.00			0.56	216.72	

01.05.04 LOSAS										
01.05.04.01 CONCRETO PARA LOSA DE CIMENTACION f'c= 210 M3 89.14										

PRIMER NIVEL										
EJE 1-1;2-2 entre A-A;B-B				3.52	4.25	0.70	1.00		10.47	
EJE 1-1;2-2 entre B-B;C-C				3.52	2.55	0.70	1.00		6.28	
EJE 2-2;3-3 entre A-A;B-B				3.26	4.25	0.70	1.00		9.70	
EJE 2-2;3-3 entre B-B;C-C				3.26	2.55	0.70	1.00		5.82	
EJE 3-3;3-4 entre A-A;B-B				3.99	4.25	0.70	1.00		11.87	
EJE 3-3;3-4 entre B-B;C-C				3.99	2.55	0.70	1.00		7.12	
EJE 4-4;5-5 entre A-A;B-B				3.00	4.25	0.70	1.00		8.93	
EJE 4-4;5-5 entre B-B;C-C				3.00	2.55	0.70	1.00		5.36	
EJE 5-5;6-6 entre A-A;B-B				3.42	4.25	0.70	1.00		10.17	
EJE 5-5;6-6 entre B-B;C-C				3.42	2.55	0.70	1.00		6.10	
EJE 6-6;7-7 entre A-A;B-B				2.46	4.25	0.70	1.00		7.32	

01.05.05.02 ACERO PARA LOSA DE CIMENTACION f'c= 210 kg/cm2 M3										
---	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

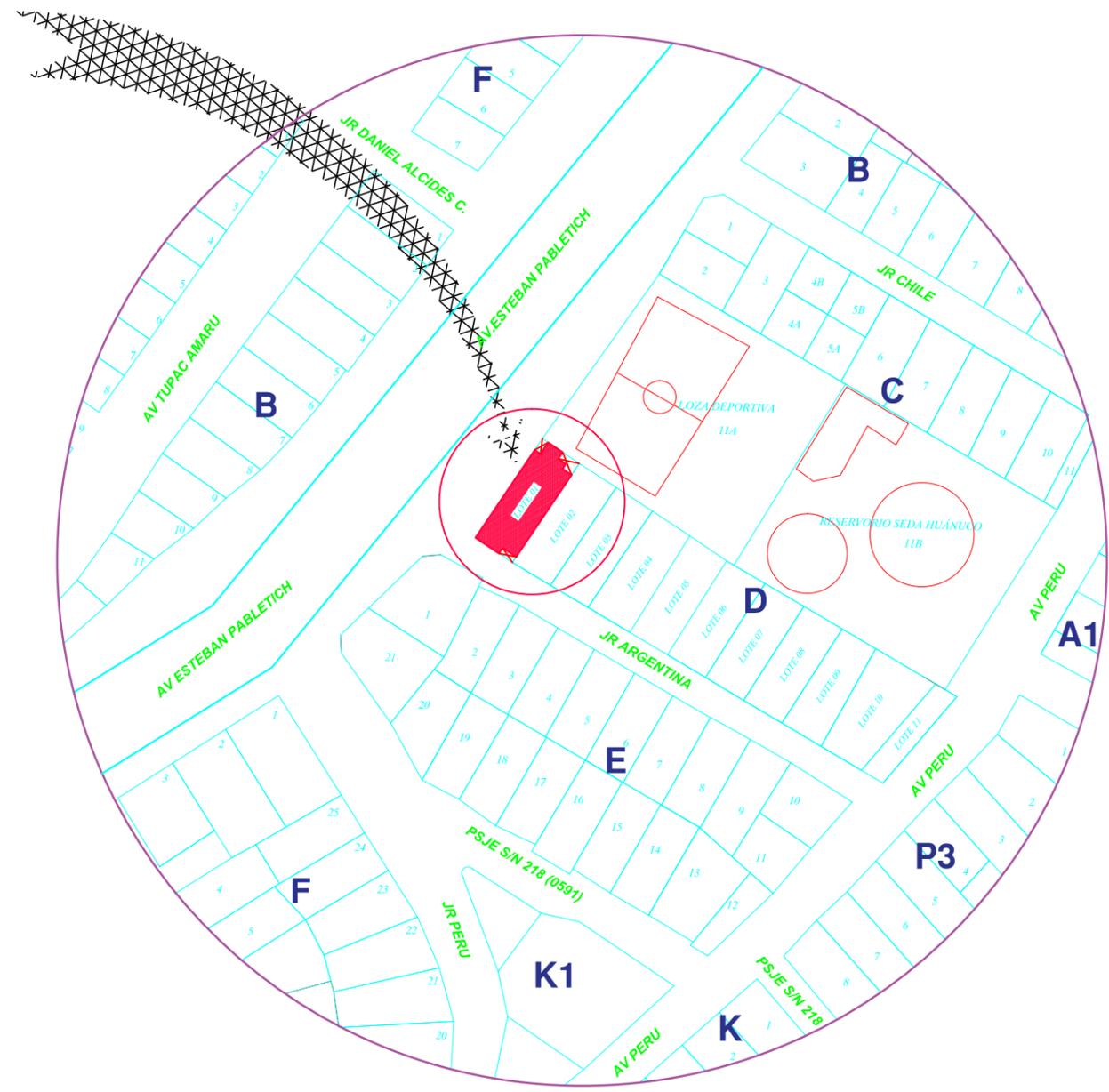
PRIMER NIVEL											
LOSA DE CIMENTACION											
	Nº VECES	NUMERO DE PIEZAS	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO			TOTAL	4470.30		
					3/4"(2,24)	1/2"(0,99)	3/8"(0,56)	KILOS	3817.16		
HORIZONTAL	1	103	7.83	806.49	2.24			1806.54			
VERTICAL	1	40	22.44	897.60	2.24			2010.62			
ELEMENTOS DE APOYO											
	Nº VECES	NUMERO DE PIEZAS	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO			TOTAL	191.52		
					3/4"(2,24)	1/2"(0,99)	3/8"(0,56)	KILOS	191.52		
	1	75	1.14	85.50	2.24			191.52			
NUDO RIGIDO											
	Nº VECES	Nº LADOS	NUMERO DE PIEZAS	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO			TOTAL	461.62	
						3/4"(2,24)	1/2"(0,99)	3/8"(0,56)	KILOS	461.62	
C-1	HORIZONTAL	4	4	7	0.92	103.04	2.24		230.81		
	VERTICAL	4	4	7	0.92	103.04	2.24		230.81		
C-2	HORIZONTAL	14	4	7	0.92	360.64	2.24		807.83		
	VERTICAL	14	4	7	0.92	360.64	2.24		807.83		
C-3	HORIZONTAL	2	4	5	0.92	36.80	2.24		82.43		
	VERTICAL	2	4	7	0.62	34.72	2.24		77.77		
ACERO EN COLUMNETAS											
	NIVELES	Nº VECES	NUMERO DE PIEZAS	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO			TOTAL	2217.60	
						3/4"(2,24)	1/2"(0,99)	3/8"(0,56)	KILOS	2217.60	
COLUMNETA 01	HORIZONTAL	6	55	4	3.00	3960.00		0.56	2217.60		
ACERO EN COLUMNETAS											
	NIVELES	Nº VECES	NUMERO DE PIEZAS	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO			TOTAL	215.04	
						3/4"(2,24)	1/2"(0,99)	3/8"(0,56)	KILOS	215.04	
COLUMNETA 01	HORIZONTAL	1	32	4	3.00	384.00		0.56	215.04		
ESTRIBOS											
PRIMER AL SEXTO NIVEL											
	Nº PISOS	Nº VECES	NUMERO DE PIEZAS	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO			TOTAL	3326.40	
						5/8"(1,55)	1/2"(0,99)	3/8"(0,56)	KILOS	3326.40	
C c-01	6	55	18	0.68	5940.00			0.56	3326.40		
AZOTEA											
	Nº VECES	NUMERO DE PIEZAS	LONGITUD	LONGITUD TOTAL	PESO			TOTAL	219.34		
					5/8"(1,55)	1/2"(0,99)	3/8"(0,56)	KILOS	219.34		
C c-01	1	32	18	0.68	391.68			0.56	219.34		



UBICACIÓN  
ESCALA: 1/200

ÁREA DE TERRENO	172.00 m2
ÁREA DE TERRENO CONSTRUIDO	
1° Piso	156.89 m2
2° Piso	146.49 m2
3° Piso	146.49 m2
4° Piso	146.49 m2
5° Piso	146.49 m2
6° Piso	146.49 m2
7° Piso	82.81 m2
Cuarto de máquinas	2.89 m2
<b>Total área construida</b>	<b>971.04m2</b>

VIVIENDA MULTIFAMILIAR	
Provincia	Huánuco
Distrito	Amarilis
Asentamiento Humano	San Luis sector 02



LOCALIZACIÓN

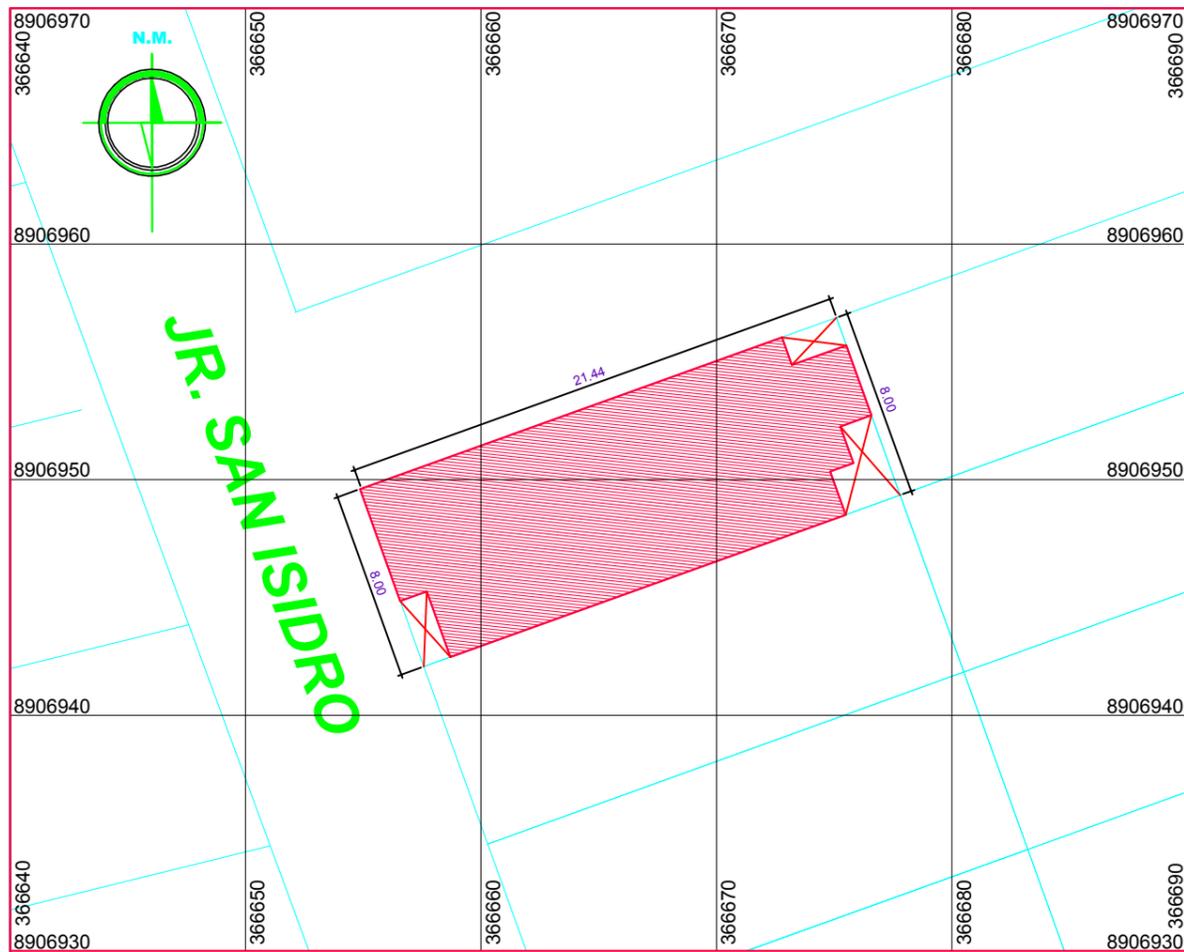


UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
E.A.P. DE INGENIERÍA CIVIL  
BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN



“INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018”

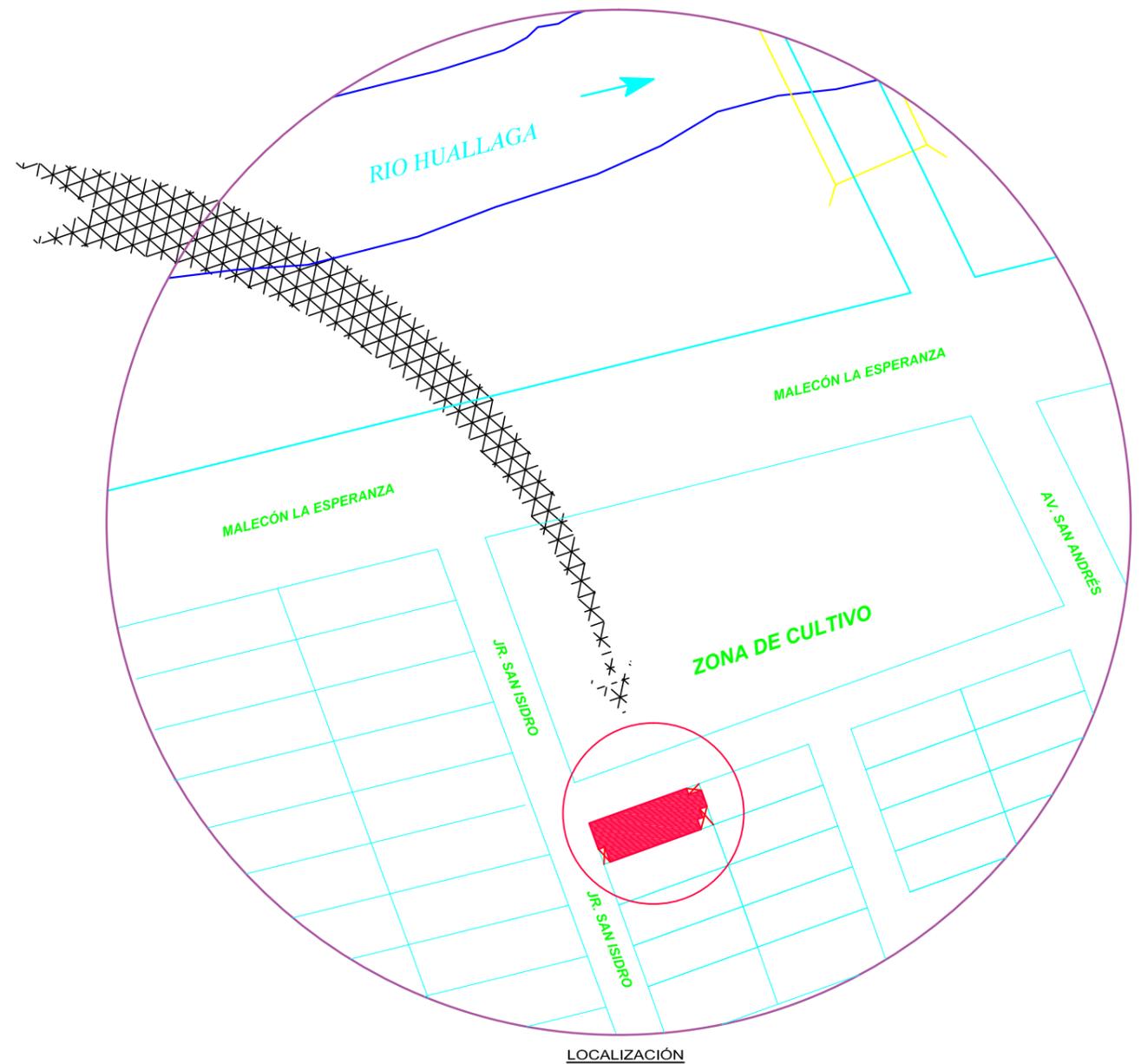
LÁMINA:  
**U-01**



UBICACIÓN  
ESCALA: 1 / 200

ÁREA DE TERRENO	172.00 m2
ÁREA DE TERRENO CONSTRUIDO	
1° Piso	156.89 m2
2° Piso	146.49 m2
3° Piso	146.49 m2
4° Piso	146.49 m2
5° Piso	146.49 m2
6° Piso	146.49 m2
7° Piso	82.81 m2
Cuarto de máquinas	2.89 m2
<b>Total área construida</b>	<b>971.04m2</b>

VIVIENDA MULTIFAMILIAR	
Provincia	Huánuco
Distrito	Amarilis
Centro Poblado	La Esperanza



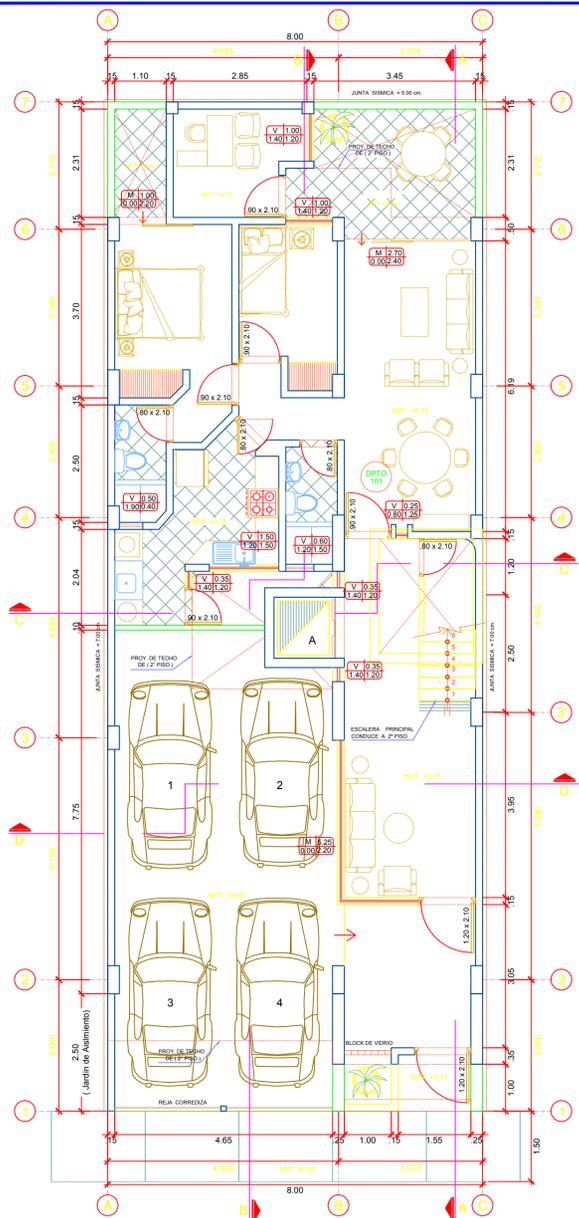
UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
E.A.P. DE INGENIERÍA CIVIL  
BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN



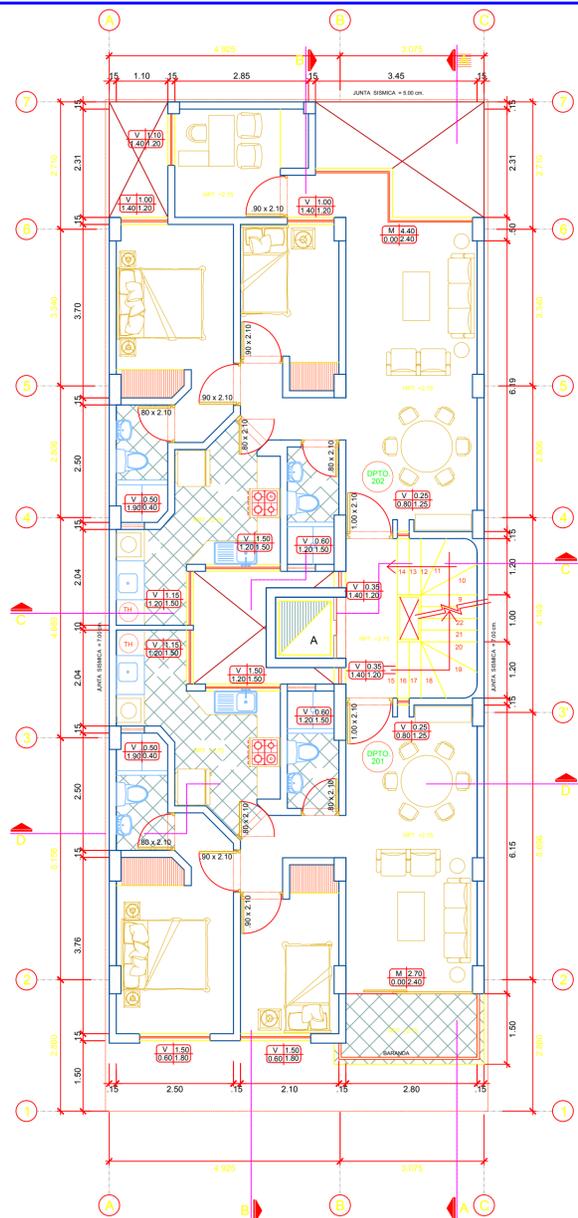
"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

LÁMINA:

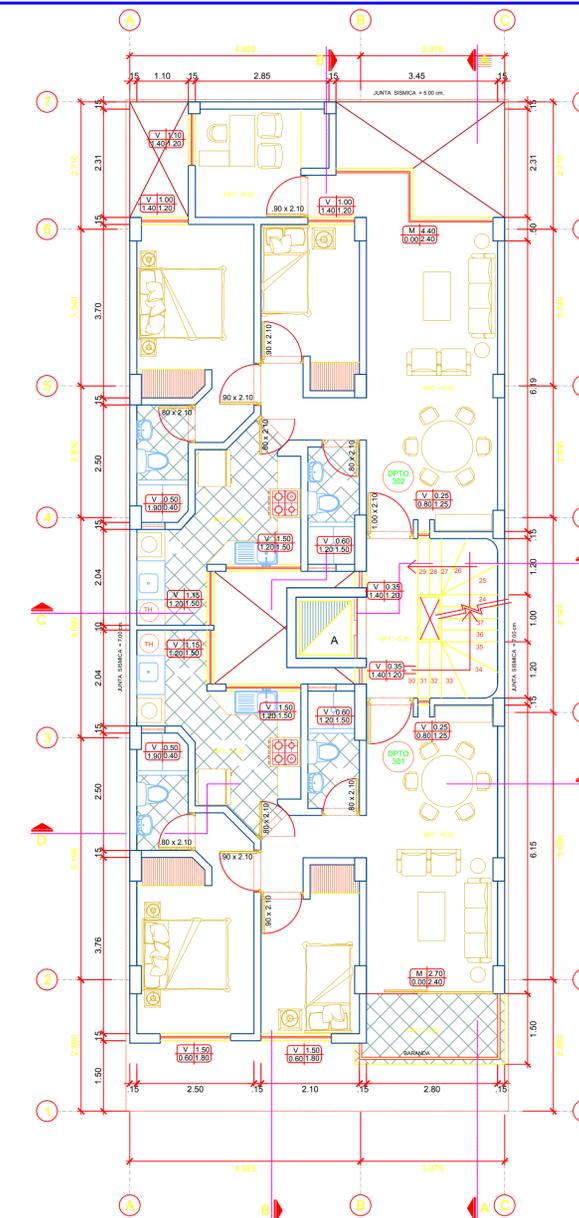
U-02



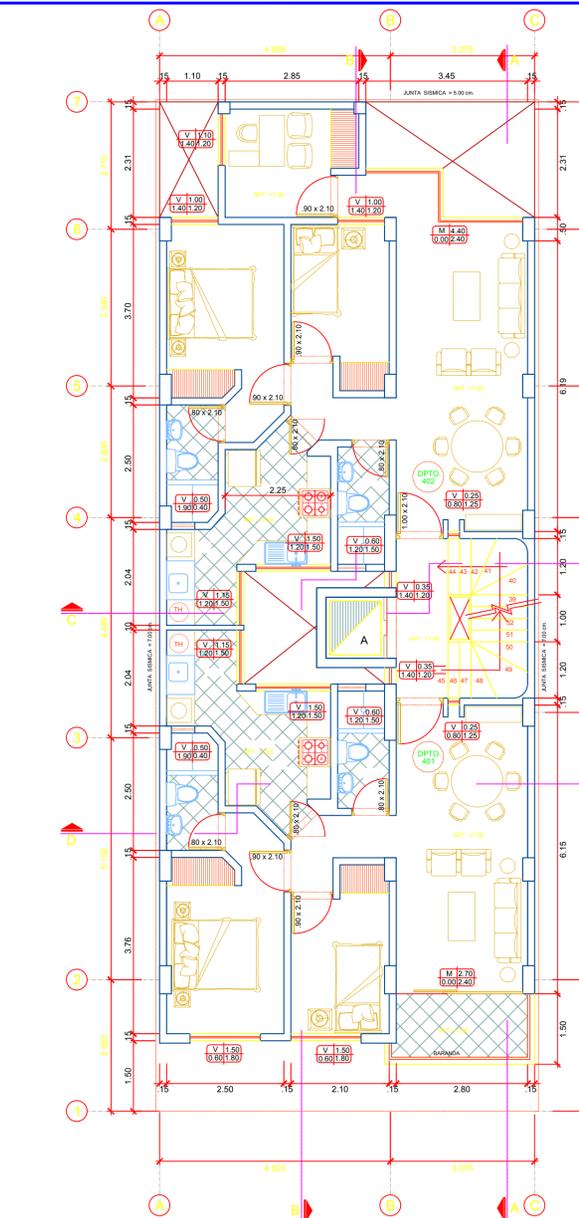
PLANTA : 1° PISO  
ESCALA : 1/175



PLANTA : 2° PISO  
ESCALA : 1/175



PLANTA : 3° PISO  
ESCALA : 1/175



PLANTA : 4° PISO  
ESCALA : 1/175



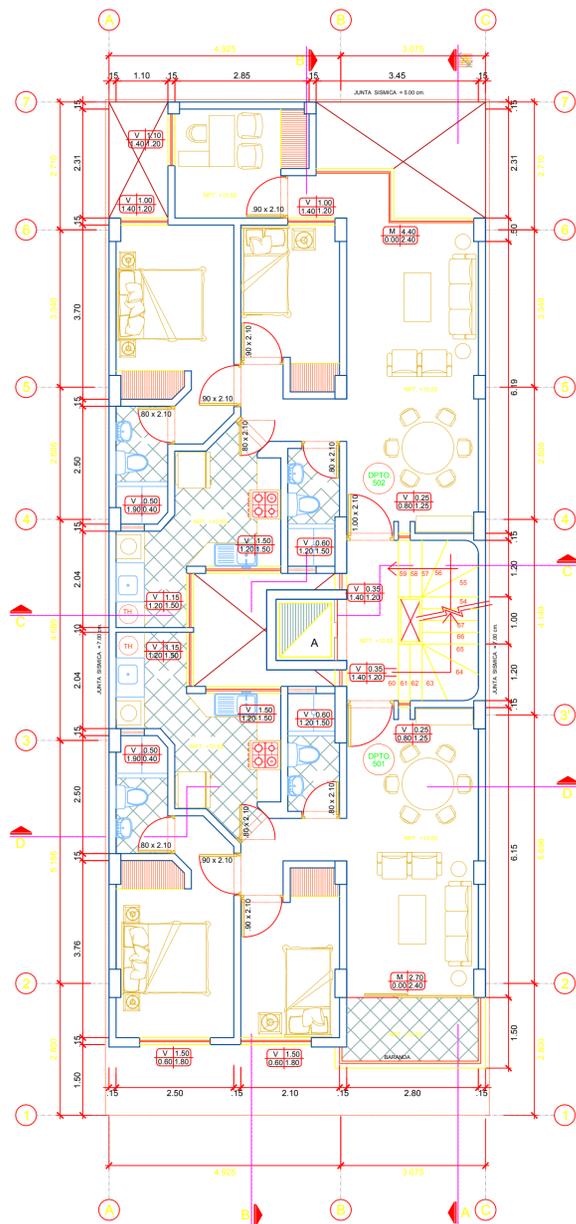
UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
E.A.P. DE INGENIERÍA CIVIL  
BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN



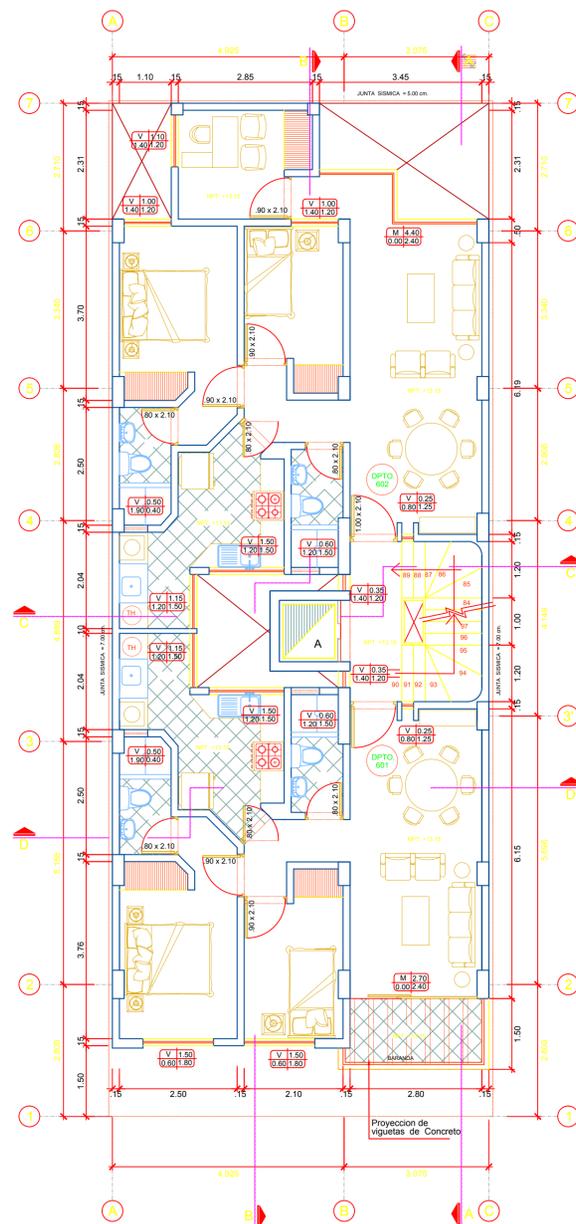
“INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018”

ARQUITECTURA DEL PROYECTO

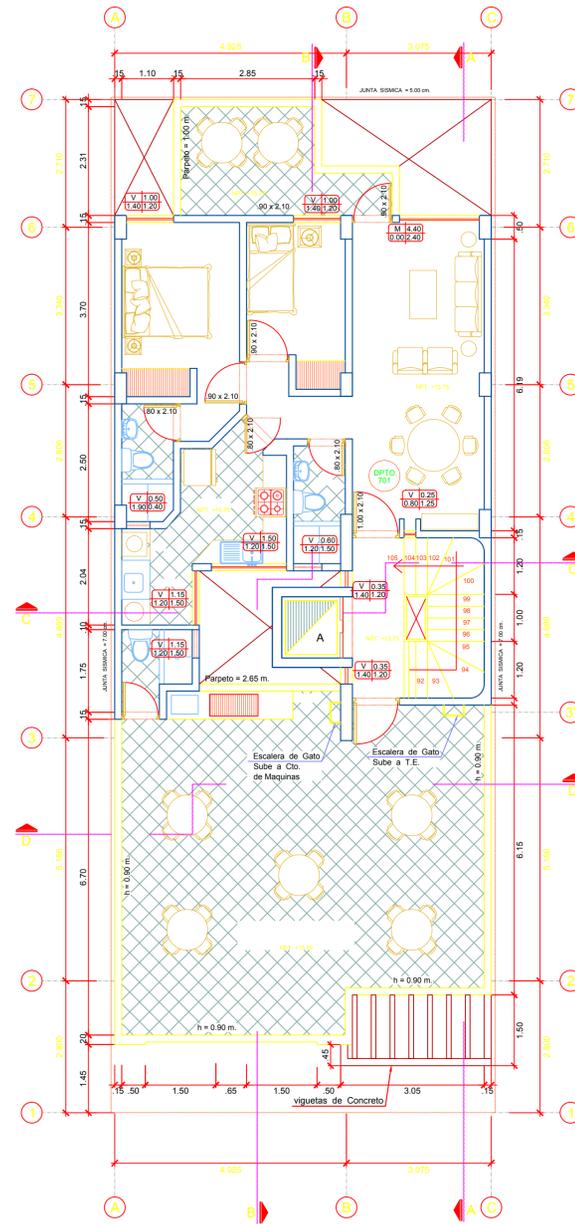
LÁMINA:  
**A-01**



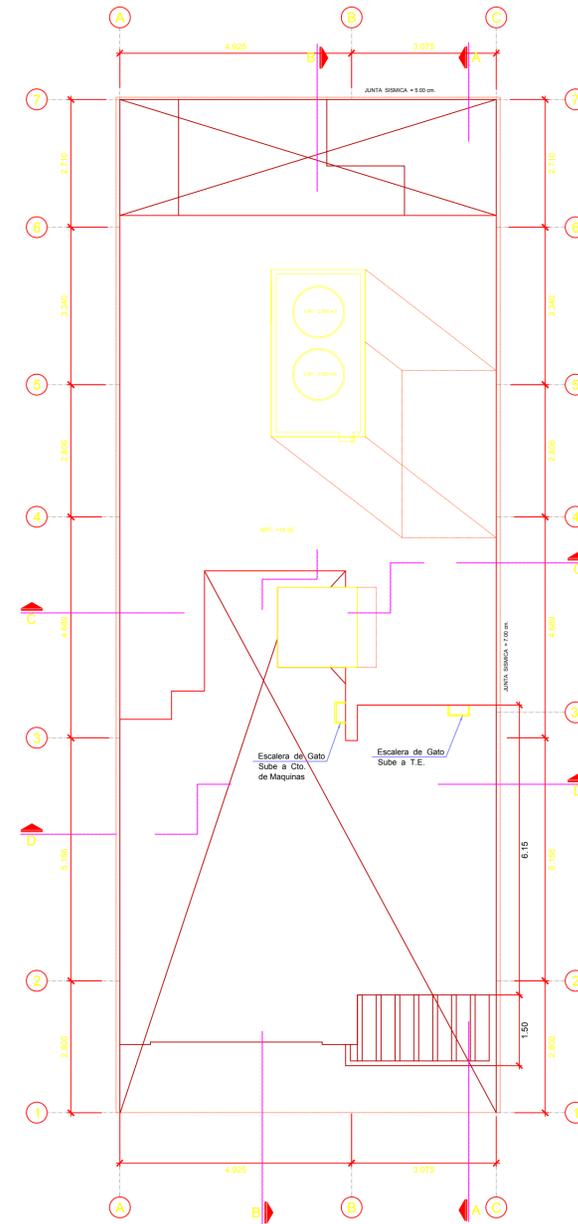
PLANTA : 5° PISO  
ESCALA : 1/75



PLANTA : 6° PISO  
ESCALA : 1/75



PLANTA : 7° PISO  
ESCALA : 1/75



PLANTA : TECHO  
ESCALA : 1/75



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

FACULTAD DE INGENIERÍA  
E.A.P. DE INGENIERÍA CIVIL  
BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

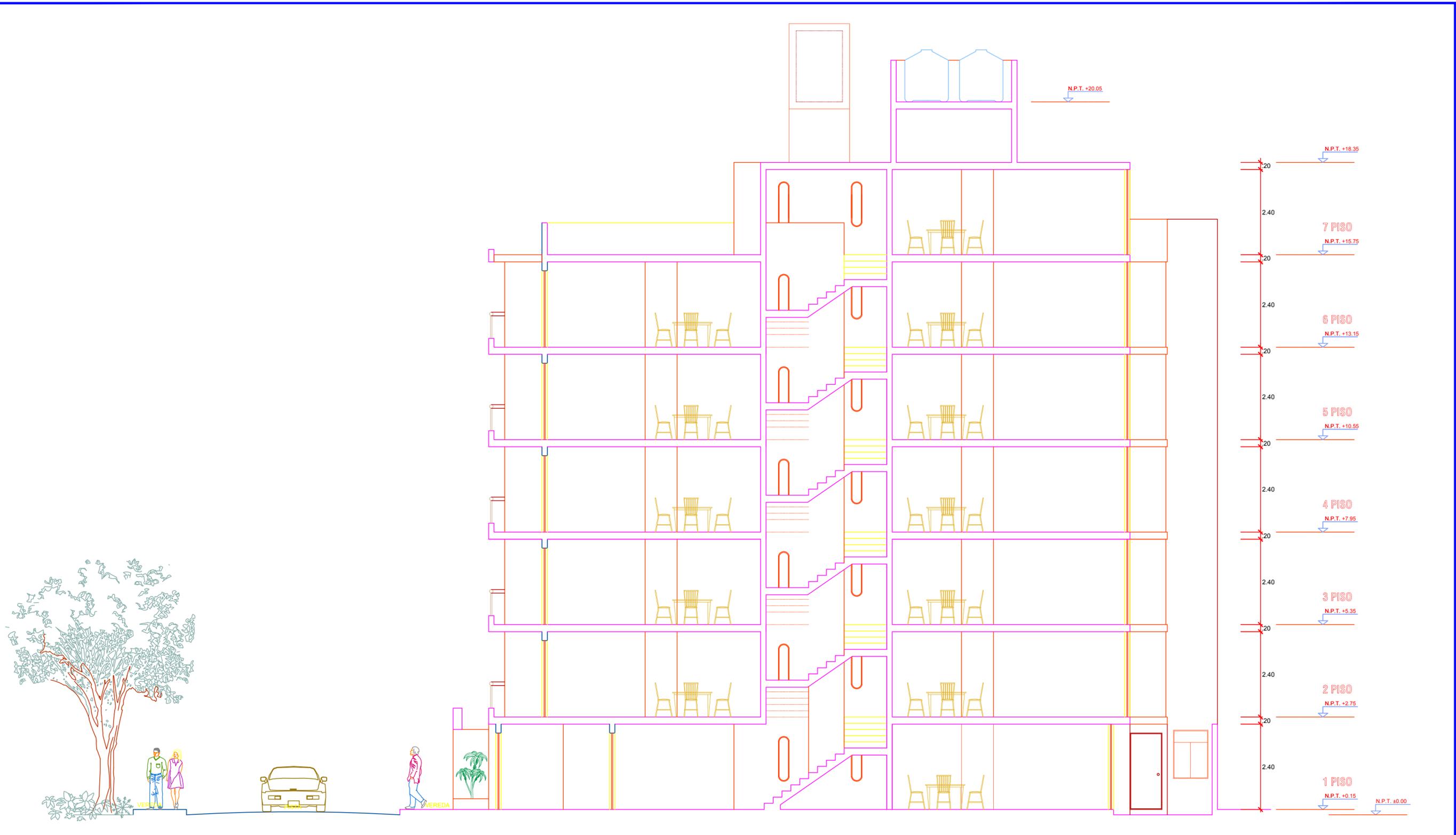


"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

ARQUITECTURA DEL PROYECTO

LÁMINA:

A-02



CORTE : A-A  
 ESCALA : 1 / 75



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 E.A.P. DE INGENIERÍA CIVIL  
 BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

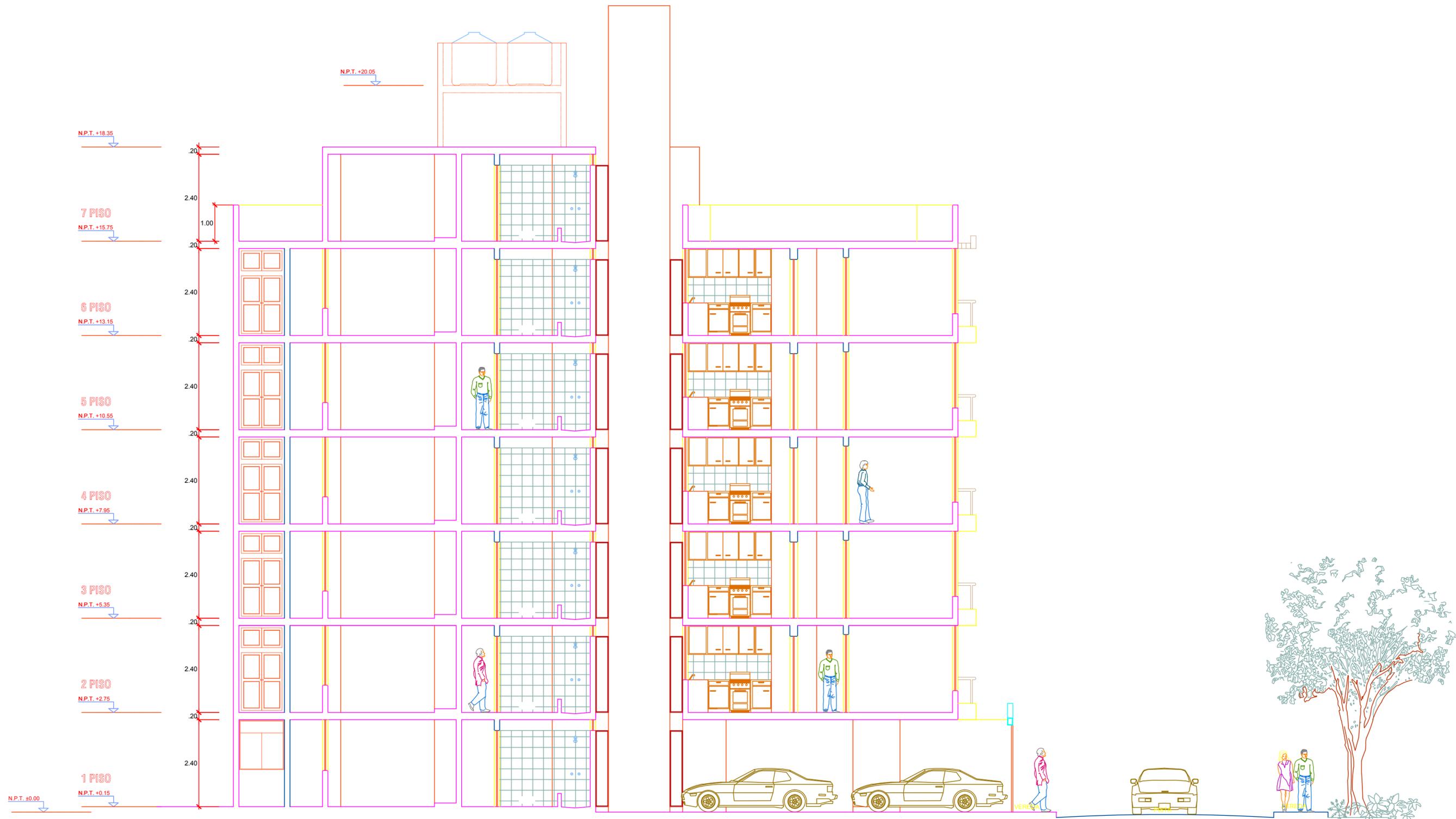


“INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018”

ARQUITECTURA DEL PROYECTO

LÁMINA:

A-03



CORTE : B-B  
 ESCALA : 1 / 75



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 E.A.P. DE INGENIERÍA CIVIL  
 BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

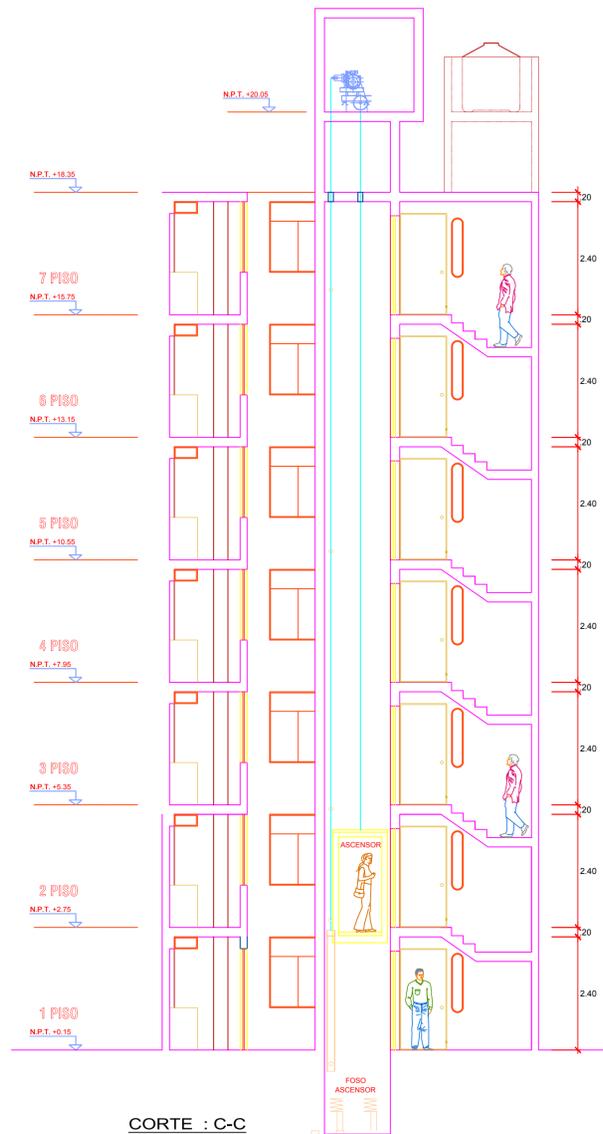


“INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO  
 ESTRUCTURAL DE DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN  
 EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018”

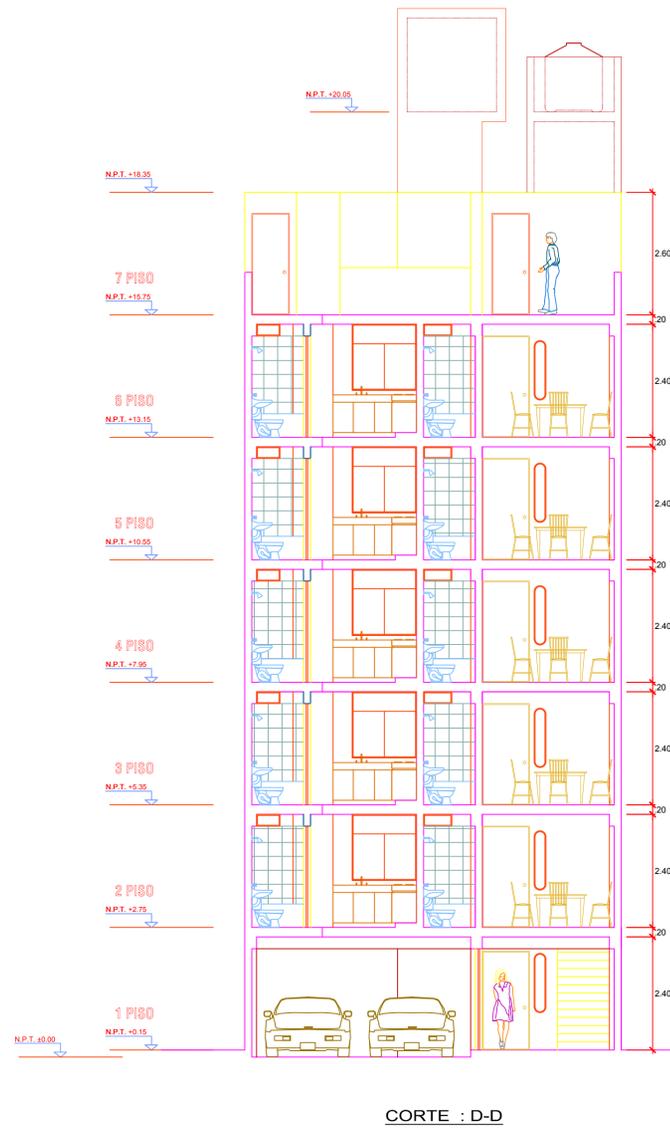
ARQUITECTURA DEL PROYECTO

LÁMINA:

A-04



CORTE : C-C  
ESCALA : 1 / 75



CORTE : D-D  
ESCALA : 1 / 75



ELEVACION PRINCIPAL  
ESCALA : 1 / 75



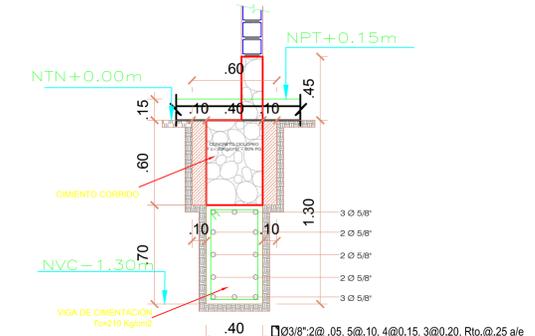
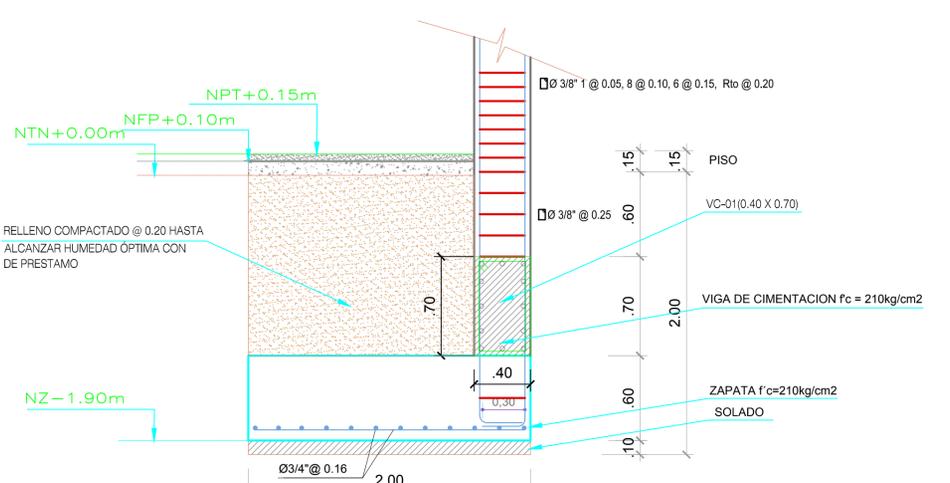
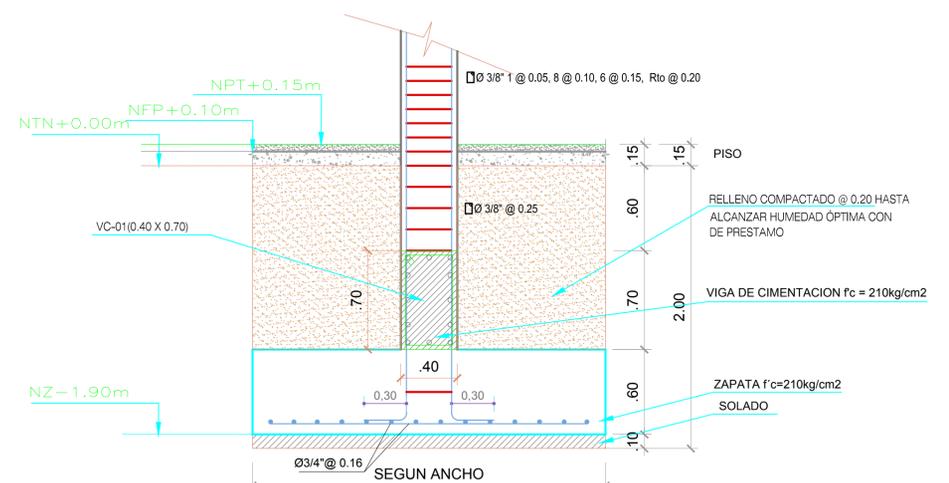
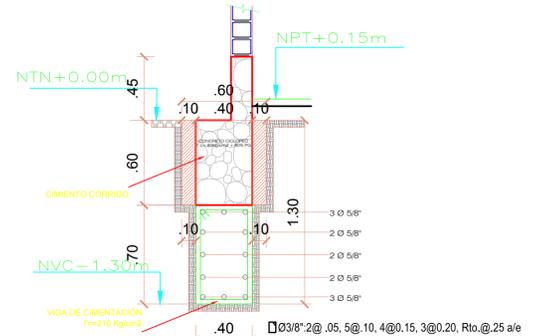
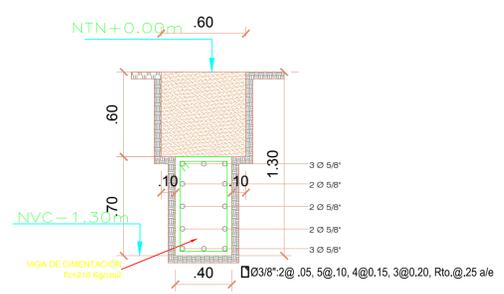
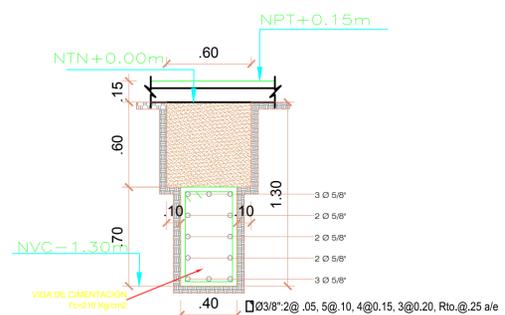
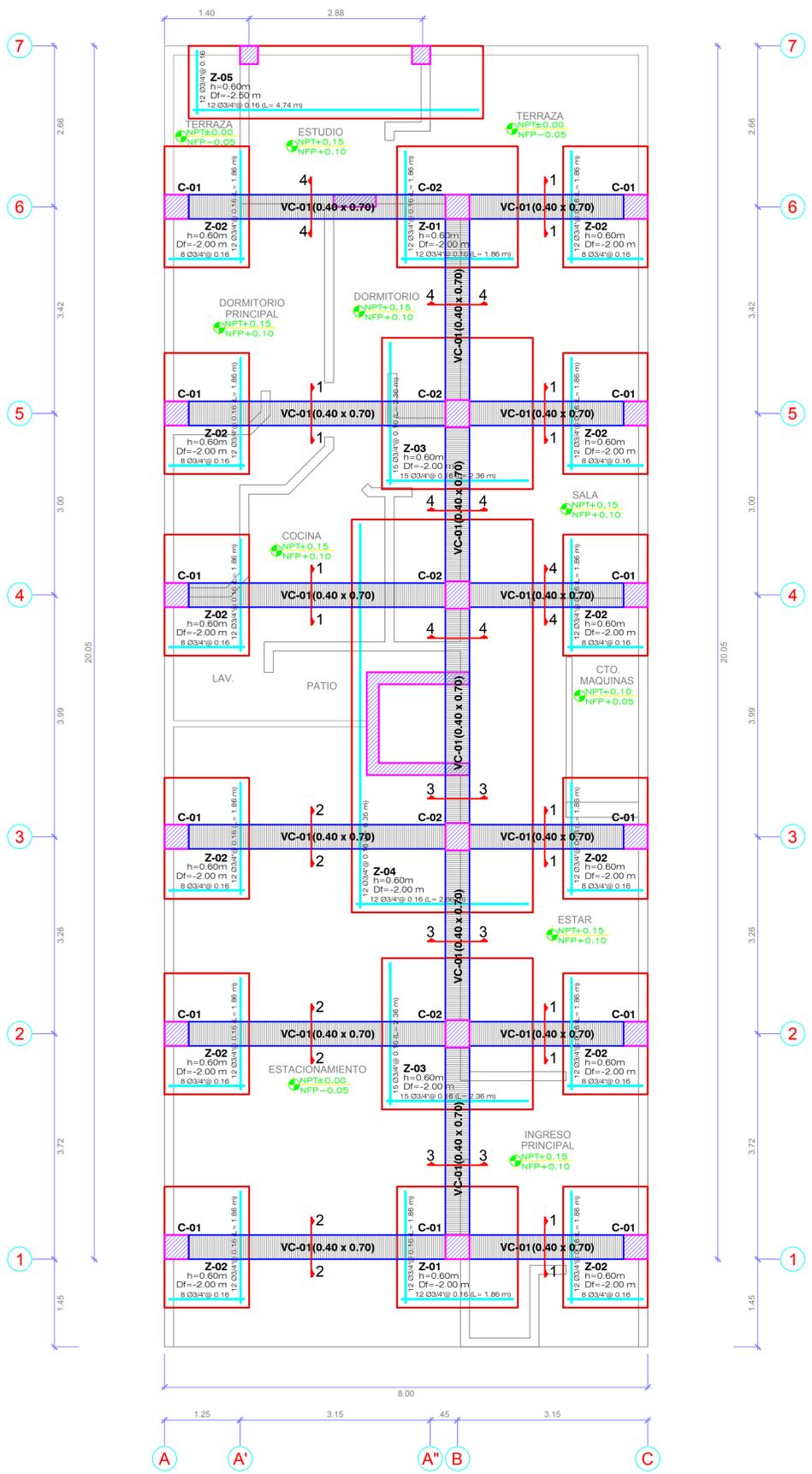
UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
E.A.P. DE INGENIERÍA CIVIL  
BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN



“INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO  
ESTRUCTURAL DE DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN  
EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018”

ARQUITECTURA DEL PROYECTO

LÁMINA:  
**A-05**



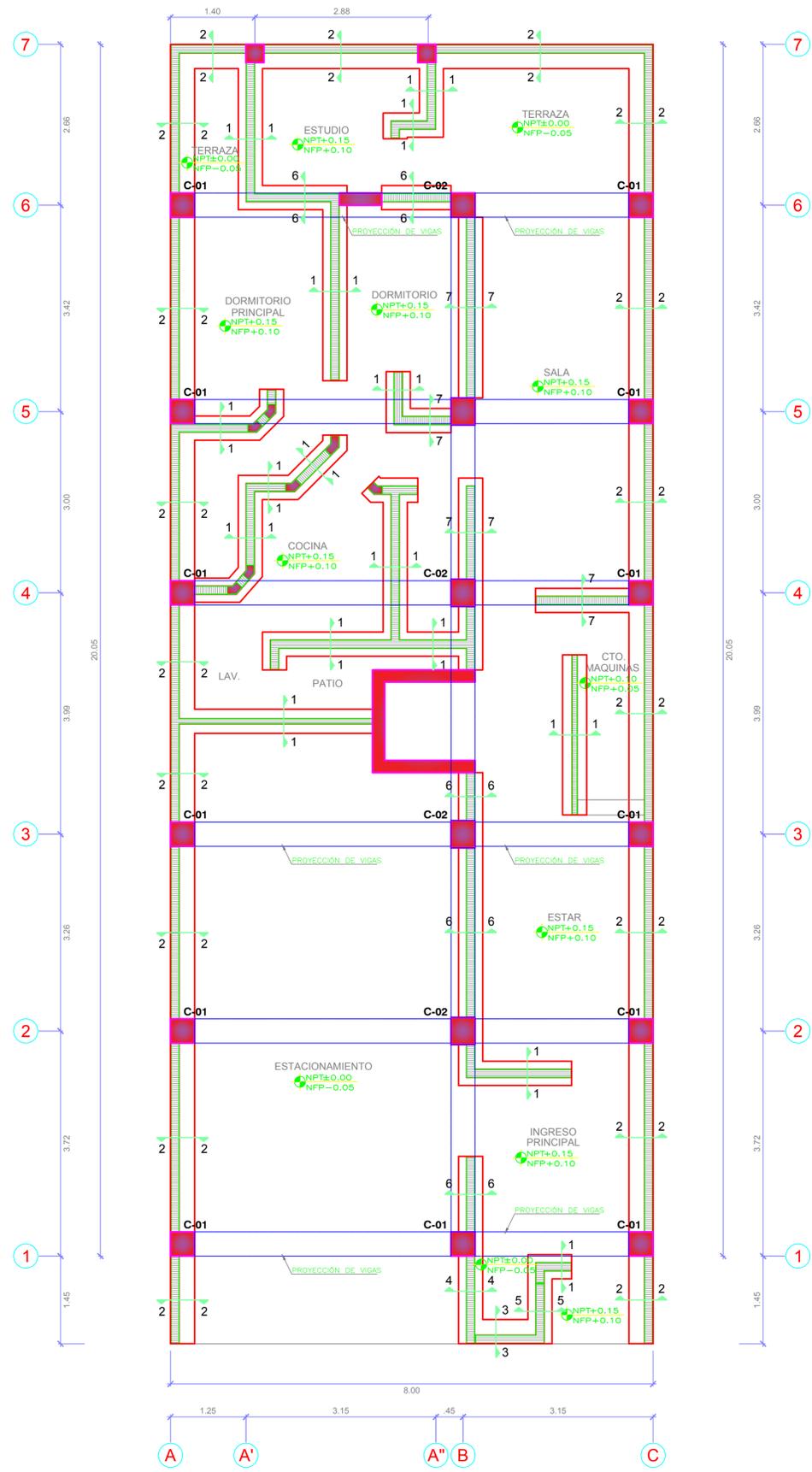
UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
E.A.P. DE INGENIERÍA CIVIL  
BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN



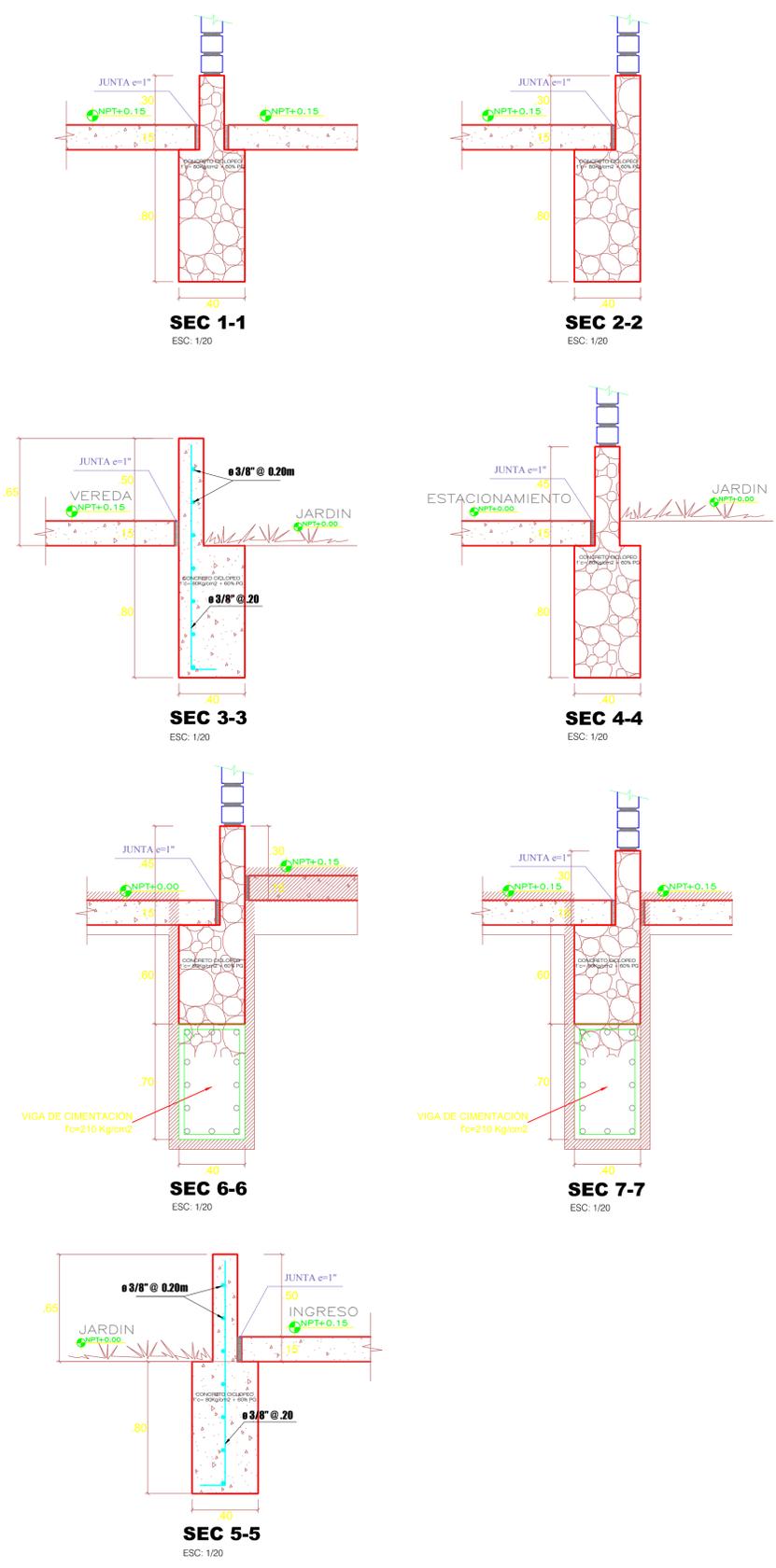
"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE DOS EDIFICACIONES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

ESTRUCTURA DEL PROYECTO

LÁMINA:  
**E-01**



**PLANTA CIMENTACIÓN CORRIDA**  
ESC: 1/50



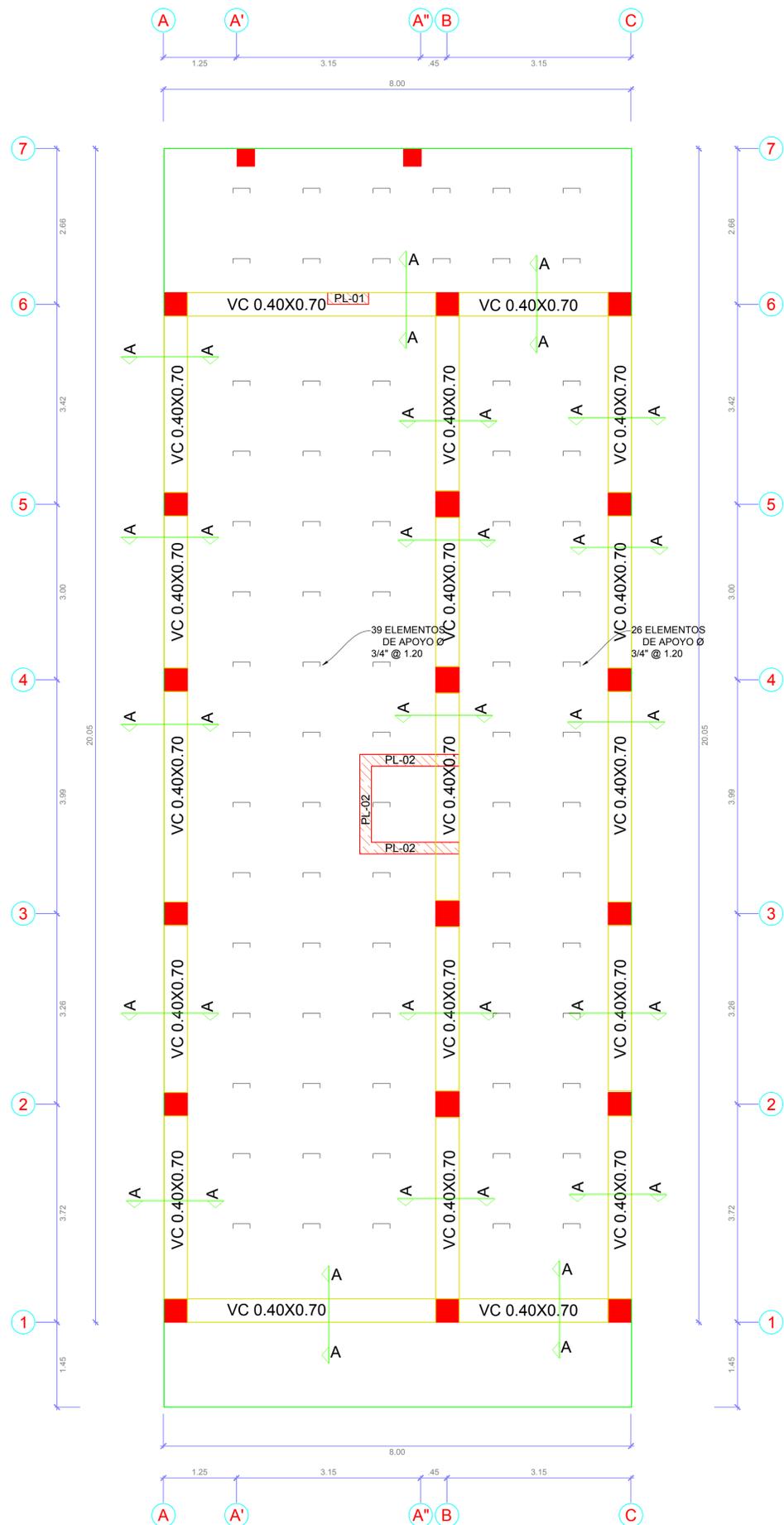
ESPECIFICACIONES TECNICAS		
<b>ALBAÑILERIA</b>		
RESISTENCIA A LA COMPRESION	$f_m = 65 \text{ Kg/cm}^2$	
PESO ESPECIFICO	$\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$	
LADRILLO	$9 \text{ cm} \times 24 \text{ cm} \times 14 \text{ cm}$	
<b>CONCRETO</b>		
CONCRETO CICLOPEO (Cimiento Corrido)	$f'_c = 110 \text{ Kg/cm}^2 + 30\% \text{ P.G. max } 6"$	
CONCRETO SOBRECIMIENTO	$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2 + 25\% \text{ P.M. max } 3"$	
COLUMNAS, VIGAS, ESCALERAS, LOSA ALIGERADA	$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	
SOLADO (e=0.15m)	$f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$	
<b>ACERO</b>		
FIERRO CORRUGADO	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	
<b>RECUBRIMIENTOS</b>		
LOSA ALIGERADA	2.5 cm	
MUROS	2.0 cm	
VIGAS Y COLUMNAS	4.0 cm	
ZAPATAS	7.5 cm	
ESCALERAS	2.5 cm	
<b>SUELO</b>		
CAPACIDAD PORTANTE	$\sigma_t = 0.83 \text{ Kg/cm}^2$	
ASENTAMIENTO MAXIMO	0.93 cm	
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	Indicada	
TIPO DE SUELO	Limos Inorganicos (ML)	
<b>SOBRECARGA</b>		
EN ESCALERAS	250 $\text{Kg/cm}^2$	
EN LOS OTROS	350 $\text{Kg/cm}^2$	
<b>ESTRUCTURA</b>		
SISTEMA ESTRUCTURAL	APORTICA	$Z = 0.2 \quad R = 7.0$
$U = 1.0$	$Cr = 2.5 \quad S = 1.2$	$Tp \text{ (Periodo del Suelo)} = 0.4$

**EMPALMES EN EL REFUERZO**

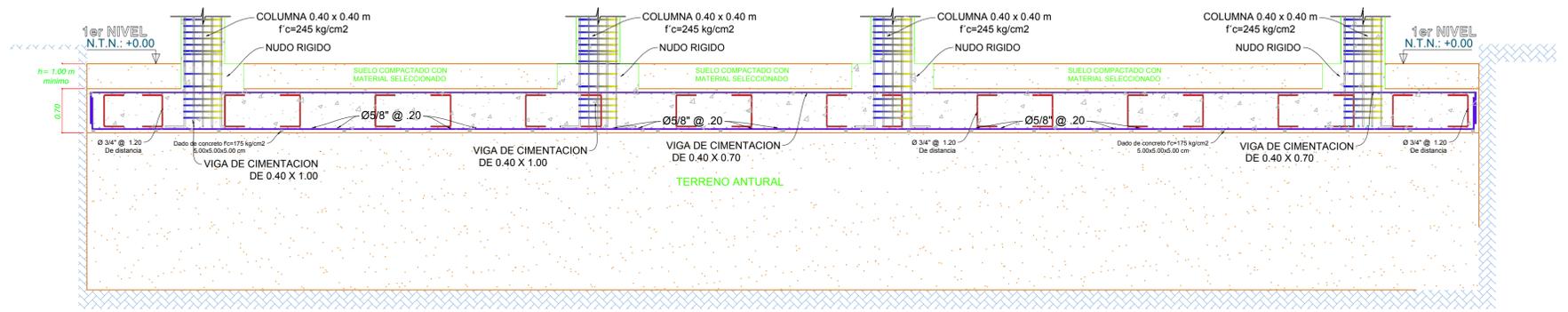
- Los refuerzos se deberán empalmar preferentemente en zonas de esfuerzos bajos.
- Las barras longitudinales de columnas se empalmarán de preferencia dentro de los 2/3 centrales de la altura del elemento con una longitud mayor o igual a  $0.007 f_y d_b$  y no menor a 30 cm.
- Las vigas que deban resistir fuerzas de sismo deberán cumplir con lo indicado en esta sección para lo referente al diseño del acero longitudinal.
  - La resistencia especificada del concreto ( $f'_c$ ) no será menor que  $210 \text{ Kg/cm}^2$ .
  - La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado ARN 420 ( $414 \text{ MPa}$  ó  $4200 \text{ kg/cm}^2$ ).
  - La relación ancho a peralte de las vigas no deberán ser menor que 0.3.
  - El peralte efectivo ( $d$ ) deberá ser menor o igual que un cuarto de la luz libre.
  - El ancho de las vigas no será menor que 25 cm, ni mayor que el ancho de la columna (medida en un plano perpendicular al eje de la viga) más tres cuartos de peralte de la viga a cada lado.
  - La carga axial ( $P_u$ ) no deberá exceder de  $0.1 f_c A_g$ . En caso contrario, el elemento deberá tratarse como elemento en flexocompresión.
  - No deberán hacerse empalmes traslapados o soldados en el refuerzo dentro de una zona localizada a "d" de la cara del nudo.
  - Los empalmes traslapados del refuerzo en zonas de inversión de esfuerzos, deberán quedar confinados por estribos cerrados espaciados a no más de 16 veces el diámetro de las barras longitudinales sin exceder 30 cm.
- Los empalmes deberán hacerse sólo como lo requieran o permitan los planos de diseño, las especificaciones técnicas o como lo autorice el Inspector.
- Los empalmes podrán ser de diferentes tipos:
  - Por traslape.
  - Por soldadura.
  - Por uniones mecánicas.

**CUADRO DE COLUMNAS**  
ESCALA 1/20

TIPO	SECCIÓN	ACERO	Separación entre Estribos
C-01		4 Ø5/8" + 2 Ø1/2"	Ø3/8", 2@.05, 6@.10, Rto.@.20
C-02		4 Ø5/8" + 2 Ø1/2"	Ø3/8", 2@.05, 6@.10, Rto.@.20
C-03		4 Ø5/8" + 2 Ø1/2"	Ø3/8", 2@.05, 6@.10, Rto.@.20
Cc-1		4 Ø3/8"	Ø3/8", 2@.05, 6@.10, Rto.@.20

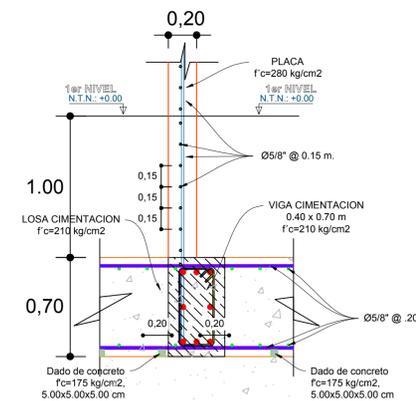
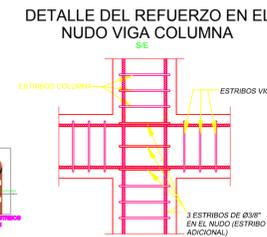
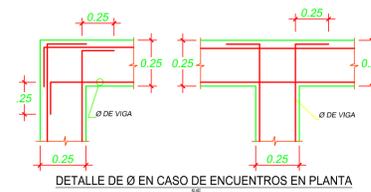


**PLANTA LOSA DE CIMENTACIÓN**  
ESC: 1/50

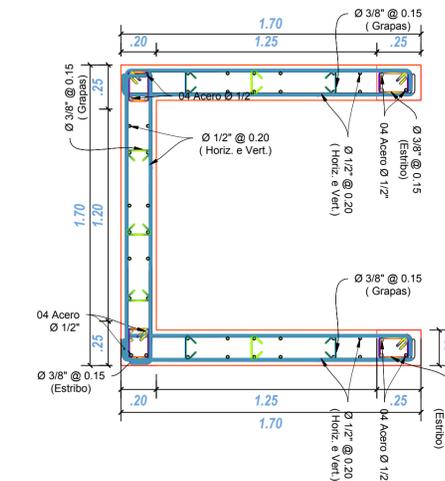


## DETALLE DE LOSA CIMENTACION TRANSVERSAL

esc. 1/75



**DETALLE DE CONEXION VIGA DE CIMENTACION - PLACA (P-01)**  
esc. 1/25



**DETALLE DE PLACA TIPO 02**  
esc. 1/20

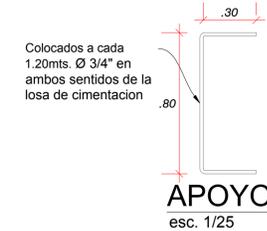
VIGA	VIGA DE CIMENTACION
f <sub>c</sub>	210 kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	4200 kg/cm <sup>2</sup>
DETALLE	
RECUB.	4 cm
ESTRIBOS	Ø 3/8\"/>

## CUADRO DE COLUMNAS

ESCALA 1/20

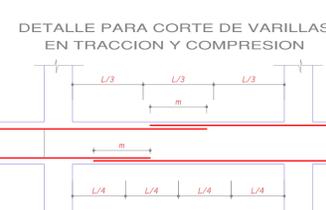
TIPO	SECCIÓN	ACERO	Separación entre Estribos
C-01		4 Ø5/8\"/>	Ø3/8\", 2@.05, 6@.10, Rto.@.20
C-02		4 Ø5/8\"/>	Ø3/8\", 2@.05, 6@.10, Rto.@.20
C-03		4 Ø5/8\"/>	Ø3/8\", 2@.05, 6@.10, Rto.@.20
Cc-1		4Ø3/8\"/>	Ø3/8\", 2@.05, 6@.10, Rto.@.20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
<b>1.00.- DE LOS MATERIALES</b>	
<b>01. CONCRETO SIMPLE</b> (C:H+1:12)	
LOSA DE CIMENTACION	f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS ESTRUCTURALES	f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNA DE CONFINAMIENTO	f <sub>c</sub> = 175 Kg/cm <sup>2</sup>
SOBRECIMIENTO ARMADO	f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS ESTRUCTURALES	f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS DE CONFINAMIENTO	f <sub>c</sub> = 175 Kg/cm <sup>2</sup>
PLACA	f <sub>c</sub> = 280 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>02. CONCRETO ARMADO</b>	
LOSA DE CIMENTACION	f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS ESTRUCTURALES	f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNA DE CONFINAMIENTO	f <sub>c</sub> = 175 Kg/cm <sup>2</sup>
SOBRECIMIENTO ARMADO	f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS ESTRUCTURALES	f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS DE CONFINAMIENTO	f <sub>c</sub> = 175 Kg/cm <sup>2</sup>
PLACA	f <sub>c</sub> = 280 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>03. ALBANELERIA</b>	
MORTERO	C:A = 1:5
JUNTA	1.5 cm.
UNIDAD	LADRILLOS KING KONG DE ARCILLA (30% VACÍOS)
Compresión Albanelería	f <sub>m</sub> = 65 kg/cm <sup>2</sup>
Peso Específico Albanelería	1,800.00 kg/m <sup>3</sup>
Ladrillo Macizo KK arcilla:	9 x 13 x 23
<b>2.00.- DEL SUELO</b>	
CAPACIDAD PORTANTE	2.74 Kg/cm <sup>2</sup>
FACTOR DE ZONA(Z)	0.25
PROF. DE CIMENTACION	1.00 m. (Mínimo)
<b>3.00.- RECURSIVOS</b>	
LOSA DE CIMENTACION	= 7.5 cm.
COLUMNAS ESTRUCTURALES	= 4.00 cm.
VIGAS ESTRUCTURALES	= 4.00 cm.
COLUMNAS DE CONFINAMIENTO	= 2.00 cm.
VIGA DE CONFINAMIENTO	= 2.00 cm.
LOSA ALIGERADO	= 5.00 cm.
<b>4.00.- ACERO</b>	
ACERO CORRUGADO- Grado 60	f <sub>y</sub> = 4200 Kg/cm <sup>2</sup>
EMPALMES DE FIERRO	
- VIGAS	As (c) : Tercio Central
- COLUMNAS	As (c) : a L4
- COLUMNAS	A : A, 2L0, (Tramo Central)
<b>5.00.- NORMAS</b>	
R. N. E.	( Normas E-020, E-030, E-050, E-060 )



Colocados a cada 1.20mts. Ø 3/4\"/>

**APOYO**  
esc. 1/25



BARRA	Ø	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
Superior	L	35	45	60	70	125
Inferior	L	30	35	45	50	90

LONGITUD DE DESARROLLO  
DETALLES ESTRUCTURALES (Proceso Constructivo)  
SIN ESCALA

**EMPALMES EN EL REFUERZO**

- Los refuerzos se deberán empalmar preferentemente en zonas de esfuerzos bajos.
- Las barras longitudinales de columnas se empalmarán de preferencia dentro de los 2/3 centrales de la altura del elemento con una longitud mayor o igual a 0.007 f<sub>y</sub> d<sub>b</sub> y no menor a 30 cm.
- Las vigas que deban resistir fuerzas de sismo deberán cumplir con lo indicado en esta sección para lo referente al diseño del acero longitudinal.
  - La resistencia especificada del concreto (f<sub>c</sub>) no será menor que 210 kg/cm<sup>2</sup>.
  - La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado ARN 420 (414 MPa ó 4200 kg/cm<sup>2</sup>).
  - La relación ancho a peralte de las vigas no deberá ser menor que 0.3.
  - El peralte efectivo (d) deberá ser menor o igual que un cuarto de la luz libre.
- El ancho de las vigas no será menor que 25 cm, ni mayor que el ancho de la columna (medida en un plano perpendicular al eje de la viga) más tres cuartos de peralte de la viga a cada lado.
  - La carga axial (P<sub>u</sub>) no deberá exceder de 0.1 f<sub>c</sub> A<sub>g</sub>. En caso contrario, el elemento deberá tratarse como elemento en flexocompresión.
  - No deberán hacerse empalmes traslapados o soldados en el refuerzo dentro de una zona localizada a "d" de la cara del nudo.
  - Los empalmes traslapados del refuerzo en zonas de inversión de esfuerzos, deberán quedar confinados por estribos cerrados espaciados a no más de 16 veces el diámetro de las barras longitudinales sin exceder 30 cm.
- Los empalmes deberán hacerse sólo como lo requieran o permitan los planos de diseño, las especificaciones técnicas o como lo autorice el Inspector.
  - Los empalmes podrán ser de diferentes tipos:
    - Por traslape.
    - Por soldadura.
    - Por uniones mecánicas.



**UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
E.A.P. DE INGENIERÍA CIVIL  
BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN



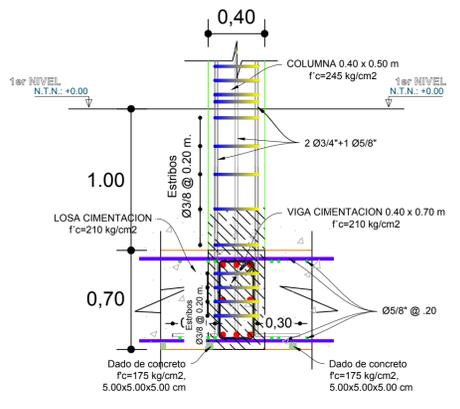
**"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"**

ESTRUCTURA DEL PROYECTO  
**E-01**

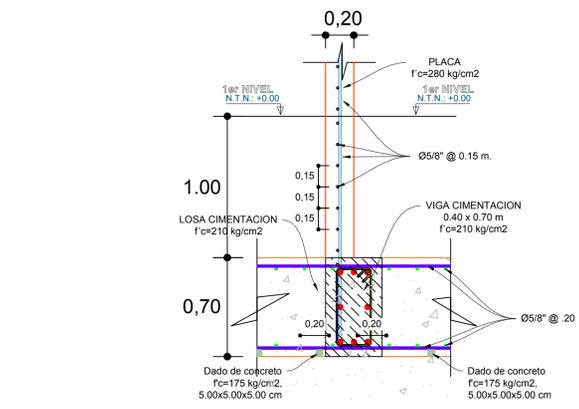
**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

- 1.00.- DE LOS MATERIALES**  
**01. CONCRETO SIMPLE**  
 SOLADO (C/H+1:2)
- 02. CONCRETO ARMADO**  
 LOSA DE CIMENTACION  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 COLUMNAS ESTRUCTURALES  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 COLUMNA DE CONFINAMIENTO  $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$   
 SOBRECIMIENTO ARMADO  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 VIGAS DE CIMENTACION  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 VIGAS ESTRUCTURALES  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 VIGAS DE CONFINAMIENTO  $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$   
 PLACA ALGERADO  $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- 03. ALBAÑILERIA**  
 - MORTERO : C : A = 1 : 5  
 - JUNTA : 1.5 cm.  
 - UNIDAD : LADRILLOS KING KONG DE ARCILLA (30% VACIOS)  
 - Compresión Albañilería :  $f_m = 65 \text{ kg/cm}^2$   
 - Peso Especifico Albañilería : 1,800.00 kg/m<sup>3</sup>  
 - Ladrillo Macizo KK arcilla : 9 x 13 x 23
- 2.00.- DEL SUELO**  
 - CAPACIDAD PORTANTE : 2.74 Kg/cm<sup>2</sup>  
 - FACTOR DE ZONAJ : 0.25  
 - PROF. DE CIMENTACION : 1.00 m. (Mínimo)
- 3.00.- RECUBRIMIENTOS**  
 LOSA DE CIMENTACION = 7.5 cm.  
 COLUMNAS ESTRUCTURALES = 4.00 cm.  
 VIGAS ESTRUCTURALES = 4.00 cm.  
 COLUMNAS DE CONFINAMIENTO = 2.00 cm.  
 VIGA DE CONFINAMIENTO = 2.00 cm.  
 LOSA ALGERADO = 5.00 cm.
- 4.00.- ACERO**  
 - ACERO CORRUGADO- Grado 60 :  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 - EMPALMES DE FIERRO  
 - VIGAS : As ( ) : Tercio Central  
 - PLACA : As ( ) : 1/4  
 - COLUMNAS : A 2/3 (Tramo Central)
- 5.00.- NORMAS**  
 - R. N. E. ( Normas E-020, E-030, E-050, E-060 )

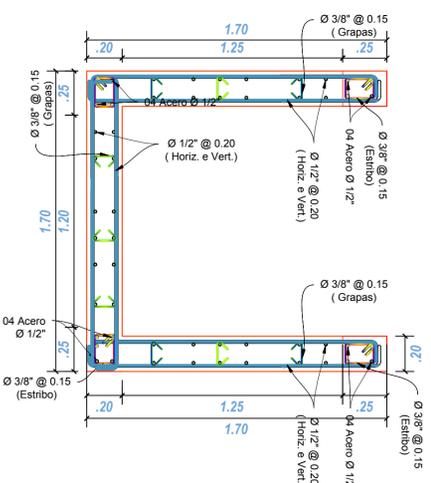
VIGA	VIGA DE CIMENTACION
<b>f<sub>c</sub></b>	210 kg/cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>y</sub></b>	4200 kg/cm <sup>2</sup>
<b>DETALLE</b>	
<b>RECUB.</b>	4 cm
<b>ESTRIBOS</b>	Ø 3/8" : 1 @ .05, 10 @ 0.10, 3 @ 1.5, Rto. @ .20



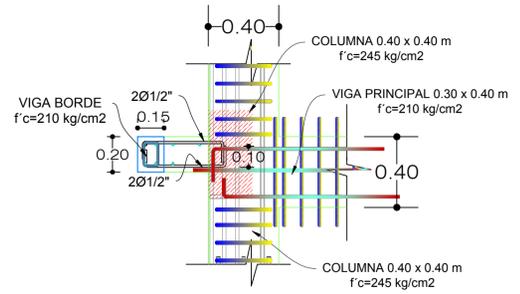
**DETALLE DE CONEXION VIGA DE CIMENTACION - COLUMNAS (CENTRICA - EXCENTRICA)**  
 esc. 1/25



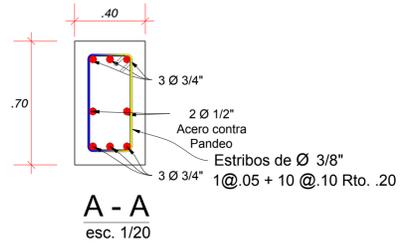
**DETALLE DE CONEXION VIGA DE CIMENTACION - PLACA (P-01)**  
 esc. 1/25



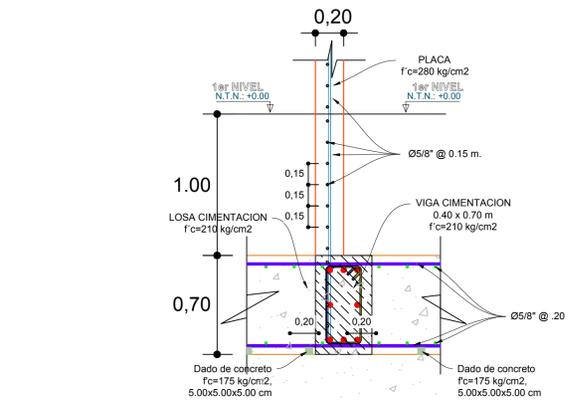
**DETALLE DE PLACA TIPO 02**  
 esc. 1/20



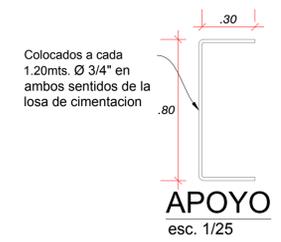
**DETALLE DE VIGA BORDE**  
 esc. 1/20



**A - A**  
 esc. 1/20



**DETALLE DE CONEXION VIGA DE CIMENTACION - PLACA (P-01)**  
 esc. 1/25



Colocados a cada 1.20mts. Ø 3/4" en ambos sentidos de la losa de cimentacion

**APOYO**  
 esc. 1/25

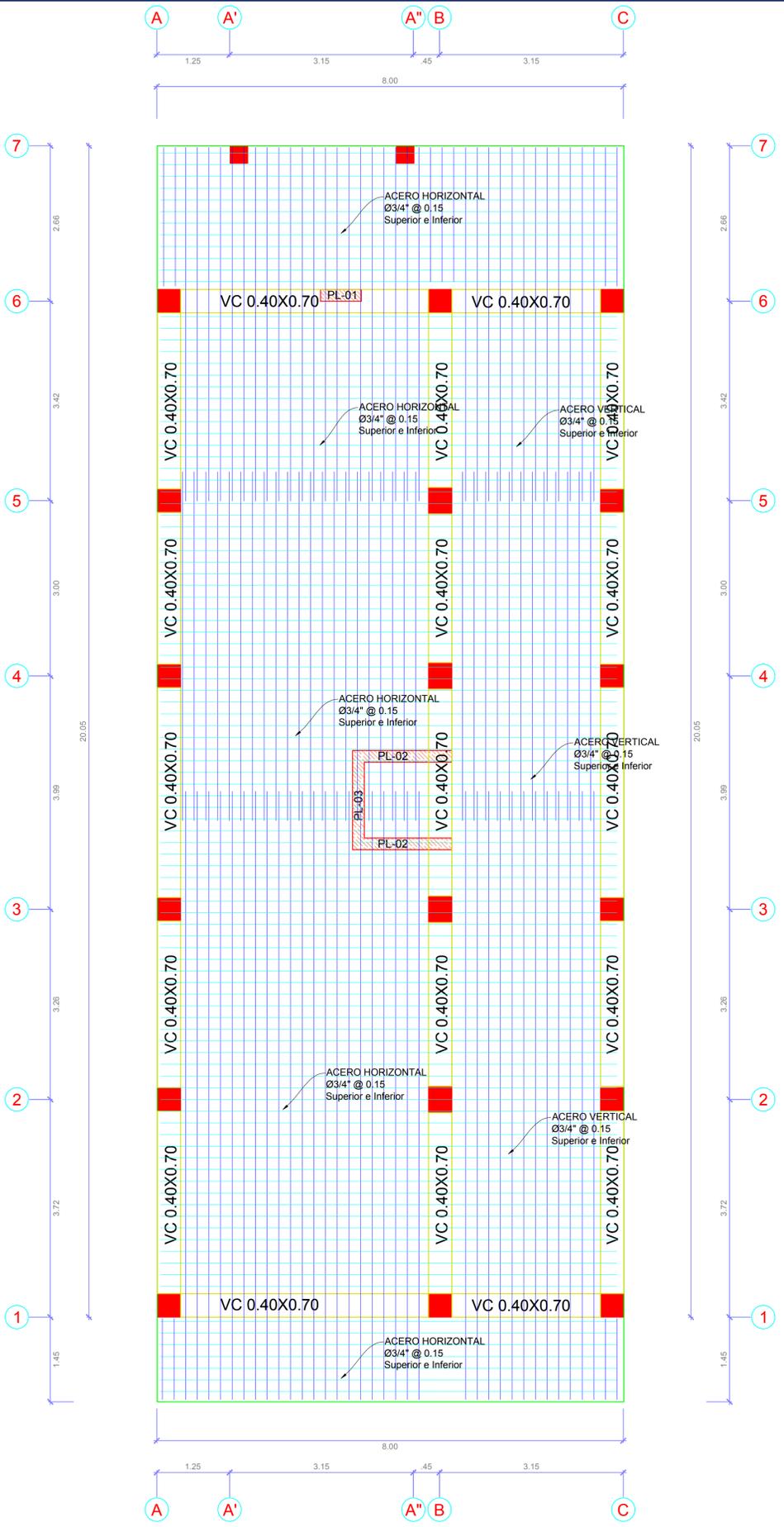
**EMPALMES EN EL REFUERZO**

- Los refuerzos se deberán empalmar preferentemente en zonas de esfuerzos bajos.
- Las barras longitudinales de columnas se empalmarán de preferencia dentro de los 2/3 centrales de la altura del elemento con una longitud mayor o igual a 0.007 f<sub>y</sub> d<sub>b</sub> y no menor a 30 cm.
- Las vigas que deban resistir fuerzas de sismo deberán cumplir con lo indicado en esta sección para lo referente al diseño del acero longitudinal.
  - La resistencia especificada del concreto (f<sub>c</sub>) no será menor que 210 kg/cm<sup>2</sup>.
  - La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado ARN 420 (414 MPa ó 4200 kg/cm<sup>2</sup>).
  - La relación ancho a peralte de las vigas no deberán ser menor que 0.3.
  - El peralte efectivo (d) deberá ser menor o igual que un cuarto de la luz libre.
  - El ancho de las vigas no será menor que 25 cm, ni mayor que el ancho de la columna (medida en un plano perpendicular al eje de la viga) más tres cuartos de peralte de la viga a cada lado.
  - La carga axial (P<sub>u</sub>) no deberá exceder de 0.1 f<sub>c</sub> A<sub>g</sub>. En caso contrario, el elemento deberá tratarse como elemento en flexión-compresión.
  - No deberán hacerse empalmes traslapados o soldados en el refuerzo dentro de una zona localizada a "d" de la cara del nudo.
  - Los empalmes traslapados del refuerzo en zonas de inversión de esfuerzos, deberán quedar confinados por estribos cerrados espaciados a no más de 16 veces el diámetro de las barras longitudinales sin exceder 30 cm.
- Los empalmes deberán hacerse sólo como lo requieran o permitan los planos de diseño, las especificaciones técnicas o como lo autorice el Inspector.
  - Los empalmes podrán ser de diferentes tipos:
    - Por traslape,
    - Por soldadura,
    - Por uniones mecánicas.

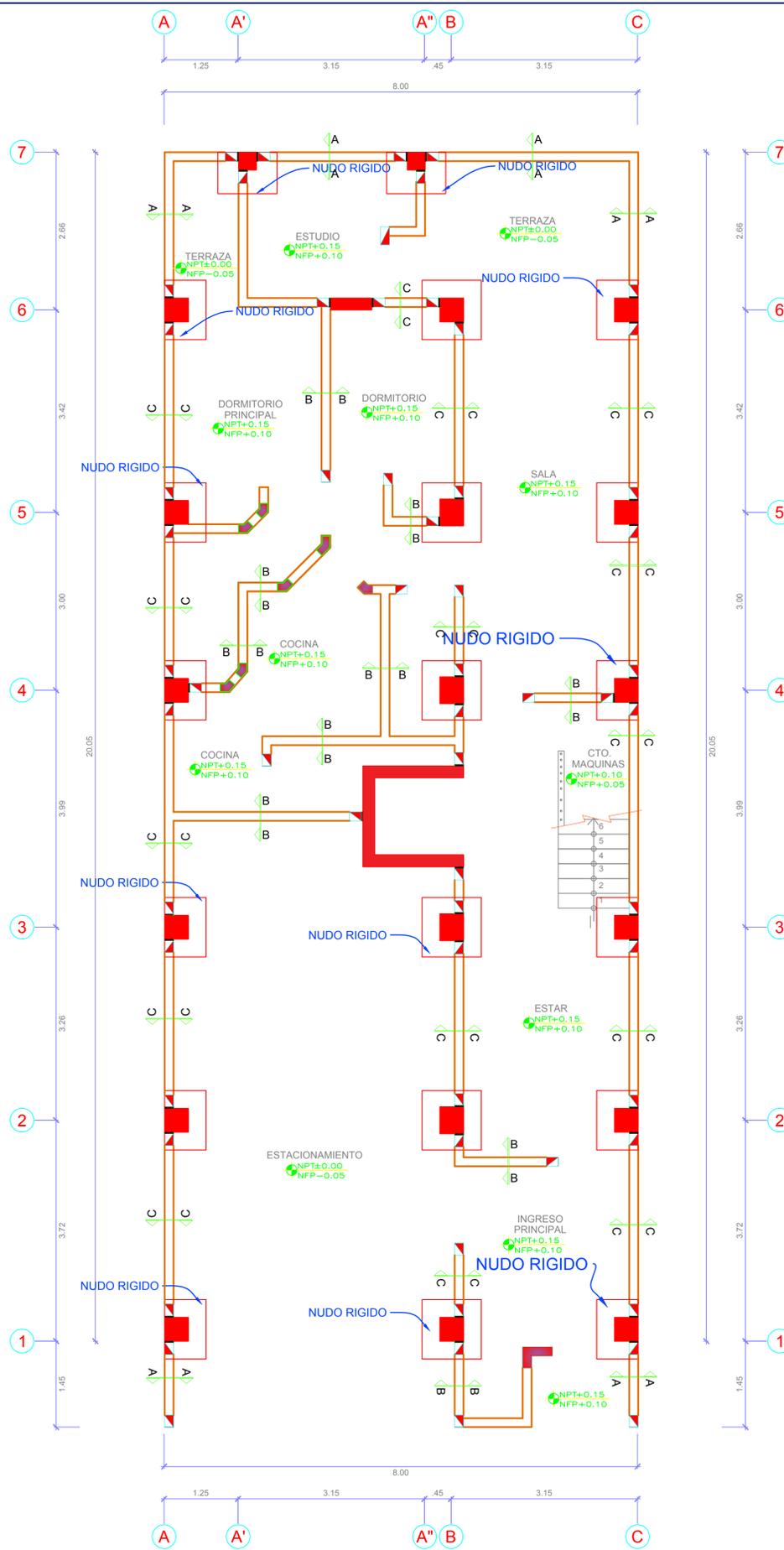
**CUADRO DE COLUMNAS**

ESCALA 1/20

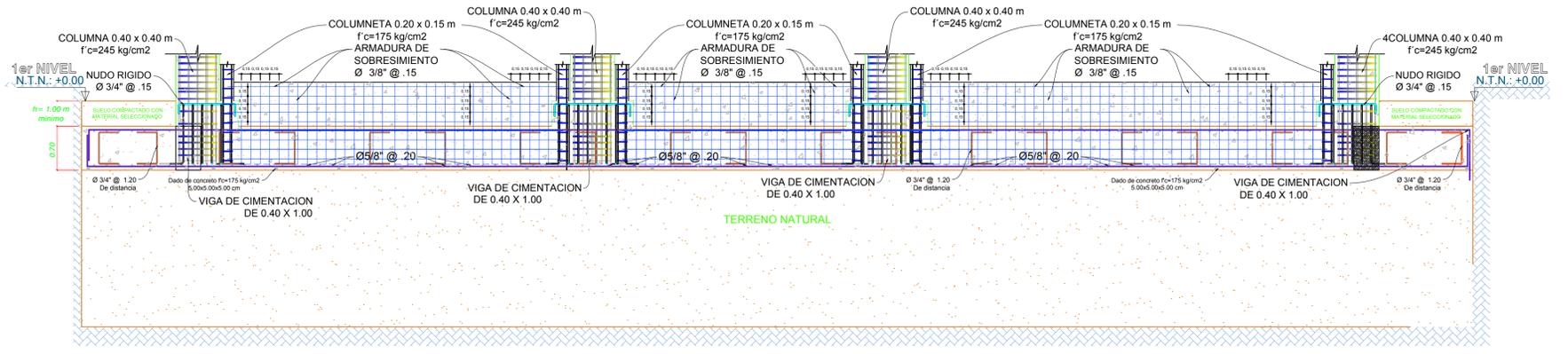
TIPO	SECCIÓN	ACERO	Separación entre Estribos
C-01		4 Ø5/8" + 2 Ø1/2"	Ø 3/8", 2 @ .05, 6 @ .10, Rto. @ .20
C-02		4 Ø5/8" + 2 Ø1/2"	Ø 3/8", 2 @ .05, 6 @ .10, Rto. @ .20
C-03		4 Ø5/8" + 2 Ø1/2"	Ø 3/8", 2 @ .05, 6 @ .10, Rto. @ .20
Cc-1		4 Ø3/8"	Ø 3/8", 2 @ .05, 6 @ .10, Rto. @ .20



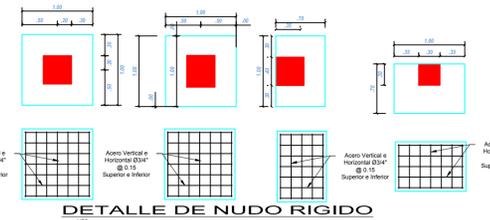
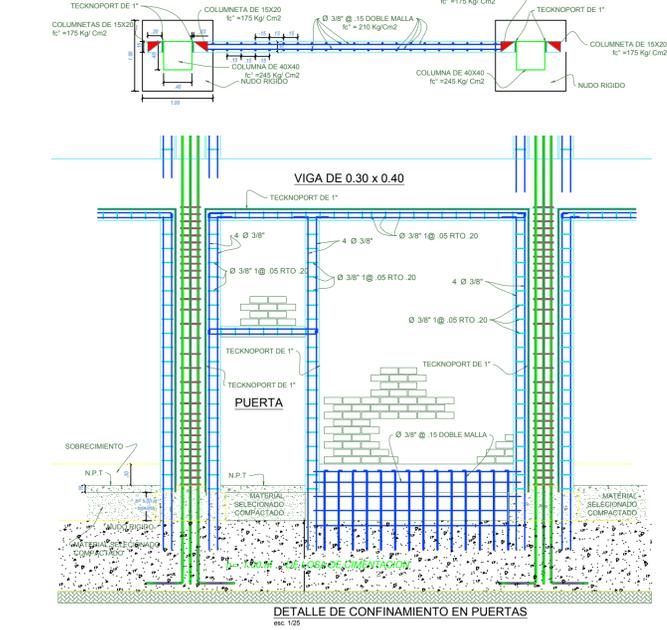
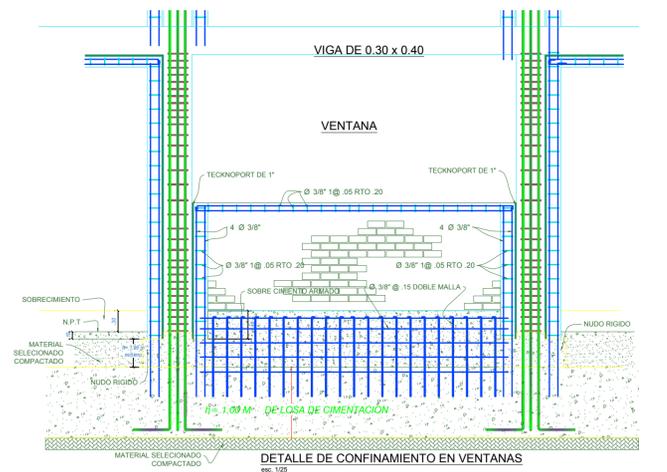
**PLANTA ARMADURA DE LOSA DE CIMENTACIÓN**  
 ESC: 1/50



**PLANTA DE SOBRECIMIENTO**  
ESC: 1/50



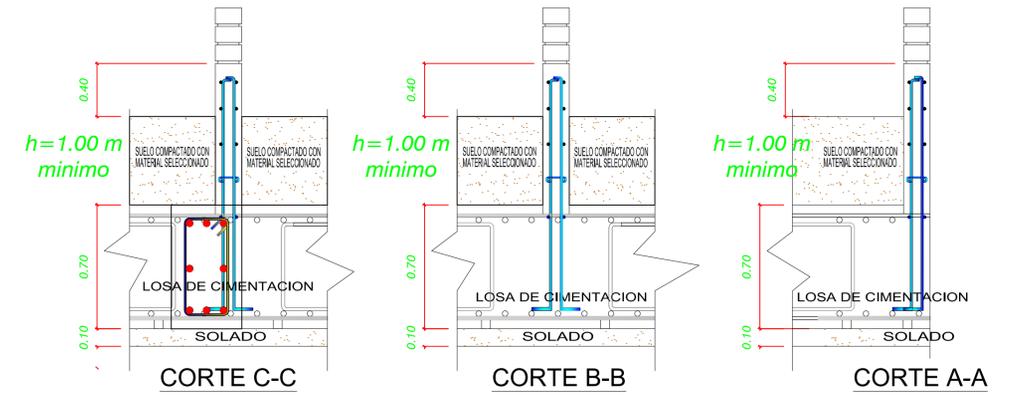
**DETALLE DE SOBRECIMIENTO Y LOSA CIMENTACION**  
esc. 1/75



**CUADRO DE COLUMNAS**  
ESCALA 1/20

TIPO	SECCIÓN	ACERO	Separación entre Estribos
C-01		4 Ø5/8" + 2 Ø1/2"	Ø3/8", 2@.05, 6@.10, Rto.@.20
C-02		4 Ø5/8" + 2 Ø1/2"	Ø3/8", 2@.05, 6@.10, Rto.@.20
C-03		4 Ø5/8" + 2 Ø1/2"	Ø3/8", 2@.05, 6@.10, Rto.@.20
Cc-1		4 Ø3/8"	Ø3/8", 2@.05, 6@.10, Rto.@.20

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
<b>1.00.- DE LOS MATERIALES</b>	
<b>01. CONCRETO SIMPLE</b>	
SOLADO (C:H=1:2)	
<b>02. CONCRETO ARMADO</b>	
LOSA DE CIMENTACION	f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS ESTRUCTURALES	f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNA DE CONFINAMIENTO	f <sub>c</sub> = 175 Kg/cm <sup>2</sup>
SOBRECIMIENTO ARMADO	f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS DE CIMENTACION	f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS ESTRUCTURALES	f <sub>c</sub> = 210 Kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS DE CONFINAMIENTO	f <sub>c</sub> = 175 Kg/cm <sup>2</sup>
PLACA	f <sub>c</sub> = 280 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>03. ALBAÑILERIA</b>	
- MORTERO	C : A = 1 : 5
- JUNTA	1.5 cm.
- UNIDAD	LADRILLOS KING KONG DE ARCILLA (20% VACIOS)
- Compresión Albañilería	f <sub>m</sub> = 65 kg/cm <sup>2</sup>
- Peso Especifico Albañilería	1,800.00 kg/m <sup>3</sup>
- Ladrillo Macizo KK arcilla	9 x 13 x 23
<b>2.00.- DEL SUELO</b>	
- CAPACIDAD PORTANTE	2.74 Kg/cm <sup>2</sup>
- FACTOR DE ZONAJE	0.25
- PROF. DE CIMENTACION	1.00 m. (Mínimo)
<b>3.00.- RECUBRIMIENTOS</b>	
LOSA DE CIMENTACION	= 7.5 cm.
COLUMNAS ESTRUCTURALES	= 4.00 cm.
VIGAS ESTRUCTURALES	= 4.00 cm.
COLUMNAS DE CONFINAMIENTO	= 2.00 cm.
VIGA DE CONFINAMIENTO	= 2.00 cm.
LOSA ALIGERADO	= 5.00 cm.
<b>4.00.- ACERO</b>	
- ACERO CORRUGADO- Grado 60	f <sub>y</sub> = 4200 Kg/cm <sup>2</sup>
- EMPALMES DE FIERRO	
- VIGAS	-As (-) : Tercio Central
	-As (+) : a 1/4
	-COLUMNAS : A 2/3 (Tercio Central)
<b>5.00.- NORMAS</b>	
- R. N. E. ( Normas E-020, E-030, E-050, E-060 )	



**DETALLE DE SOBRECIMENTOS**  
esc. 1/20

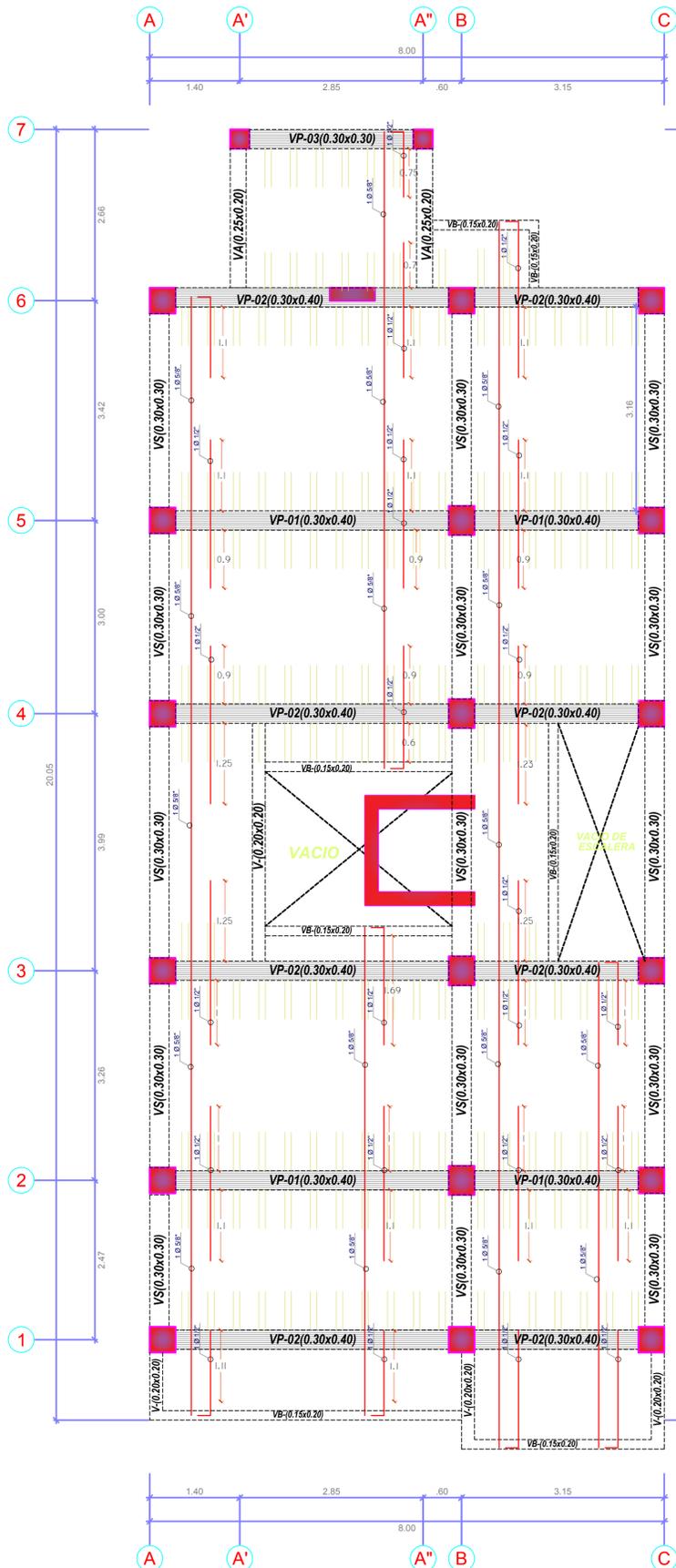
**UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
E.A.P. DE INGENIERÍA CIVIL  
BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN

**INGENIERÍA CIVIL**  
2004  
UDH

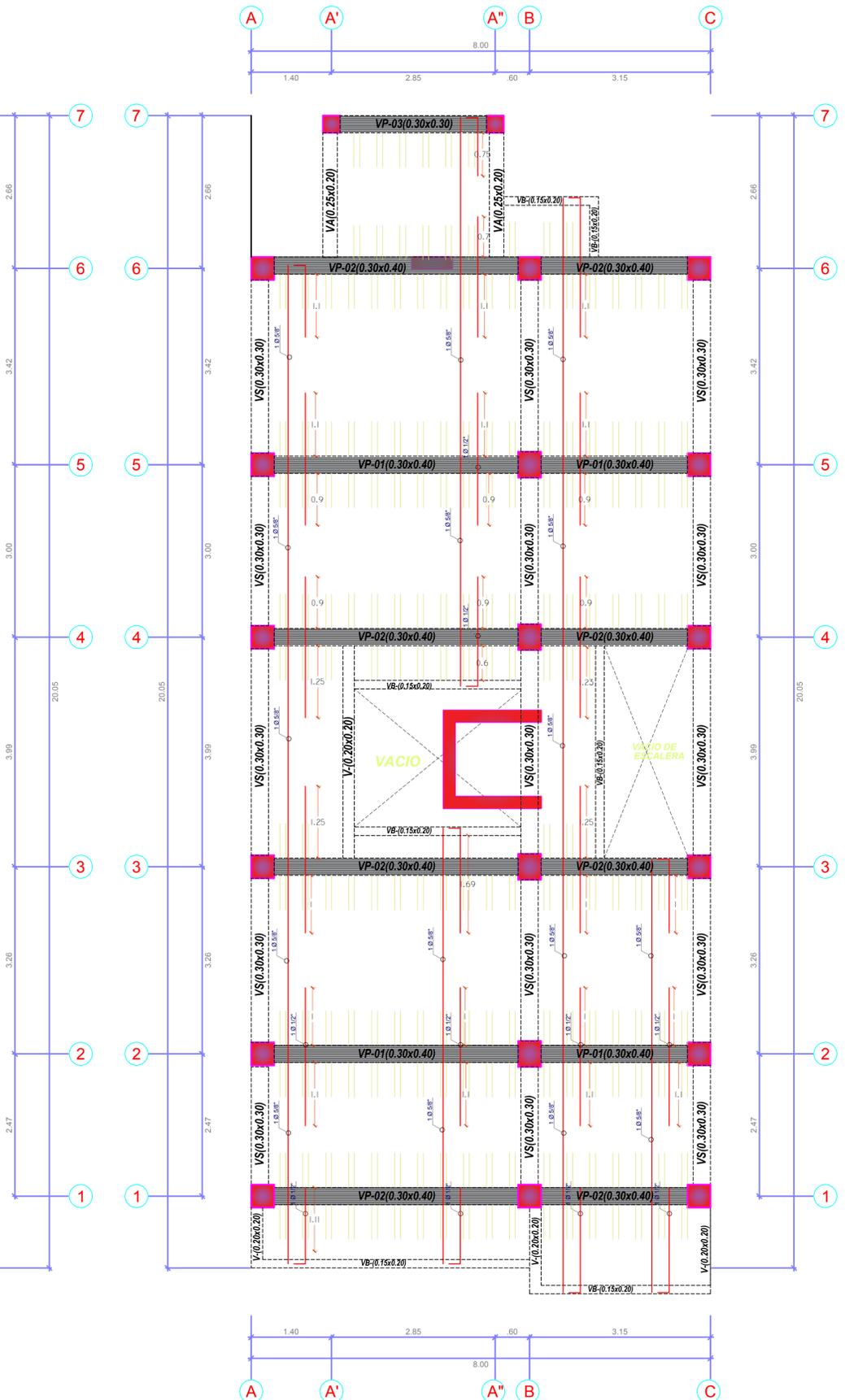
**"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"**

ESTRUCTURA DEL PROYECTO

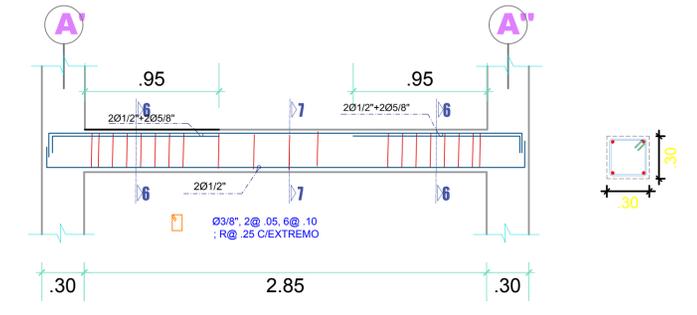
LÁMINA:  
**E-03**



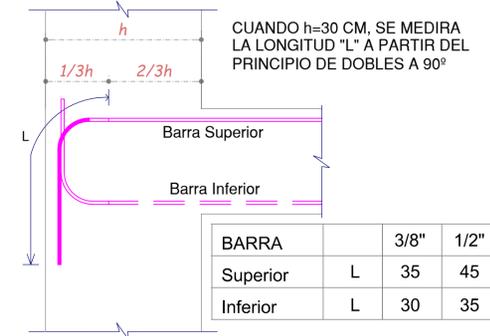
**Aligerado Primer Piso**  
Escala 1/50



**Aligerado de 2ª al 7ª Piso**  
Escala 1/50



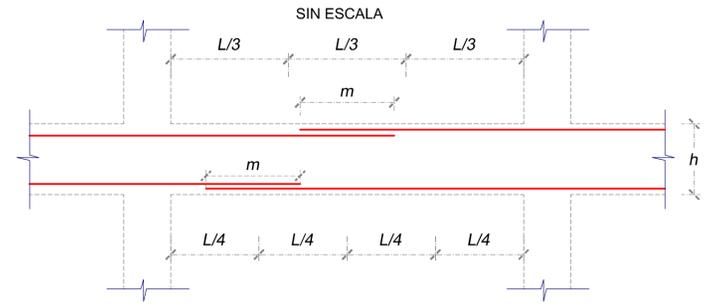
**DETALLE VP - 03 (30 X 30)**  
Esc. 1/25



CUANDO h=30 CM, SE MEDIRA LA LONGITUD "L" A PARTIR DEL PRINCIPIO DE DOBLES A 90°

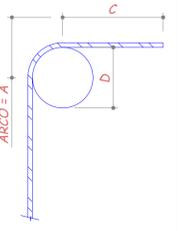
BARRA		3/8"	1/2"	5/8"
Superior	L	35	45	60
Inferior	L	30	35	45

**LONGITUD DE DESARROLLO  
DETALLES ESTRUCTURALES (Proceso Constructivo)**



**GANCHOS A 90°**

	D (cm)	A (cm)	C (cm)	Longitud del Gancho
3/8"	5.71	5.23	14.77	20.00
1/2"	7.62	6.98	18.02	25.00
5/8"	9.54	8.74	21.26	30.00
3/4"	11.46	10.50	24.50	35.00
1"	15.24	13.96	31.04	45.00



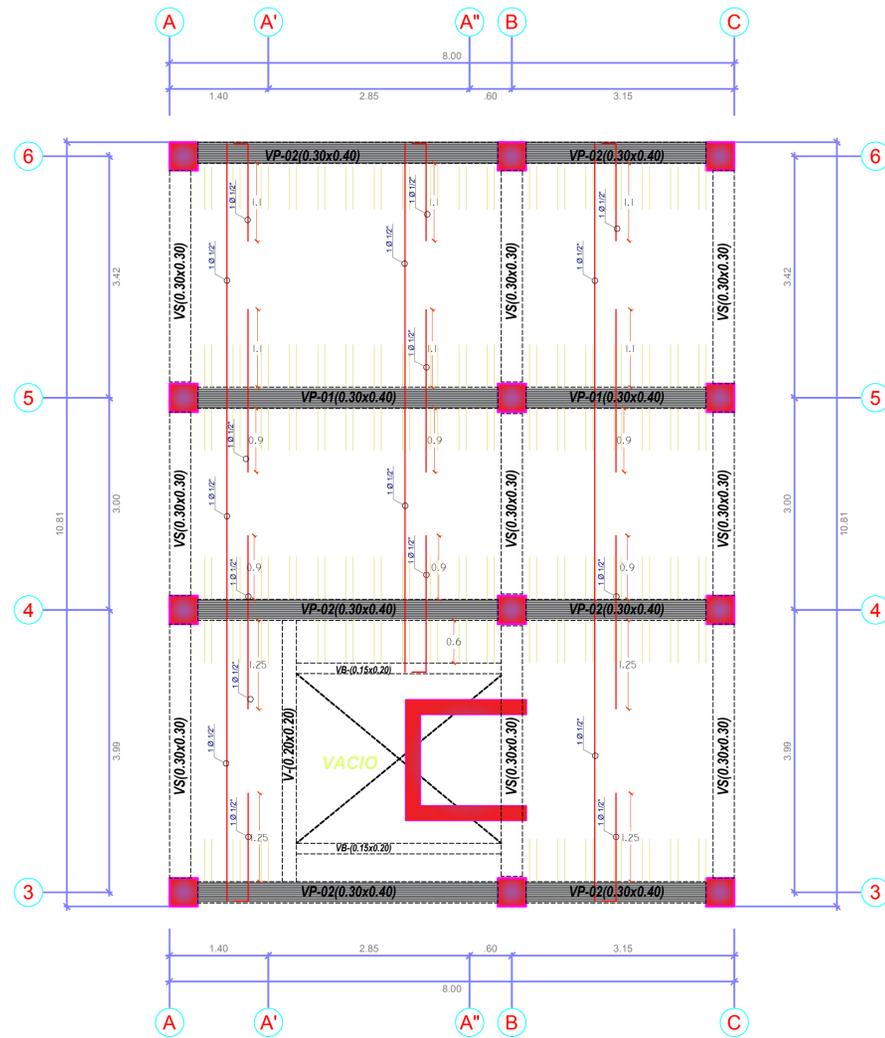
UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
E.A.P. DE INGENIERÍA CIVIL  
BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN



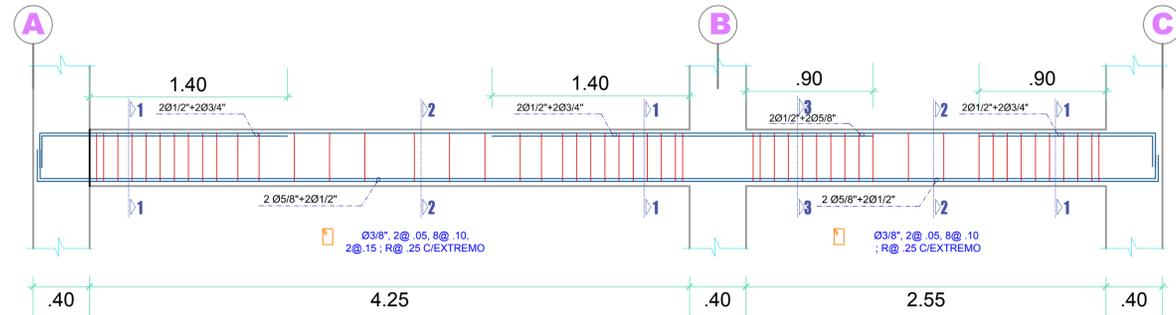
"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

ESTRUCTURA DEL PROYECTO

LÁMINA:  
**E-04**

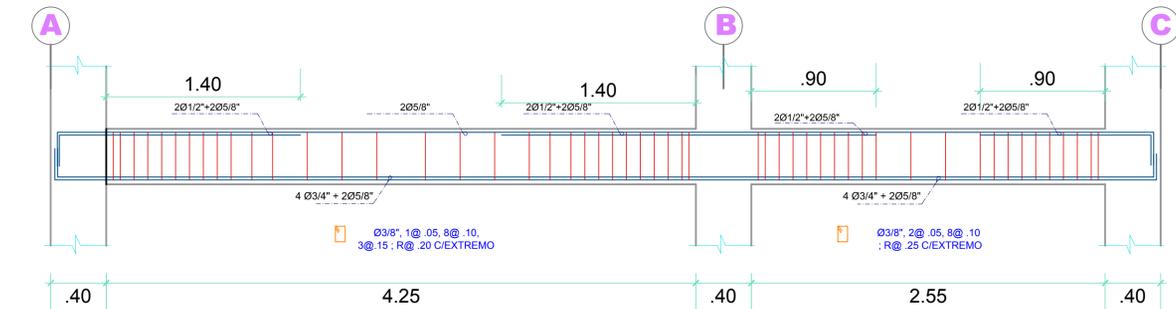


**Aligerado Azotea**  
Escala 1/50



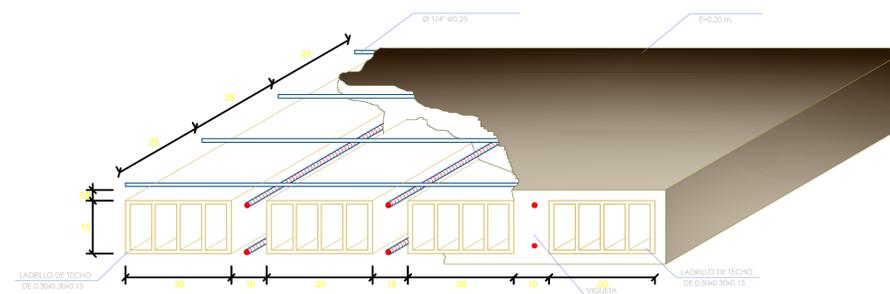
**DETALLE VP - 01 (30 X 40)**

Esc. 1/25



**DETALLE VP - 02 (30 X 40)**

Esc. 1/25

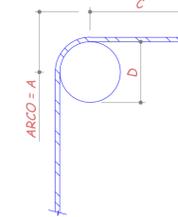


**DETALLE TIPICO DE ALIGERADO**

ESC. 1/10

**GANCHOS A 90°**

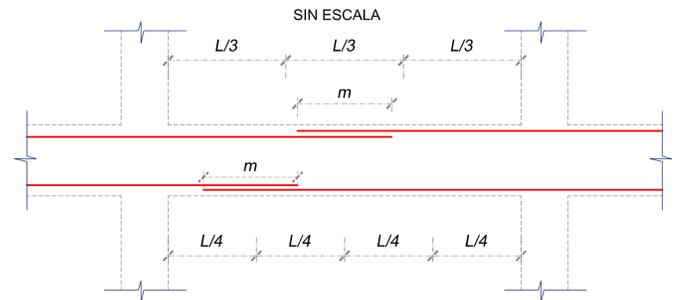
	D (cm)	A (cm)	C (cm)	Longitud del Gancho
3/8"	5.71	5.23	14.77	20.00
1/2"	7.62	6.98	18.02	25.00
5/8"	9.54	8.74	21.26	30.00
3/4"	11.46	10.50	24.50	35.00
1"	15.24	13.96	31.04	45.00



**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

**CONCRETO ARMADO**  
 FC = 210 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Fy = 4200 Kg/cm<sup>2</sup>  
**RECUBRIMIENTO**  
 VIGAS PERALTADA = 4cm.  
 VIGAS DE AMARRE = 3cm  
 SIC ALIGERADO = 200 Kg/cm<sup>2</sup>  
 SIC AZOTEA = 100 Kg/cm<sup>2</sup>  
 DESENCOFRADO A LOS 21 DIAS  
 CURADO DURANTE 15 DIAS

**LONGITUD DE DESARROLLO  
 DETALLES ESTRUCTURALES (Proceso Constructivo)**



**CUADRO DE VIGAS**

ESCALA 1/20

TIPO	SECCIÓN	ACERO
VP - 01 (30 X 40) SECCION : 1-1 (Escala 1/20)		2Ø1/2" + 2Ø3/4"  2Ø1/2" + 2Ø5/8"  Ø3/8" 2@.05, 4@.10, 2@.20
VP - 01 (30 X 40) SECCION : 2-2 (Escala 1/20)		2Ø1/2"  2Ø5/8" + 1Ø1/2"  Ø3/8" 2@.05, 6@.10, 2@.15 Rto. Ø.20 a/e
VP - 01 (30 X 40) SECCION : 3-3 (Escala 1/20)		2Ø1/2" + 2Ø5/8"  2Ø5/8" + 1Ø1/2"  Ø3/8" 2@.05, 6@.10, 2@.15 Rto. Ø.20 a/e
VP - 02 (30 X 40) SECCION : 4-4 (Escala 1/20)		2Ø1/2" + 2Ø5/8"  3Ø1/2"  Ø3/8" 2@.05, 6@.10, 2@.15 Rto. Ø.20 a/e
VP - 02 (30 X 40) SECCION : 5-5 (Escala 1/20)		2Ø1/2"  3Ø1/2"  Ø3/8" 2@.05, 6@.10, 2@.15 Rto. Ø.20 a/e
VP - 03 (30 X 30) SECCION : 6-6 (Escala 1/20)		3Ø1/2"  2Ø1/2"  Ø3/8" 2@.05, 6@.10, 2@.15 Rto. Ø.20 a/e
VP - 03 (30 X 30) SECCION : 7-7 (Escala 1/20)		2Ø1/2"  2Ø1/2"  Ø3/8" 2@.05, 6@.10, 2@.15 Rto. Ø.20 a/e
Vs-(0.20x0.20)		2Ø1/2" 2Ø1/2"  Ø3/8" 2@.05, 4@.10 Rto. Ø.20 a/e
VB(0.15x0.20)		2Ø3/8" 2Ø3/8"  Ø1/4" 2@.05, 4@.10 Rto. Ø.20 a/e



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 E.A.P. DE INGENIERÍA CIVIL  
 BACH. ESTÉFANI ROJAS SEBASTIÁN



"INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE SIETE NIVELES EN EL DISTRITO DE AMARILIS - 2018"

ESTRUCTURA DEL PROYECTO

LÁMINA:

**E-05**