

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA
EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO
CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-
ESTRUCTURA. PALIÁN. HUANCAYO”**

Línea de Investigación Institucional:

Transporte y Urbanismo

Línea de Investigación de la E.A.P. de Ingeniería Civil:

Estructuras

PRESENTADO POR:

BACH. HERBERTH ADDERLY ANYAIPOMA BENDEZU

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

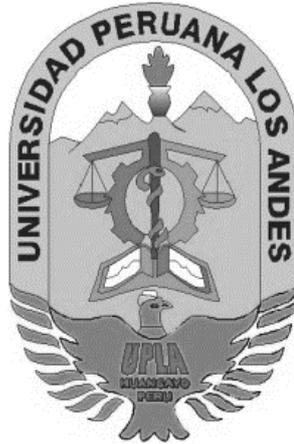
HUANCAYO – PERÚ

2019

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA
EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO
CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-
ESTRUCTURA. PALIÁN. HUANCAYO”**

Línea de Investigación Institucional:

Transporte y Urbanismo

Línea de Investigación de la E.A.P. de Ingeniería Civil:

Estructuras

PRESENTADO POR:

BACH. HERBERTH ADDERLY ANYAIPOMA BENDEZU

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

HUANCAYO – PERÚ

2019

ASESOR

Ph.D. Mohamed Medhi Hadi Mohamed

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mi familia, pues gracias a su apoyo incondicional, ánimo y paciencia, puedo concretar un paso más en mi formación académico-profesional.

Dedicatoria especial a mi madre, que, sin su apoyo, preocupación, consejo, entrega y sacrificio en cada etapa de mi formación, no sería posible este logro.

A mi abuela, por su cariño y confianza.

A mis amigos cercanos por su apoyo.

A mis docentes, por su excelente formación en mi vida académica. ¡Gracias!

AGRADECIMIENTOS

Agradecer especialmente a Ph.D. Mohamed Mehdi Hadi Mohamed, por la asesoría brindada, como de su valiosa orientación, la cual me sirvió para desarrollar el presente trabajo de investigación. También, agradezco a los docentes y profesionales a los cuales acudí, en busca de solucionar algunas dudas relacionadas con mi tema de investigación. Lo mismo dar mis especiales gracias al Ing. Jerber Bendezú Z. Por sus invaluable aportes y sugerencias.

Además, mencionar a los autores de las diferentes bibliografías citadas en este trabajo, pues brindaron las bases teóricas de este documento. Mención especial al Dr. Gerner Villareal Castro, que, a través de la difusión de sus trabajos de investigación, respecto al tema de la Interacción Suelo-Estructura, en libros, blogs y asesoría de tesis. Puesto que pude aplicar estos conocimientos en mi investigación.

HOJA DE CONFORMIDAD DE LOS JURADOS

DR. CASIO AURELIO TORRES LÓPEZ
Presidente

Ing. Jorge Santiago Lopez Yarango

Ing. Vladimir Ordoñez Camposano

Ing. Marco Antonio Salcedo Rodriguez

MG. MIGUEL ANGEL CARLOS CANALES
Secretario Docente

INDICE GENERAL

INDICE GENERAL.....	vi
INDICE DE FIGURAS	ix
INDICE DE TABLAS	xi
INDICE DE CUADROS	xii
RESUMEN.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
INTRODUCCION	xv
CAPITULO I.....	1
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	3
1.2.1. PROBLEMA GENERAL.....	3
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	3
1.3. OBJETIVOS.....	3
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	3
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
1.4. JUSTIFICACIÓN	4
1.4.1. JUSTIFICACIÓN TECNICA	4
1.4.2. JUSTIFICACIÓN SOCIAL.....	4
1.4.3. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	4
1.5. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	5
1.5.1. DELIMITACIÓN TEMPORAL.....	5
1.5.2. DELIMITACIÓN ESPACIAL	5
1.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	6
CAPITULO II.....	7
MARCO TEORICO	7
2.1. MARCO TEORICO.....	7
2.1.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	7
2.1.2. BASE LEGAL	11
2.1.3. BASES TEÓRICAS	11
2.1.3.1. ASPECTOS GENERALES DEL AREA DE ESTUDIO.....	11
2.1.3.1.1. EDIFICIO APORTICADO.....	11
2.1.3.1.2. CRITERIOS DE MODELACION ESTRUCTURAL.....	13
2.1.3.1.3. ANÁLISIS SÍSMICO.....	20
a) Análisis Estático.....	20
b) Análisis Dinámico.....	22
c) Análisis Sísmico Tiempo-Historia (Lineal)	25
d) Propiedades Inerciales de las Losas de Entrepiso	27
e) Desplazamientos Permisible del Análisis Sísmico.....	28
f) Fuerza de Diseño.....	29
2.1.3.1.4 INTERACCION SISMICA SUELO-ESTRUCTURA	30
a) La Interacción Suelo-Estructura	31
b) La No Linealidad Geométrica y Física.....	32
c) El Trabajo Espacial y Los Múltiples Componentes de la Acción Sísmica	32
d) El Cálculo Sísmico con Acelerogramas.....	33

e) Esquemas de Cálculo en Edificaciones, considerando la Flexibilidad de la Base de la Fundación	34
f) Investigaciones y estudios recientes sobre la Interacción Sísmica Suelo-Estructura.....	39
g) Líneas futuras de la Interacción Suelo-Estructura	43
2.1.3.1.5 MODELOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	44
2.1.3.1.5.1. MODELO BÁSICO DE I.S.E. – MODULO DE WINKLER	44
2.1.3.1.5.2. MODELOS DINÁMICOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	46
a) MODELO DINÁMICO D.D. BARKAN - O.A. SAVINOV	46
b) MODELO DINÁMICO V.A. ILICHEV	50
c) MODELO DINÁMICO A.E. SARGSIAN	54
d) MODELO DINÁMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87	55
2.1.3.1.6 DEFINICION DE TERMINOS.....	58
2.1.3.1.7. PARAMETROS DE DISEÑO	60
2.1.3.1.8. ESPECIFICACIONES Y MATERIALES EMPLEADOS	60
2.1.3.1.9. CARGAS UNITARIAS (SEGÚN NORMA E-020)	61
2.2. HIPÓTESIS Y VARIABLES	61
2.2.1. HIPÓTESIS	61
2.2.1.1. HIPÓTESIS GENERAL.....	61
2.2.1.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	62
HIPÓTESIS ESPECÍFICAS “A”:	62
HIPÓTESIS ESPECÍFICAS “B”:	62
HIPÓTESIS ESPECÍFICAS “C”:	62
2.2.2. VARIABLES E INDICADORES.....	63
2.2.2.1. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES E INDICADORES	63
CAPITULO III	66
METODOLOGIA	66
3.1. MÉTODO GENERAL	66
3.2. TIPO DE INVESTIGACION.....	66
3.3. NIVEL DE INVESTIGACION.....	66
3.4. DISEÑO DE INVESTIGACION.	67
3.5. AMBITO DE INVESTIGACION.	67
3.6. POBLACION.....	67
3.7. MUESTRA.	67
3.8. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.	68
3.9. MÉTODO DE ANÁLISIS DE DATOS.	68
3.9. PROCESO METODOLOGICO.....	69
CAPITULO IV.....	70
RESULTADOS.....	70
4.1. RESULTADOS – ANALISIS PRELIMINAR	70
4.1.1. ESTRUCTURACION	71
4.1.2. PREDIMENSIONAMIENTO.....	73
A. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA ALIGERADA	73
B. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	74
C. PREDIMENSIONAMIENTO COLUMNA.....	75
D. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACION.....	77

4.1.3. ANALISIS DE CARGA POR GRAVEDAD	79
4.1.4. ANALISIS SISMICO	86
A. ANALISIS SISMICO ESTATICO	87
a. Análisis Sísmico Estático Tradicional	92
b. Análisis Sísmico Estático con I.S.E.	96
A.S.E. con I.S.E. – Winkler.	97
A.S.E. con I.S.E. – Barkan Savinov.	99
A.S.E. con I.S.E. – Norma Rusa.	103
B. ANALISIS SISMICO DINAMICO	106
a. Análisis Sísmico Dinámico Modal-Espectral Tradicional	108
b. Análisis Sísmico Dinámico Modal-Espectral con I.S.E.	113
A.S.E. Modal-Espectral con I.S.E. – Winkler.	113
A.D.E. Modal-Espectral con I.S.E. – D. Barkan Savinov.	115
A.S.D. Modal-Espectral con I.S.E. – Norma Rusa.	116
4.1.5. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	118
A. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA	118
B. DISEÑO DE VIGA	123
C. DISEÑO DE COLUMNA	126
D. DISEÑO DE LA CIMENTACION	132
4.1.6. RESUSLTADOS	137
A. RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL	137
B. RESUSLTADOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	150
CAPITULO V	152
DISCUSION DE RESULTADOS	152
5.1. DISCUSION DE RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUTURAL	152
5.2. DISCUSION DE RESULTADOS DEL DISEÑO EN C°A°	153
CONCLUSIONES	154
RECOMENDACIONES	156
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	158
BIBLIOGRAFIA	159

INDICE DE FIGURAS

FIGURA N°	PÁGINA
1.1. Croquis-Delimitacion espacial	5
2.2. <i>Pórtico conformado por Columnas y viga</i>	11
2.3. <i>Esquema de una edificación Aporticada conformada por columnas, vigas y Losas de entrepiso</i>	12
2.4. <i>Ejemplo del Modelo Matemático de una Estructura usando Etabs</i>	13
2.5. <i>Brazo Rígido</i>	13
2.6. <i>Diafragma Rígido</i>	14
2.7. <i>Centro de Masas</i>	15
2.8. <i>Centro de Rigideces</i>	16
2.9. <i>Efecto de Torsión debido a la Divergencia del C.M. y el C.R.</i>	16
2.10. <i>Excentricidad Accidental</i>	17
2.11. <i>Esquema de Carga Muerta y Viva en una Edificación</i>	18
2.12. <i>Transferencia de cargas en un edificio</i>	18
2.13. <i>Esquema de un edificio irregular</i>	19
2.14. <i>Distribución de la Fuerza cortante en altura</i>	22
2.15. <i>Análisis Dinámico Modal-Espectral</i>	22
2.16. <i>Ejemplo de Espectro de Pseudo-aceleraciones</i>	23
2.17. <i>Análisis Modal</i>	24
2.18. <i>Forma de Vibrar De los 3 primeros modos</i>	25
2.19. <i>Esquema conceptual del Análisis Sísmico Dinámico Modal Tiempo-Historia</i>	25
2.20. <i>Sismógrafo o Sismómetro</i>	26
2.21. <i>Sismograma</i>	26
2.22. <i>Ondas Sísmicas</i>	27
2.23. <i>Ejemplo de Momento Flector en una Viga, necesario para el acero de refuerzo</i>	30
2.24. <i>Esquemas de cálculo de las condiciones de fijación de la estructura tipo péndulo invertido</i>	34
2.25. <i>Esquemas de cálculo dinámico para el caso de aproximación de la estructura en el plano</i>	37
2.26. <i>Esquema espacial de cálculo de la cimentación tipo zapata aislada</i>	37
2.27. <i>Modelo idealizado del Módulo de Balasto</i>	44
2.28. <i>Curva esfuerzo-deformación, coeficiente de balasto</i>	45
2.29. <i>Ensayo de Placa de carga</i>	45
2.30. <i>Esquema del modelo Dinámico de V.A. Ilichev</i>	50
4.31. <i>Flujograma de Pasos de la Tesis</i>	70
4.32. <i>Configuración en Planta</i>	72
4.33. <i>Configuración en Altura</i>	72
4.34. <i>Esquema de la Losa Aligerada</i>	73
4.35. <i>Esquema del armado de una viga</i>	74
4.36. <i>Esquema de la sección Transversal de una columna</i>	77
4.37. <i>Esquema Zapata Centrada</i>	78
4.38. <i>Criterio para verificar Zapatas rígidas y flexibles</i>	78
4.39. <i>Capacidad admisible del terreno en la base de la edificación</i>	81

4.40.	<i>Esquema Asentamiento tolerable de una edificación</i>	82
4.41.	<i>Control por asentamiento diferencial</i>	83
4.42.	<i>Modelo estructural para el Control de asentamientos diferenciales</i>	84
4.43.	<i>Vista del rango de Asentamientos en las Zapatas (mm)</i>	84
4.44.	<i>Posición de los ejes de Las columnas en la Losa de Fundación</i>	85
4.45.	<i>Esquema de los Modelos de Análisis Sísmico</i>	86
4.46.	<i>Factor de Zona Sísmica</i>	89
4.47.	<i>Masas traslacionales y rotacionales de una zapata</i>	100
4.48.	<i>Grados de libertad de los coeficientes de rigidez</i>	100
4.49.	<i>Masas de entrepiso</i>	106
4.50.	<i>Espectro T vs C</i>	108

INDICE DE TABLAS

TABLA N°		PÁGINA
2.1.	<i>Categoría de la Edificación</i>	17
2.2.	<i>Nº Mínimo de modos a considerar</i>	24
2.3.	<i>Forma de vibrar recomendada Para los 3 primeros modos</i>	25
2.4.	<i>Límite de Derivas de Entrepiso</i>	28
2.5.	<i>Módulo de Balasto – Nelson Mórrison</i>	46
2.6.	<i>Valores del coeficiente C_0 cuando $\rho_0 = 0,2 \text{ kg / cm}$</i>	49
2.7.	<i>Valores de los coeficientes verticales, rotaciones y horizontales</i>	52
2.8.	<i>Valores de los coeficientes verticales, rotaciones y horizontales</i>	53
4.9.	<i>Rango de la capacidad admisible según tipo de suelo</i>	81
4.10.	<i>Asentamiento tolerable Para distintos tipos de suelos</i>	82
4.11.	<i>Distorsión angular Máxima permisible</i>	83
4.12.	<i>Factor de Uso</i>	89
4.13.	<i>Factor de Suelo</i>	89
4.14.	<i>Periodos T_p y T_l en función del tipo de suelo</i>	90
4.15.	<i>Coeficientes de Básico Reducción de las Fuerzas Sísmicas</i>	91
4.16.	<i>Coeficiente de Winkler según la capacidad admisible del suelo</i>	97

INDICE DE CUADROS

CUADRO N°	PÁGINA
2.1. <i>Variable Independiente</i>	64
2.2. <i>Variable Dependiente</i>	65
3.1. <i>Técnicas e instrumentos de recolección de datos</i>	68
4.1. <i>Pre-dimensionamiento de cargas de servicio</i>	76
4.2. <i>Medrado de cargas de servicio</i>	80
4.3. <i>Control de capacidad portante</i>	81
4.4. <i>Control de asentamiento</i>	82
4.5. <i>Asentamiento diferencial</i>	85
4.6. <i>Medrado por carga sísmica</i>	88
4.7. <i>Factores para calcular la cortante sísmica</i>	88
4.8. <i>Distribución de la cortante sísmica en altura</i>	92
4.9. <i>Pasos del A.S.E. Tradicional</i>	92
4.10. <i>Pasos del A.S.E. Método de Winkler</i>	98
4.11. <i>Masas traslacionales y rotacionales de la cimentación</i>	100
4.12. <i>Momentos de inercia de la cimentación</i>	101
4.13. <i>Coeficientes de rigidez. Modelo de Barkan -Savinov</i>	101
4.14. <i>Pasos del A.S.E. Método Barkan-Savinov</i>	102
4.15. <i>Coeficientes de rigidez. Modelo Norma Rusa</i>	103
4.16. <i>Pasos del A.S.E. Método Norma Rusa</i>	104
4.17. <i>Factores para calcular la masa de entrepiso</i>	106
4.18. <i>Masas de entrepiso</i>	106
4.19. <i>Factores para calcular el factor de escala para el A.S.D.</i>	107
4.20. <i>Valores para el espectro T vs C</i>	108
4.21. <i>Pasos del A.S.D. Tradicional</i>	109
4.22. <i>Pasos del A.S.D. Método de Winkler</i>	113
4.23. <i>Pasos del A.S.D. Método de Barkan-Savinov</i>	115
4.24. <i>Pasos del A.S.D. Método de la Norma Rusa</i>	117
4.25. <i>Diseño de losas de entrepiso</i>	118
4.26. <i>Diseño de vigas</i>	123
4.27. <i>Diseño de columnas</i>	125
4.28. <i>Diseño de la cimentación</i>	132

RESUMEN

La presente investigación, respondió al Problema General; ¿Cómo influye la interacción suelo estructura en el análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado? El Objetivo General fue; Determinar si la interacción suelo estructura influye significativamente en el análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado, la Hipótesis General que se contrastó fue; La interacción suelo estructura influye significativamente en el análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado.

El método general de investigación fue el Científico, el tipo de investigación fue; Aplicado, con un nivel; Descriptivo-explicativo y un diseño; No experimental-correlacional. Se realizó un muestreo intencional o dirigido, no probabilístico. La población, estuvo conformada por las edificaciones multifamiliares de concreto armado de más de 4 niveles, de la Urbanización Santa Martha, Palián, Huancayo (N:8) y la muestra, por la edificación multifamiliar aporricada de 4 niveles (n:1) del Psj. Las Flores N° 110.

Se llegó a la conclusión que, la interacción suelo estructura influye significativamente, con una incidencia del 10% en el análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado.

PALABRAS CLAVE: Edificación multifamiliar, análisis y diseño estructural, interacción suelo estructura.

ABSTRACT

The present investigation responded to the General Problem; How does the soil structure interaction influence the analysis and structural design of a multi-family reinforced concrete building? The General Objective was; To determine if the soil structure interaction significantly influences the analysis and structural design of a multifamily building of reinforced concrete, the General Hypothesis that was contrasted was; The soil structure interaction significantly influences the analysis and structural design of a building multi-family reinforced concrete.

The general method of investigation was the scientist, the type of research was; Applied, with one level; Descriptive-explanatory and a design; Not experimental-correlational. Intentional or directed sampling was carried out, not probabilistic. The population was made up of multi-family reinforced concrete buildings of more than 4 levels, of the Urbanization Santa Martha, Palian, Huancayo (N: 8) and the sample, by the multi-family construction contributed by 4 levels (n: 1) of the Psj. The Flowers N ° 110.

It was concluded that the interaction of the soil structure influences significantly, with an incidence of 10% in the analysis and structural design of a multifamily building of reinforced concrete.

KEYWORDS: Multifamily building, analysis and structural design, soil structure interaction.

INTRODUCCION

Este trabajo de investigación se desarrolló con el fin de aportar mayor información sobre el análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar aporticada de concreto armado y similares, incorporando los modelos más aplicables de la interacción sísmica suelo-estructura, con el propósito de establecer su implicancia en los resultados de ambas etapas (análisis y diseño), en comparación con el modelo tradicional (modelo empotrado).

Ante ello en el con el fin de mostrar el esquema de la investigación de exponen los capítulos siguientes:

En el Capítulo I, se presenta el planteamiento de la problemática de la investigación, su formulación, objetivos, justificación, delimitación, además se definen las hipótesis y variables.

El Capítulo II, contiene el fundamento teórico de la investigación, en cuyo marco teórico resalta los aspectos teóricos de la Interacción Suelo-Estructura, muestra también algunos antecedentes de investigación, en las cuales se apoya esta investigación.

El Capítulo III, describe los aspectos metodológicos empleados en esta investigación, su método general y específico, tipo, diseño, técnicas y método de análisis.

En el Capítulo IV, se exponen los resultados obtenidos, detallando; los resultados obtenidos de análisis preliminar que contiene la comparación entre los 3 modelos de interacción utilizados vs los obtenidos con el método tradicional, esto para el análisis como para el diseño, luego se exponen los resultados obtenidos.

El Capítulo V, detalla algunos puntos importantes sobre los resultados del análisis sísmico y del diseño en concreto armado.

Al final se presenta; las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y anexos.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la actualidad, la teoría sísmica, se orienta en la búsqueda de modelos de cálculo que sean más precisos, respecto a las condiciones reales del comportamiento de las edificaciones durante eventos sísmicos, a través del desarrollo e innovación de la tecnología y la informática.

Este cambio se dirige; al uso de métodos de cálculo más potentes y seguros, a buscar y aplicar novedosos métodos de análisis, con el fin de solucionar problemas constructivos tradicionales, a la aplicación cada vez más recurrente de construcciones sismorresistentes, conllevando a un diseño más óptimo de ámbito estructural y económico.

De acuerdo a lo indicado, no se podrá resolver los múltiples problemas de la ingeniería sísmica, sin una adecuada modelación estructural. Por lo que la elección de un modelo adecuado, debe contener en el análisis de la edificación, no solo el análisis de la superestructura, sino también debe integrar en este proceso, a la cimentación y el suelo de fundación. Por lo que se requiere de un análisis integro, denominado Interacción Suelo-Estructura (I.S.E.), ya que este análisis nos proporciona resultados, más próximos a los obtenidos en la realidad.

En el Perú, los Ingenieros Civiles tienen diferentes criterios sobre el desarrollo del análisis y diseño a efectuar sobre la modelación del suelo de soporte. Donde se distinguen diferentes corrientes, siendo algunas de las más representativas: La "Winkleriana", la cual propone como parámetro principal la distribución de presiones de contacto en la interface suelo-fundación, y modelos como el "Medio Elástico Continuo" y los "Modelos Avanzados - Fema", que adicionan parámetros de amortiguamiento. Además de estos se consideran los "Modelos Dinámicos de Iteración Suelo-Estructura", siendo estos últimos los que marcan un aporte importante tecnológico-científico en las áreas de Geotecnia e Ingeniería. En estos modelos, los parámetros requeridos por

cada corriente dependen del comportamiento de la fundación (flexible o rígida) y de la naturaleza del suelo de soporte (arcilla, arena, etc). La aplicación del “Modelo de Winkler” en la construcción de edificios multifamiliares aporricados, considera una idealización del suelo donde se representa por medio de un sistema de resortes idénticos pero mutuamente independientes, con poca separación entre ellos y linealmente elásticos, por lo que de acuerdo con esta propuesta, la deformación está relacionada espacialmente con el lugar de carga, donde la relación entre presión y deflexión en cualquier punto está dada por: $p=k.y$ siendo “ y ” la deflexión, “ k ” el coeficiente de reacción del suelo de soporte y “ p ” la presión aplicada, por lo que de esta relación se deriva el primer inconveniente del modelo ya que es bastante complejo llegar a un valor de “ K ” que represente en forma verídica la rigidez real del suelo de soporte, por este motivo es supremamente importante escoger o calcular de la mejor forma dicho coeficiente.

Paralelamente, los “Modelos Dinámicos de Interacción Suelo Estructura”, tales como los modelos de Interacción de Barkan-Savinov, Ilichev, Sarsigan y el modelo de la Norma Rusa, están siendo aplicados por ingenieros de todo el mundo, pues esta tendencia de considerar en los modelos matemáticos los efectos en conjunto (Suelo-Estructura) frente a un evento sísmico, presentan comportamientos muy cercanos a los que se producen en una estructura (Edificación) ante un sismo real.

Tales modelos, a diferencia de modelos “Básicos” como el de Winkler, que solo consideran o idealizan un apoyo-resorte, con un coeficiente de rigidez vertical (Coeficiente de Balasto Vertical), los modelos dinámicos proponen hasta 6 tipos de coeficientes de rigidez relacionada con su grado de libertad en la cimentación. Sin embargo, en lo concerniente a un modelo definitivo que considere la Interacción Sísmica Suelo-Estructura y represente óptimamente un comportamiento real, aún está lejos de concretarse, lo cual invita a la investigación más profunda sobre el tema.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿Cómo influye la Interacción Suelo-Estructura en el Análisis y Diseño Estructural de una Edificación Multifamiliar de Concreto Armado. Palián. Huancayo?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- a. ¿Qué diferencias existen en los resultados del análisis estructural mediante el uso del software Etabs de una edificación multifamiliar de Concreto Armado, considerando y no la Interacción suelo-estructura?
- b. ¿Cuál es el proceso necesario para realizar el adecuado análisis estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado?
- c. ¿Cuáles son las diferencias en el diseño en concreto armado, al considerar y no la interacción suelo-estructura de una edificación multifamiliar de concreto armado?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar, si la Interacción Suelo-Estructura influye en el Análisis y Diseño Estructural de una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado. Palián. Huancayo.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a. Identificar las diferencias en los resultados del análisis estructural mediante el uso del software Etabs de una edificación multifamiliar de concreto armado, considerando y no la Interacción suelo- estructura.
- b. Determinar los pasos necesarios para realizar el adecuado análisis estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado.
- c. Establecer las diferencias en el diseño en concreto armado,

al considerar y no la Interacción suelo-estructura de una edificación multifamiliar de concreto armado.

1.4. JUSTIFICACIÓN

1.4.1. JUSTIFICACIÓN TECNICA

El desarrollo, aplicación y resultados de este trabajo de investigación, reforzara los conocimientos, criterios y premisas de profesionales afines al análisis y diseño estructural de edificaciones de concreto armado en las cuales se consideran la interacción suelo-estructura. En cuanto a su posible y/o necesaria aplicabilidad sobre una edificación en cuestión, donde los resultados de considerar o no la I.S.E. se hacen más o menos importantes, de acuerdo a la envergadura de dicho proyecto. Pues las conclusiones y sugerencias descritas, resolverán de una u otra manera la problemática encontrada en la unidad de análisis, asimismo de otras edificaciones multifamiliares de concreto armado de la Región Junín.

1.4.2. JUSTIFICACIÓN SOCIAL

El presente trabajo de investigación, refuerza la premisa que, el Perú, al ser un país sísmicamente vulnerable, las construcciones y edificaciones merecen necesariamente incorporar en su análisis y diseño, no solo las acciones sísmicas, sino también las condiciones de la I.S.E. De esta manera ante un evento sísmico, dichas edificaciones podrán salvaguardar más eficientemente a sus habitantes, minimizando pérdidas socio-económicas.

1.4.3. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

La presente investigación constituirá un aporte para el diseño y construcción, como de la validación de los instrumentos de recolección de datos, asimismo el desarrollo de la presente investigación tiene importancia metodológica en la medida que, el proceso de cálculo y los resultados obtenidos beneficiarán a

1.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

Las limitaciones encontradas en la investigación fueron principalmente; la falta de una normativa, códigos de diseño y/o reglamentación en nuestro país, que integren a las investigaciones sobre la I.S.E. Con directrices que faciliten y direccionen eficazmente, su posible aplicación en edificaciones, donde podrían ser necesarias estas condiciones de análisis y diseño. Por otro lado, la falta de información previa, para contrastar los datos y resultados, pues el presente trabajo de investigación se basa en una de las propuestas de proyecto de una futura construcción (Edificio Planteado).

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. MARCO TEORICO

2.1.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

A nivel nacional se refirieron las siguientes investigaciones:

- (Villareal, 2006). En su publicación: "Interacción sísmica suelo - estructura en edificaciones con zapatas aisladas". Acreedora del Premio Nacional ANR del 2006, centró su investigación en el análisis de una edificación aporticada de concreto armado con zapatas aisladas bajo condiciones sísmicas, para lo cual utilizo acelerogramas con sismos representativos del país. Buscando la elaboración de una metodología que pueda aplicar los modelos dinámicos de I.S.E. Incorporando la flexibilidad del suelo, como de sus propiedades inerciales, frente a las acciones sísmicas. Arribando a las siguientes conclusiones: Al incorporar la flexibilidad de la base de fundación, condiciona el incremento de los periodos de vibración, desplazamientos de los c.m. Y por otro lado, la disminución de los esfuerzos internos tales como; F. Axiales, F. Cortantes y M. Flectores, a excepción de los M. Flectores.
- (Lopez, 2012), en su proyecto de grado: "Análisis de interacción sísmica suelo Estructura para reducir esfuerzos en los principales elementos estructurales en edificaciones regulares e irregulares en Huaraz"; el autor realiza un análisis sísmico estático y dinámico considerando la interacción suelo estructura, para edificaciones de concreto armado aporticadas, incluyendo análisis comparativos según su irregularidad. Llegando a la principal conclusión; de que los periodos de vibración y desplazamientos de entepiso aumentan y que los esfuerzos en los elementos estructurales se reducen, al incluir el análisis con interacción suelo-estructura, para edificaciones regulares e irregulares.

- (Guzmán, 2013), con su proyecto de grado: “Análisis y diseño estructural con interacción suelo-estructura (I.S.E.) del edificio multifamiliar “Buena Vista” en la ciudad de Lima con un sistema dual para un sismo severo con amortiguamiento del 2% y secciones de muros agrietados”; el autor realiza un análisis estático y dinámico con interacción suelo-estructura, para un edificio multifamiliar con sistema dual, donde llega a las conclusiones; de un incremento en los periodos, igual que en los desplazamientos. Con una disminución en las fuerzas máximas para los modelos con I.S.E. En comparación al modelo empotrado.
- Valderrama y Meza, 2014), en su proyecto de grado: “Influencia de la interacción suelo estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación con zapatas aisladas”; los autores realizan un análisis sísmico estático y uno dinámico a una edificación con sistema aporticado de concreto armado de 5 pisos, incorporando el análisis con interacción suelo-estructura, para dos zonas sísmicas y dos coeficientes de amortiguamiento del concreto, donde se obtuvieron las principales conclusiones; al considerar los efectos de la I.S.E. los desplazamientos para ambas direcciones se amplifican y que los esfuerzos internos se aminoran, Esto n comparación con el modelo tradicional (Empotrado).
- (Silva y Ipanaque, 2009), con su proyecto de investigación: “Interacción Sísmica Suelo – Estructura en Edificaciones Aporticadas”; donde los autores realizan un análisis sísmico estático y dinámico a una edificación de concreto armado de 4 pisos con sistema mixto (pórtico + muros de albañilería), aplicando la interacción suelo-estructura para diferentes modelos de I.S.E. en zapatas combinadas, llegando entre otras a las siguientes conclusiones; aumento significativo de los periodos de vibración y los desplazamientos horizontales, disminución significativa en las frecuencias de vibración, aumento en los cortantes basales en

Edificaciones Mixtas (pórticos + muros de albañilerías), aumento de cortantes y momentos en vigas y columnas, disminución de cortantes y momentos en los muros de albañilería.

- (Condori, 2014), con su proyecto de tesis: “Comportamiento sísmico lineal y no-lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e interacción suelo-estructura”; donde el autor realiza un análisis estático y dinámico, a un edificio alto con sistema dual (pórticos y muros estructurales), platea de cimentación y zapatas aisladas, para diferentes modelos de I.S.E. Llegando entre otras a la conclusión de; que los desplazamientos se incrementan al aplicar la interacción suelo-estructura.
- (Olarte y Sanchez, 2014). “Interacción sísmica suelo estructura en la edificación de la residencia estudiantil de la Universidad Nacional de Huancavelica”. En esta investigación los autores realizan análisis estático y dinámicos a una edificación de concreto armado con sistema aporticado y zapatas combinadas sobre un suelo rígido, para los diferentes modelos dinámicos de I.S.E. Llegando a las conclusiones; los periodos de vibración aumentan significativamente, las frecuencias disminuyen, los desplazamientos de los centros de masa se incrementan sustancialmente en ambas direcciones (X e Y), las F. Axiales, F. Cortantes y M. Flectores máximos disminuyen significativamente para el sentido X-X y aumentan ampliamente en la dirección Y-Y.
- (Carhuapoma y Parodi, 2015), en su proyecto de grado: “Interacción sísmica suelo estructura en edificaciones aporticadas en el barrio de Pueblo Nuevo de la ciudad de Lircay”; realizan el análisis sísmico a una edificación de concreto armado aporticada de 5 niveles con zapatas aisladas en suelo rígido aplicando la I.S.E. para los modelos dinámicos, concluyendo principalmente; incremento del periodo de vibración, aumento sustancial de los desplazamientos en los centros e masas y la disminución significativo de los esfuerzos internos máximos (Fuerzas axiales, cortantes y momentos) para los métodos de análisis sísmicos aplicados.

- (Chinguel, 2015). “Análisis de la interacción suelo- estructura del nuevo mercado Avicoma, considerando los efectos de flexibilidad del suelo de cimentación propio de la ciudad de Piura”. En esta investigación, el autor considera los efectos de un análisis con I.S.E. a 3 bloques de un mercado, con sistema estructural aporticado de dos niveles y zapatas aisladas, cimentadas sobre un tipo de suelo flexible típico de la ciudad de Piura. Llegando a la conclusión entre otras; que los desplazamientos y periodos aumentan al considerar los efectos de flexibilidad del suelo de cimentación y que los esfuerzos internos (fuerza axial, fuerza cortante, momento flector y momento torsor), se incrementan en algunos casos al considerar los efectos de la I.S.E. Por lo tanto, no se puede afirmar que los esfuerzos internos siempre disminuyan, al incluir en el análisis los efectos de I.S.E.

A nivel internacional se refirieron las siguientes investigaciones:

- (León, 2016), con su proyecto de grado: “Análisis comparativo del diseño de una edificación de hormigón armado considerando el sistema de base rígida versus la interacción suelo-estructura”; el autor realiza la comparación del diseño de una edificación de concreto armado con sistema aporticado de 4 pisos y zapatas aisladas, considerando la I.S.E. para un análisis sísmico estático y dinámico, llegando entre otras a la conclusión; de que las derivas y los periodos de vibración aumentan, se observó una disminución en los esfuerzos internos de “la columna analizada”. También, se obtuvieron armados menores (área de refuerzo) en dicha columna y zapatas perimetrales, como una disminución mínima del refuerzo en las vigas, esto respecto al diseño del modelo con base rígida (Empotrado).
- (Toapanta, 2016). “Interacción sísmica entre suelo-estructura en edificios de hormigón armado de 6 pisos limitados por zapatas aisladas en la ciudad de Ambato sector Plaza Urbina”. Trabajo de investigación en la que el autor realiza el análisis sísmico estático y dinámico para una edificación aporticada de concreto armado de 6 pisos y zapatas aisladas, considerando la I.S.E. concluyendo; que los

periodos de vibración, desplazamientos de piso y derivas aumentan en el análisis con interacción respecto al análisis simple (Modelo empotrado), además que las reacciones del suelo con el modelo de I.S.E. presentan los valores más bajos.

2.1.2. BASE LEGAL

Consideramos los dispositivos y las normas jurídicas enmarcadas en el D.S. Reglamento Nacional de la Construcción del Perú, Leyes, Artículos y Reglamento del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Las Normas Técnicas de Edificación; E-020 “Cargas”, E-030 “Diseño Sismoresistente”, E-050 “Suelos y Cimentaciones”, E-060 “Concreto Armado” y el Código del ACI 318-2008 (American Concrete Institute).

2.1.3. BASES TEÓRICAS

2.1.3.1. ASPECTOS GENERALES DEL AREA DE ESTUDIO.

2.1.3.1.1. EDIFICIO APORTICADO

Sistema Aporticado, es el sistema estructural basado en un marco de dos columnas y una viga (Pórtico), como unidad estructural básica, la cual se va repitiendo a lo largo de sus ejes y niveles, para salvar distancias y alturas. De origen constructivo clásico (Greco-Romano), tiene un uso extensivo y común en la industria de la construcción actual.

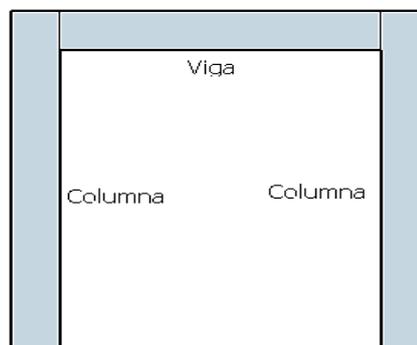


Figura Nº 2.2. Pórtico conformado por Columnas y viga
Fuente: Propia

La unión de estos marcos bidimensionales, forman un entramado espacial, el cual brinda una adecuada estabilidad y su posible aplicación en distintos proyectos. Además, que son útiles por sus características constructivas, como aperturas, áreas y espacios libres y funcionales.

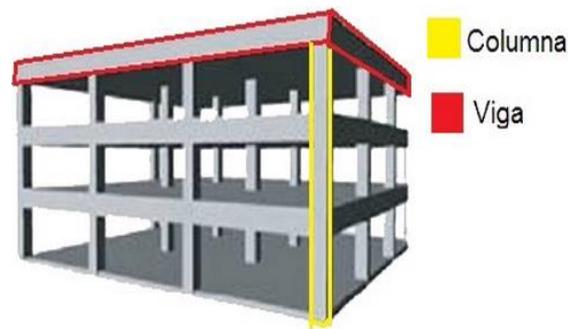


Figura Nº 2.3. Esquema de una edificación Aporticada conformada por columnas, vigas y Losas de entrepiso

Cabe mencionar que este tipo de sistemas brindan gran ductilidad al edificio, sin embargo, no presentan un comportamiento adecuado frente a fuerzas cortantes elevadas durante un evento sísmico, por lo que los diseñadores incorporan muros o placas de corte para que puedan absorber estos efectos. Por otro lado un buen diseño, proporcionara la suficiente rigidez como la ductilidad para que el sistema aporticado sea una buena alternativa constructiva. Pues se aplica en estructuras metálicas y C°A°.

¹Porticos: Mínimamente el 80 % de la F. Cortante basal debe actuar en las columnas. Si existen muros estructurales, estos deben diseñarse de acuerdo a su rigidez, y que puedan soportar una parte de la fuerza sísmica.

Para definir el modelo matemático usando el software Etabs, se realizará una descripción detallada en planta y elevación de la

¹ Norma técnica E-030 "Diseño sismorresistente"

edificación, considerando sus dimensiones; altura total, altura de entrepiso, luces y alturas libres.

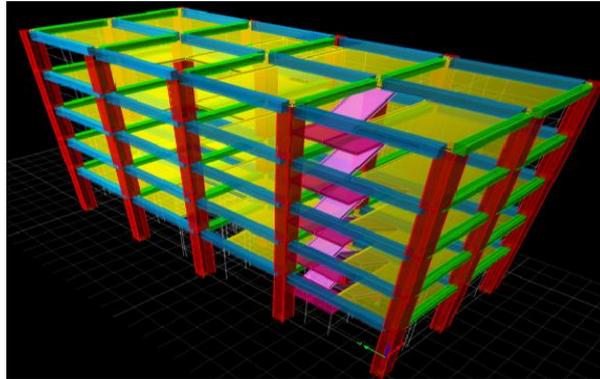


Figura N° 2.4. Ejemplo del Modelo Matemático de una Estructura usando Etabs
Fuente: Propia

2.1.3.1.2. CRITERIOS DE MODELACION ESTRUCTURAL²

- **BRAZO RÍGIDO:** También conocido como cacho rígido. Estos son las fracciones de los “elementos unidireccionales”, como columnas y vigas que se “traslapan” en sus extremos con otros elementos. Como en el nudo de unión entre vigas y columnas. Dichos segmentos muy a menudo no se consideran en el modelamiento estructural, porque los elementos unidireccionales se idealizan usando sus ejes neutros.

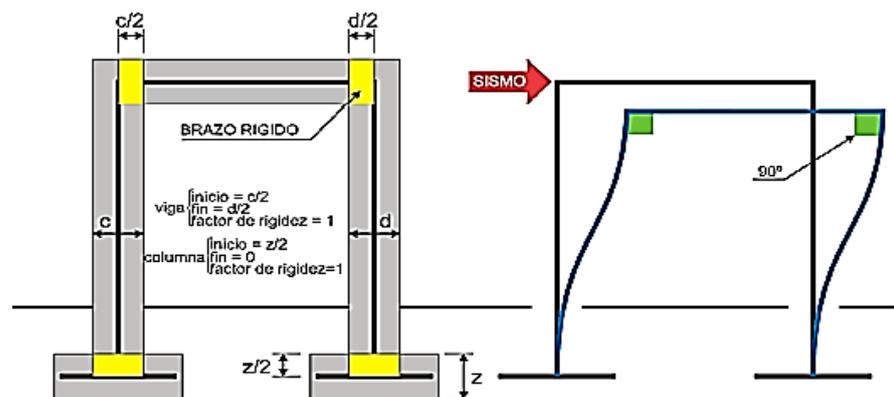


Figura N° 2.5. Brazo Rígido
Fuente: Gustavo Condori

Los brazos rígidos se asignan al programa Etabs (En el modelamiento de la estructura), ingresando un factor de rigidez (Valor = 1) a la unión viga-columna. Este proceso ayuda a evitar que se generen rotulas plásticas en estas uniones, y que los resultados (como por ejemplo momentos) se obtengan “A la cara de la columna” y no al eje.

² Gustavo V. Condori U. “Comparación del comportamiento sísmico lineal y no lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e interacción suelo estructura”.

- **DIAFRAGMA RÍGIDO:** Representa un elemento “Losa” indeformable (a través del plano de sus mayores dimensiones) por su característica rígida. Donde en este plano de la losa, cada punto se mueve conjuntamente con su C.M.

Losa; este elemento estructural trabaja principalmente en la dirección de sus cargas, las cuales están su plano de menor inercia, en cuya dirección es la que este elemento se deforma. Pues los ejes que coinciden con sus mayores dimensiones poseen mayor rigidez. Se asocia este elemento con las cargas estáticas.

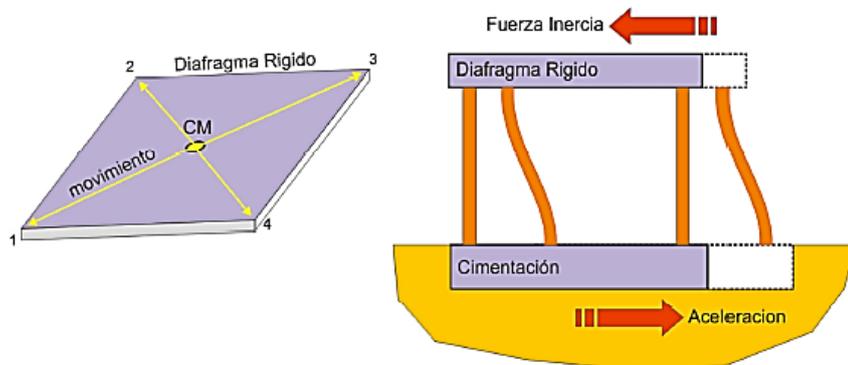


Figura Nº 2.6. Diafragma Rígido
Fuente: Gustavo Condori

En el programa Etabs los diafragmas rígidos se asignan a las losas de entrepiso, y condicionan que los desplazamientos (En el eje X y Y) de este nivel sean uniformes para todos los nudos.

En un **diafragma rígido**; para diafragmas horizontales (Losas), estos se desplazan en dos direcciones X y Y, las cuales coinciden con el de sus mayores dimensiones, presentando una rotación en la dirección de su menor dimensión Z. Para los diafragmas verticales, como los muros sucede lo mismo, con dos desplazamientos, pero en una de estas direcciones se presenta el eje de menor inercia X o Y, presentando el giro en su otro eje de mayor inercia. Estando cargadas también en una de las dos direcciones de mayor inercia.

- **CENTRO DE MASA:** Es el punto geométrico en el cual se concentra la fuerza sísmica. Cuya posición depende de la distribución de los elementos estructurales para cada nivel de una

edificación. Con el fin de encontrar el C.M. debemos dividir la sumatoria del producto de los pesos de cada elemento de corte (columnas y muros estructurales) por la posición de estos, para dividirlo entre la sumatoria de los pesos de dichos elementos. Esto para cada dirección de análisis X y Y.

$$X_{CM_i} = \frac{\sum P_i * X_i}{\sum P_i} \quad Y_{CM_i} = \frac{\sum P_i * Y_i}{\sum P_i}$$

- P_i : Peso de los elementos de corte.
- X_i, Y_i : Coordenada del centroide para cada elemento de corte.

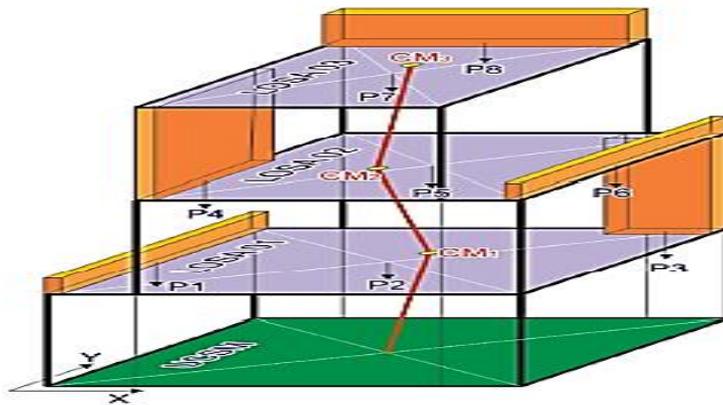


Figura Nº 2.7. Centro de Masas
Fuente: Gustavo Condori

El centro de masas varía de acuerdo a la distribución de los elementos estructurales y no estructurales como de la losa de entrepiso (si hay aberturas, esquinas o es irregular).

- **CENTRO DE RIGIDEZ:** Punto teórico relacionado a la distribución de rigideces de los elementos de cada nivel de la edificación. Sobre el cual, si se aplica una fuerza externa, solo produciría traslación. Generalmente existe una divergencia o no coincidencia entre el C.M y el C.R. Lo cual condiciona a la existencia de excentricidades, debido a la distribución de cargas y elementos de corte.

$$X_{CR_i} = \frac{\sum K_{Yi} * X_i}{\sum K_{Yi}} \quad Y_{CR_i} = \frac{\sum K_{Xi} * Y_i}{\sum K_{Xi}}$$

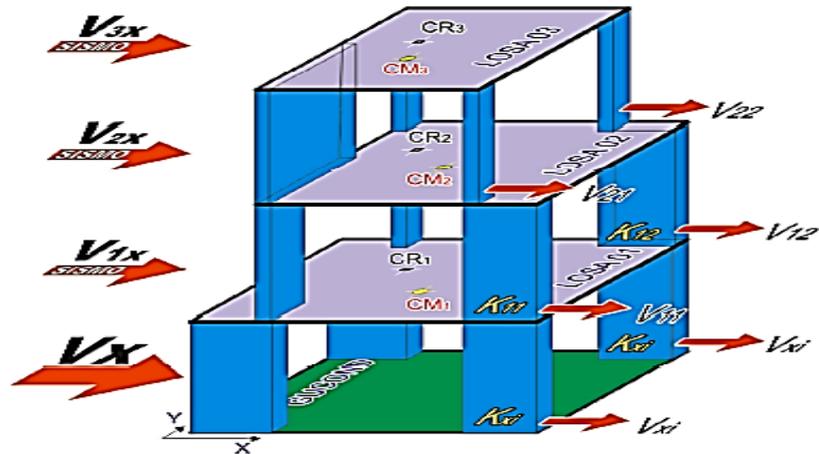


Figura Nº 2.8. Centro de Rigideces
Fuente: Gustavo Condori

El centro de rigidez varía de acuerdo a la distribución de los elementos estructurales y no estructurales tales como columnas, placas y muros que tienen una rigidez lateral y hace frente a las acciones sísmicas.

Este C.R. define el punto ficticio sobre el cual se produce una torsión, debido a la excentricidad. Este concepto de rigidez (capacidad de un elemento a deformarse), no debe equivocarse con el de resistencia (capacidad de un elemento a soportar una carga sin colapsar).

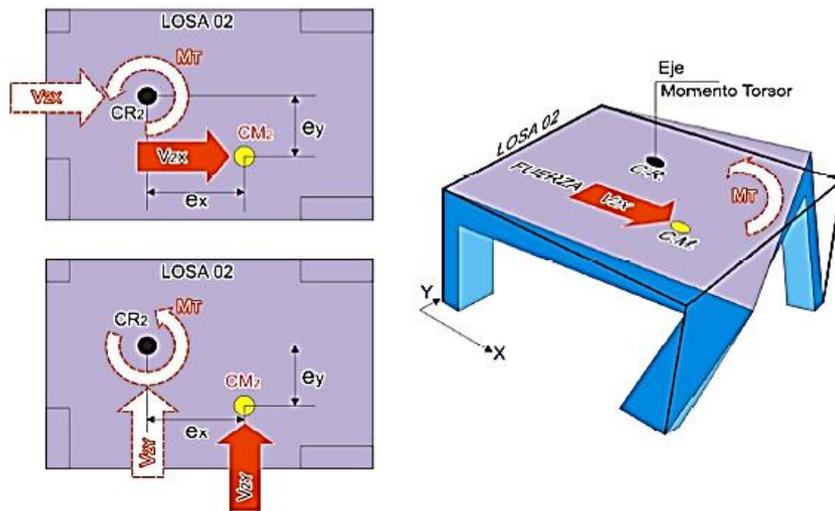


Figura Nº 2.9. Efecto de Torsión debido a la Divergencia del C.M. y el C.R.
Fuente: Gustavo Condori

- **EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL:** Para cada piso de la edificación en su respectivo C.M. actúa una fracción de fuerza sísmica, lo cual origina excentricidades, estas debido a la

distribución de los elementos de corte, y elementos de división que no se consideran en el análisis generan incertidumbre en la posición

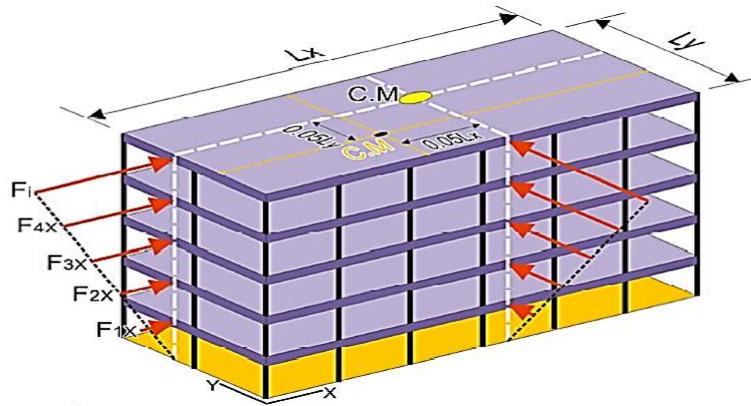


Figura Nº 2.10. Excentricidad Accidental
Fuente: Gustavo Condori

En un edificio aporticado, existe la incertidumbre de la localización del centro de masas y rigideces debido a la existencia de muros no estructurales (tabiquería móvil) y otros elementos de división, por lo que se debe considerar la excentricidad accidental.

$$e_{accidental}^X = 0.05 * L_x$$

$$e_{accidental}^Y = 0.05 * L_y$$

Dónde:

- \$L_x\$: Longitud en el eje X.
- \$L_y\$: Longitud en el eje Y.

- **PESO SÍSMICO:** Este valor corresponde a la sumatoria de las cargas muertas (cm) y una fracción de las cargas vivas (cv). El cual nos sirve para de determinar el módulo de la cortante basal.

$$P_{SÍSMICO} = P_{CM} + \%P_{CV}$$

Categoría De Edificación	Porcentaje De Carga Viva
A, B	50%
C (Ed. Comunes)	25%
Deposito	80%
Azotea, techo.	25%
Tanques, silos	100%

Tabla Nº 2.1. Categoría de la Edificación
RNE - Norma E.030

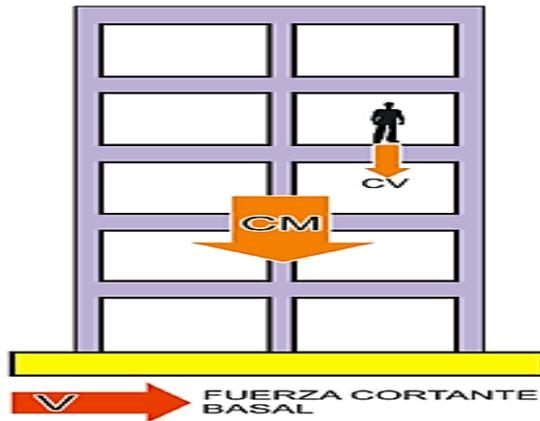


Figura N° 2.11. Esquema de Carga Muerta y Viva en una Edificación
Fuente: Gustavo Condori

- TRANSFERENCIA DE CARGAS EN UNA EDIFICACIÓN:** En un edificio existe un recorrido de esfuerzos en dirección de la gravedad, producto de las distintas cargas que interactúan. Las losas distribuyen de acuerdo a su área tributaria las cargas a las vigas, las cuales las comparten a las columnas u otros elementos de corte, los mismos que las reparten en los elementos de cimentación o zapatas, las cuales finalmente las derivan al suelo de fundación. Generando una condición estática producto de las reacciones en dirección opuesta.

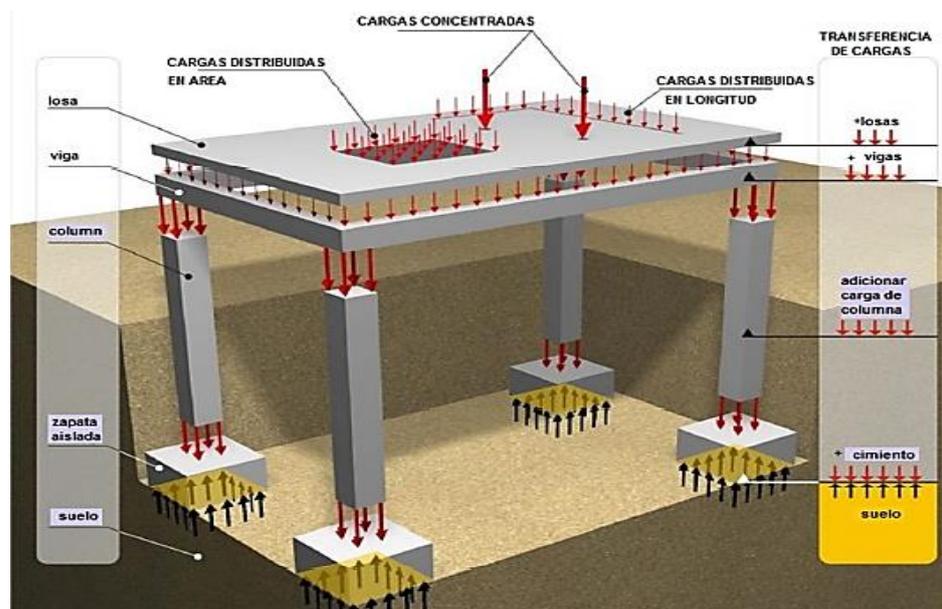


Figura N° 2.12. Transferencia de cargas en un edificio
Fuente: Gustavo Condori

▪ **VERIFICACION DE LAS IRREGULARIDADES EN LAS EDIFICACIONES:**

Se evalúa las irregularidades de la edificación tanto en *planta* como *altura*, considerando para ambos casos la de menor valor en las irregularidades existentes.

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Dónde:

- R_0 : Coeficiente de reducción sísmica.
- I_a : Irregularidad en altura o elevación.
- I_p : Irregularidad en planta.

Elevación:

- De piso blando.
- De masa o peso.
- De Irregularidad en la geometría vertical.
- De discontinuidad en los sistemas resistentes.

Planta.

- De irregularidad torsional.
- De esquinas entrantes.
- De discontinuidad de diafragmas.
- De sistemas no paralelos.

¿Para qué calculamos estas irregularidades?

No sirven para conocer y/o condicionar la clase de análisis a realizar y este puede ser más o menos conservador, puesto a que la cortante se incrementa en una edificación irregular que otra regular (“Castigar”).



Figura Nº 2.13. Esquema de un edificio irregular
Fuente: DecoArt.com

2.1.3.1.3. ANÁLISIS SÍSMICO³

Se podrán efectuar dos tipos de análisis sísmico considerando una modelo que describa el comportamiento lineal y elástico considerando las solicitaciones sísmicas reducidas:

- Análisis Estático.
- Análisis Dinámico.

a) Análisis Estático.

O método de “Fuerzas Estáticas Equivalentes”. En cual distribuye la fuerza cortante, en cada nivel de la edificación, en sus respectivos C.M. La aplicación de este método, es recomendable para estructuras regulares y de poca elevación (Parámetros que presenta nuestro edificio).

- + Recomendable en estructuras regulares.
- + Aplicable en estructuras bajas < 45m.

Esta fuerza **cortante basal**, representa la sumatoria de las actuantes en cada nivel de la edificación, este valor se obtiene con la expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P \quad \frac{C}{R} \geq 0.11$$

Donde:

- Z: Factor de zona.
- U: Factor de uso.
- S: Factor de suelo.
- C: Amplificación dinámica.
- R: Factor de reducción por disipación de la energía sísmica.
- P: Peso de la edificación.

Este factor C (amplificación sísmica), se determina de acuerdo:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

³ RNE- Norma E-030. 4.4. Procedimientos de análisis sísmico.

Dónde:

T: Periodo fundamental.

Tp: Factor que depende del tipo de suelo.

$$T = \frac{h_T}{C_T}$$

$C_T = 35$, para edificios cuyos elementos resistentes sean únicamente porticos.

$C_T = 45$, para edificios cuyos elementos resistentes sean porticos y las cajas de ascensor y escaleras.

$C_T = 60$, para estructuras de mamposteria y para los edificios cuyos elementos resistentes sean muros de corte.

Teniendo estos datos se procederá a calcular el valor de la cortante basal en ambas direcciones:

- Vxx: Cortante basal en la dirección x.
- Vyy: Cortante basal en la dirección y.

Para distribuir el valor de la cortante en la base, en cada nivel de la edificación, se utiliza la siguiente expresión:

$$F_i = \alpha_i * V$$
$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_i(h_i)^k}$$

Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.

Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

Dónde:

- P: Peso sísmico de la edificación.
- h: Altura de entrepiso acumulada.
- n: Número de pisos de la edificación.
- hn: Altura del edificio.
- k: Coef. relacionado con "T".
- T: Periodo fundamental.
- V: Cortante Basal.

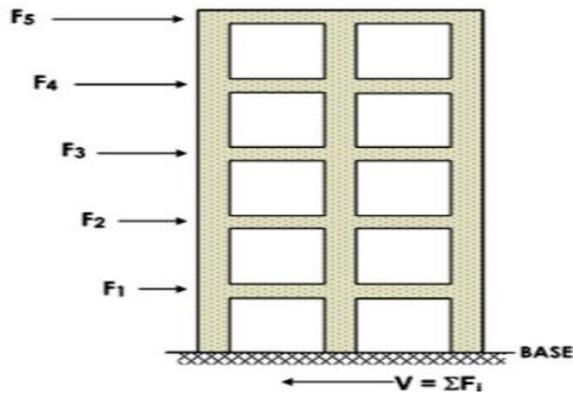


Figura N° 2.14. Distribución de la fuerza cortante en altura

Cumple lo siguiente:

$$\sum_{i=1}^{i=n} F_i = V$$

b) Análisis Dinámico⁴.

Este tipo de análisis se realiza por medio de procedimientos de combinación espectral y el análisis modal.

Análisis Dinámico = Análisis Modal + Análisis espectral

ANÁLISIS MODAL + ANÁLISIS ESPECTRAL

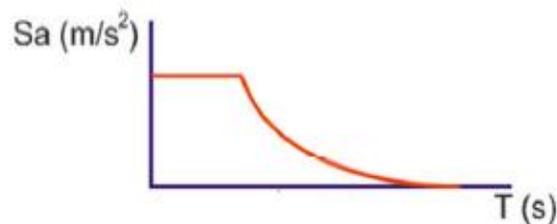


Figura N° 2.15. Análisis Dinámico Modal-Espectral
Fuente: Gustavo Condori

El análisis dinámico que propone la norma es el resultado de aplicar un Análisis Modal + Un Análisis Espectral.

- Cuando se usa un **espectro de respuesta**, es necesario combinar de forma adecuada los registros de aceleración, debido a la no simultaneidad en las repuestas máximas modales, esto para disponer de una magnitud representativa de respuesta.

⁴ Gustavo V. Condori U. "Comparación del comportamiento sísmico lineal y no lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e interacción suelo estructura".

Según la normativa, para cada dirección de análisis se dispondrá de un espectro inelástico de pseudo aceleración, calculado por:

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

Dónde:

- Z: Factor de zona.
- U: Factor de uso.
- C: Factor de Amplificación Sísmica.
- S: Factor de suelo.
- R: Factor de reducción por disipación de energía sísmica.
- g: Aceleración de la gravedad.

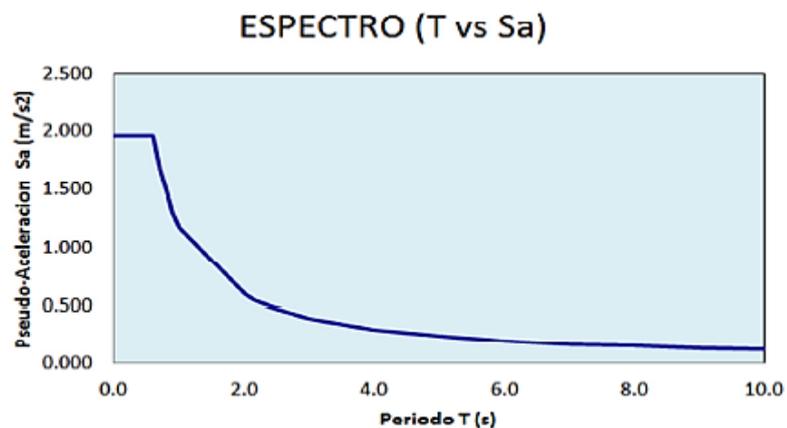


Figura N° 2.16. Ejemplo de Espectro de Pseudo-aceleraciones

▪ Se realiza un **análisis modal**, para obtener la frecuencia natural del edificio, bajo la condición ingravida (cm, cv y pp igual a 0). Al incorporar un espectro de respuesta (a vs T), condicionamos una fuerza excitadora, entonces la aceleración del espectro y el producto con las masas nos expone una fuerza (trabajando matricialmente).

$$[F] = [m]x[a]$$

Para proseguir con el análisis sísmico debemos verificar el periodo de fundamental y los modos de vibrar, pues estos parámetros condicionan la respuesta sísmica.

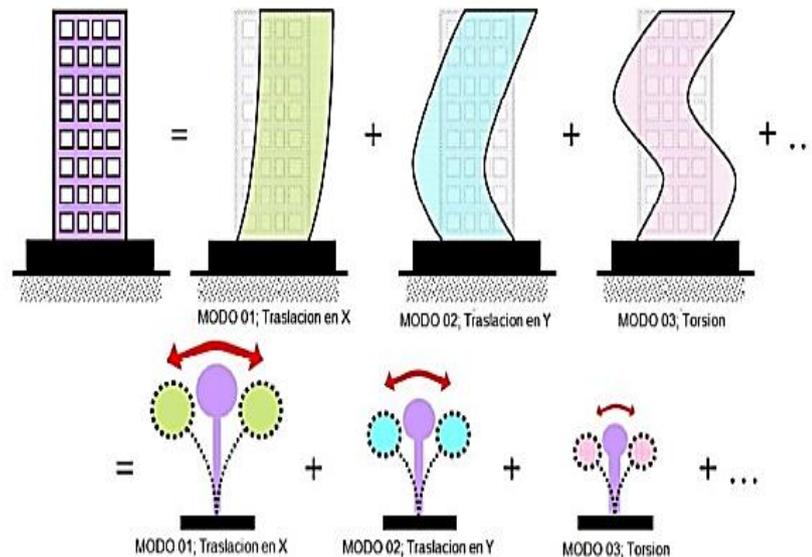


Figura Nº 2.17. Análisis Modal
Fuente: Gustavo Condori

Entonces el análisis modal:

- Es la interacción entre la rigidez y la masa.
- Se estudia las formas o modos de vibración libre.
- Se considera Mínimo tres modos de vibración.
- Debe considerar más del 90% de masa participativa en la vibración.

Se puede estimar el periodo fundamental de la siguiente manera; ($h_e=3.00m$ prom.).

Numero mínimo de modos según el numero de pisos

Nº PISOS	Nº MINIMO DE MODOS	1er PERIODO
≤ 5	3	0.5 s
6 - 7	5	0.6s - 1 s
11 - 15	8	1.1s - 1.5s
≥ 16	10	≥ 1.6

$$1er PERIODO = (0.1s) \cdot (Nº PISOS)$$

Tabla Nº 2.2. Nº Mínimo de modos a considerar.

El **periodo**, se define como el intervalo de tiempo en que se repite un ciclo de movimiento.

De acuerdo a los modos de vibrar en el diseño de la edificación, debemos tratar de que los tres primeros modos de vibrar coincidan con el siguiente orden, según los ejes cartesianos:

Nº	Modo de vibrar.
1	Traslacional en X.
2	Traslacional en Y.
3	Rotacional en el eje Z.

Tabla Nº 2.3. Forma de vibrar recomendada Para los 3 primeros modos

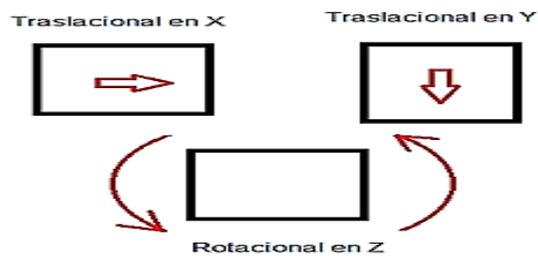


Figura Nº 2.18. Forma de Vibrar De los 3 primeros modos
Fuente: Propia

De esta manera se evita que las distorsiones superen con demasía a los esperados en el análisis de la edificación. Además de evitar o minimizar los efectos de la irregularidad torsional.

c) Análisis Sísmico Tiempo-Historia (Lineal)⁵

Este análisis utiliza registros reales de aceleración, donde la respuesta estructural depende de la duración total en la simulación de la acción sísmica.

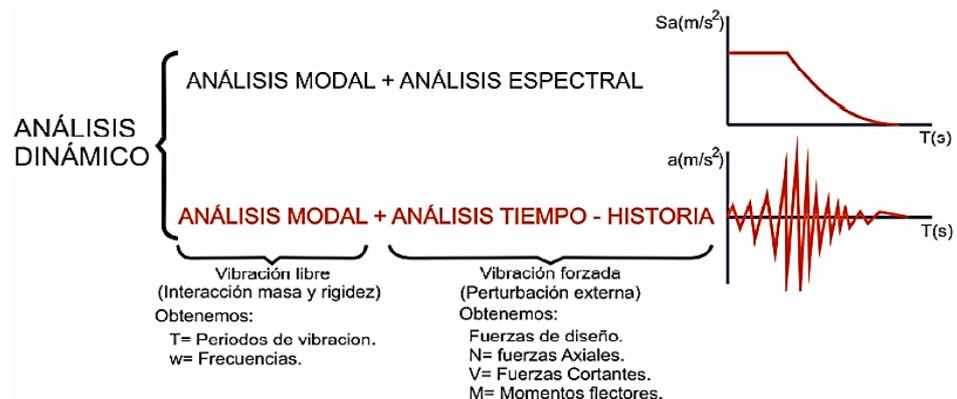


Figura Nº 2.19. Esquema conceptual del análisis sísmico dinámico Modal T-H
Fuente: Gustavo Condori

⁵ Gustavo V. Condori U. "Comparación del comportamiento sísmico lineal y no lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e interacción suelo estructura".

El aparato utilizado para medir sismos, temblores y terremotos, originados por la dinámica de la tectónica de placas, se denomina **sismógrafo** (sismómetro). El cual fue ideado por un físico llamado James D. Forbes en la Escocia de 1842.

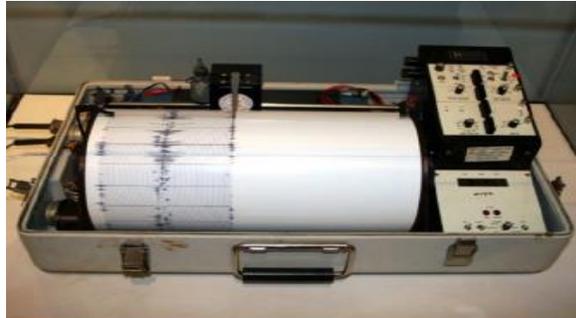


Figura Nº 2.20. Sismógrafo o Sismómetro.
Fuente: Gustavo Condori

El registro grafico realizado por un sismógrafo se conoce como **sismograma**, el cual describe el comportamiento de las ondas sísmicas, de tipo elástico fuerte en la propagación de la perturbación temporal del campo de tensiones, las cuales generan movimiento en la placa tectónica. Estas ondas son de tipo elástico fuerte, propagando temporalmente. Este grafico imprime no solo los eventos sísmicos de origen natural (terremotos y temblores) y artificial o inducidos (explosiones).

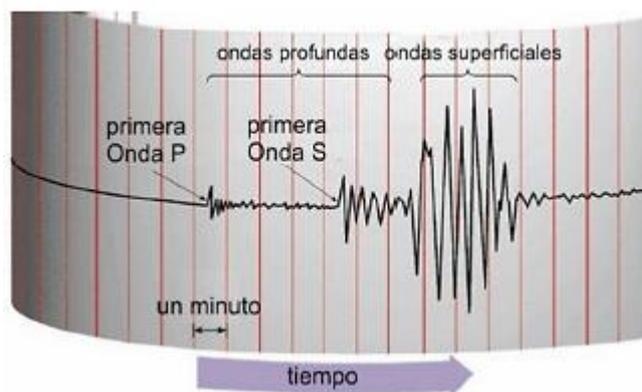


Figura Nº 2.21. Sismograma
Fuente: Gustavo Condori

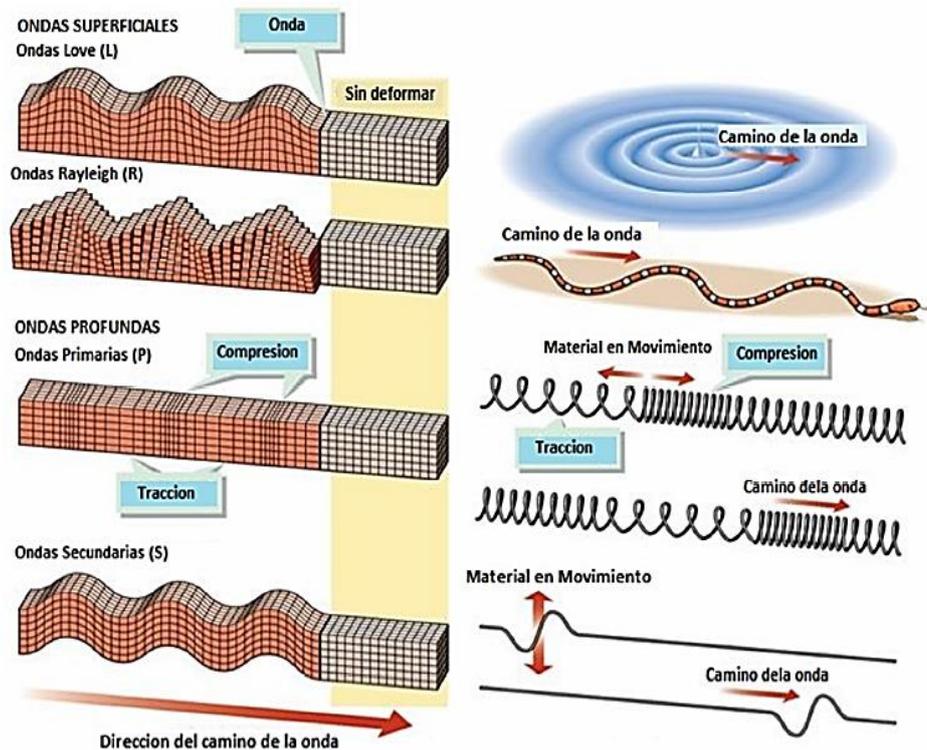


Figura N° 2.22. Ondas Sísmicas
Fuente: Gustavo Condori

d) Propiedades Inerciales de las Losas de Entrepiso

Referidas a las masas de entrepiso, las cuales están en función a los grados de libertad, sean traslacionales (en X y Y. Rotacionales (en Z) losas de entrepiso. Para cada nivel piso de la edificación.

Dichas masas de insertan en su respectivo C.M. Las cuales se calculan así:⁶

ESTRUCTURA REGULAR:

Masa Traslacional:

$$M_t = M_x = M_y = \frac{P_t}{g}; \left(Tn / \frac{s^2}{m} \right)$$

Masa Rotacional:

$$M_r = M_{RZ} = \frac{M_t \cdot (a^2 + b^2)}{12}; \left(Tn / \frac{s^2}{m} \right)$$

ESTRUCTURA IRREGULAR:

Masa Traslacional:

$$M_t = M_x = M_y = \frac{P_t}{g}; \left(Tn / \frac{s^2}{m} \right)$$

Masa Rotacional:

$$M_r = M_{RZ} = \frac{M_t \cdot (I_x + I_y)}{A_{rea}}; \left(Tn / \frac{s^2}{m} \right)$$

Siendo, la masa traslacional (mt):

⁶ Gustavo V. Condori U. "Comparación del comportamiento sísmico lineal y no lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e interacción suelo estructura".

$$m_t = \frac{\text{peso del piso (ton)}}{\text{aceleracion de la gravedad } \left(\frac{m}{s^2}\right)}$$

Dónde:

- Mt: Masa traslacional.
- Pi: Peso piso.
- g: Aceleración de la gravedad.
- Mr: Masa rotacional.
- Ix: Inercia CM en X.
- Iy: Inercia CM en Y.

e) Desplazamientos Permisible del Análisis Sísmico

El control de los desplazamientos, resultado del Análisis Sísmico, consiste en condicionar que la deriva lateral satisfaga el límite indicado en la norma (No exceda este valor).

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_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

Tabla Nº 2.4. Límite de Derivas de Entrepiso
Fuente: RNE - Norma E.030

Para el control de “Derivas” se tiene que calcular los desplazamientos reales, los cuales resultan de multiplicar los desplazamientos elásticos por un factor de amplificación dado (0.75R ó 0.85R).

- Δ Real = (0.75*R)* Δ Elástico → Estructuras Regulares
- Δ Real = (0.85*R)* Δ Elástico → Estructuras Irregulares

Se entiende como deriva de entrepiso al valor obtenido al dividir el desplazamiento lateral real entre la altura de entrepiso, esto con respecto al centro de gravedad, aunque otros autores recomiendan que este valor se obtenga del promedio de las derivas de las esquinas de cada nivel al cual se asigna el diafragma rígido.

f) Fuerza de Diseño

• Fuerza Cortante Mínima

Cuando realizamos un análisis sísmico de una edificación, requerimos de 2 valores para la cortante basal; un valor para el análisis estático y otro para el dinámico. Esto para conocer el tratamiento de resultados obtenidos de un análisis preliminar, ya que muchas veces es necesario escalar el sismo dinámico frente al sismo estático.

Para este proceso, se dispone los siguientes criterios; para **edificaciones regulares**, la cortante dinámica debe ser mayor que el 0.8 del valor de la cortante estática. Y para **edificaciones irregulares**, la cortante dinámica debe ser menor al 0.9 de la cortante dinámica.

Además, recalamos que se escalan todos resultados para el control del análisis sísmico, sin considerar los esfuerzos internos obtenidos del análisis dinámico con respecto al análisis estático.

Para estructuras regulares:

$$VE \geq 80\%VD$$

Para estructuras irregulares:

$$VE \geq 90\%VD$$

Dónde:

- VE: Cortante estática.
- VD: Cortante dinámica.

Si no se cumplen estas condiciones, se deberán multiplicar por este factor todos los esfuerzos y fuerzas internas obtenidas, pero no los desplazamientos.

$$FE = \frac{CE}{CD}$$

Dónde:

- FE= Factor de escalar.
- CE=Cortante estática.
- CD=Cortante dinámica.

- **Fuerzas Internas de Diseño**

Para el Diseño en Concreto Armado, se considera además de los esfuerzos obtenidos por las fuerzas sísmicas, también las resultantes de las cargas vivas y muertas. Esto para las “Combinaciones de carga”, las cuales el software tomara para el diseño la “Envolvente” de cargas.

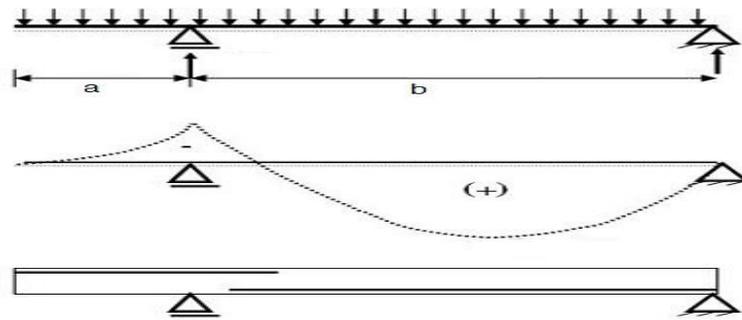


Figura N° 2.23. Ejemplo de Momento Flector en una Viga, necesario para el acero de refuerzo

2.1.3.1.4 INTERACCION SISMICA SUELO-ESTRUCTURA

Al realizar un análisis sísmico para una estructura es necesario incorporar los efectos de las I.S.E. Puesto que, un evento sísmico afecta la respuesta estructural a través de su fundación. Siendo la rigidez del suelo, la tipología y disposición de la fundación, así mismo la clase de sistema estructural de la edificación, interactúan mutuamente, caracterizando los efectos sísmicos sobre la estructura en cuestión.

De esta manera, al no considerar la rigidez del suelo de fundación en el análisis sísmico, nos podría llevar hacia discrepancia entre la respuesta sísmica real y la estimada.

La I.S.E. incorpora el suelo dentro del análisis estructural, mediante los coeficientes de rigidez, los cuales dependen de las propiedades inerciales de los suelos y de la cimentación. Actualmente disponemos de diversos modelos de I.S.E. Partiendo de uno de los modelos más básicos, asignado un valor de rigidez del suelo en la dirección vertical. Arribando en modelos que definen hasta 6 rigideces al suelo, en función de los grados de libertad.

Tales como; los modelos dinámico propuestos por D.D. Barkan-O.A. Savinov, V.A. Ilivech y S.A. Sarsigan (con 5 coef. de rigidez) y el modelo de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 (con 6 coef. de rigidez del suelo).

a) La Interacción Suelo-Estructura⁷

Últimamente se está prestando relevancia a la problemática de la I.S.E. debido a su importancia en su aplicación. En líneas generales este problema se puede formular como el contacto dinámico de la edificación (estructura) y el suelo de fundación (base).

Actualmente, sobre esta temática, considera que incluso modelos básicos de I.S.E. influyen en el comportamiento esfuerzo-deformación de la estructura.

Sin embargo, esta problemática dista mucho de una formulación real, pues dicho modelo matemático posee una gama de soluciones, las cuales necesitan de una profunda investigación. Actualmente se dispone de varias partes de la problemática planteada, utilizando enfoques como considerar a la base de fundación un semi espacio elástico y la acción del sismo un proceso formado por ondas, así se resuelve problemas de difracción ondulatoria en la fundación, determinando el comportamiento sísmico en la estructura.

Una aproximación acorde a la metodología ingenieril, se involucra con los factores de rigidez en la fundación, determinada a la investigación experimental, y experimentales-teóricos, que sostienen el comportamiento ondulatorio de los sismos.

⁷ Genner Villarreal Castro, "Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas", 9-10.

b) La No Linealidad Geométrica y Física⁸

Actualmente la problemática de la no linealidad geométrica se dirige principalmente hacia una estructura de tipo flexible, condicionando el resultado frente a un análisis sísmico.

Contrariamente, la no linealidad física, se fórmula claramente utilizando las características y propiedades del material de construcción, mediante el diagrama no lineal de esfuerzo-deformación o fuerza vs desplazamiento.

Esta temática es significativa en las construcciones de C°A°. Ya que se sabe del problema en la correcta aproximación del diagrama de deformación lineal, principalmente frente a eventos sísmicos intensos (sismos severos).

Además, que, actualmente contamos investigaciones incompletas aun, sobre el tema en cuestión, tales son propuestas por; N. A. Nikolaenko, Yu. P. Nazarov, V. A. Rzhovski, entre otros.

c) El Trabajo Espacial y Los Múltiples Componentes de la Acción Sísmica⁹

Actualmente la investigación teórica sobre la construcción antisísmica, está muy difundida en todo el mundo. Pero el alcance del esquema normalizado de cálculo, el cual describa el comportamiento verdadero de las estructuras ante un evento sísmico, aún dista mucho de concretarse.

Las normativas vigentes en edificaciones, todavía utilizan el modelo de péndulo invertido, y este no describe cabalmente el comportamiento estructural, descontando algunos casos. Por otro lado, un modelo de cálculo espacial describe eficazmente el estado esfuerzo-deformación de la estructura.

A fin de realizar el cálculo utilizando este esquema espacial, existen diversos softwares de análisis y diseño estructural. Los cuales según normativas incorporadas o su factibilidad en su

⁸ Genner Villarreal Castro, "Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas", 10.

⁹ Genner Villarreal Castro, "Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas" (Trujillo: Imprenta Grafica Norte, 2006), 10-11.

aplicación en el mundo entero, resaltando principalmente los siguientes: SCAD, STARK y LIRA en Rusia. ETABS, SAP2000, COSMOS Y STAAD PRO en Norte América. Robot Millennium utilizados en Inglaterra y Francia. CYPECAD, entre otros.

Consideramos que la esquematización del trabajo espacial, se vincula estrechamente con la concepción actual de que las acciones sísmicas como componentes múltiples, caracterizan el vector y momento principal de la acción sísmica.

d) El Cálculo Sísmico con Acelerogramas¹⁰

En la proyección de edificaciones antisísmicas, el cálculo utilizando los registros de los acelerogramas resulta más laborioso, pero nos ofrece los datos más fehacientes y verídicos a la hora de encontrar los esfuerzos internos en la estructura.

La certeza en el resultado producto del análisis de una estructura, ante un evento sísmico está en función de un modelo matemático veraz, de la fuerza del sismo y de la estructura en cuestión. En líneas generales, se considera al suelo un semi-espacio elasto-plástico heterogéneo. Sin embargo, al calcular una edificación utilizando los acelerogramas, se modela el suelo con infinita rigidez, definiendo una palestra (plataforma) sísmica de C° en la que se ancla la fundación de la estructura. Así, un acelerograma de vibración para esta palestra sísmica, es prácticamente la misma para las estructuras que se construyen allí.

Indudablemente, un acelerograma real ofrece información sobre la reacción dinámica de la fundación, mediante un sensor sísmico. De esta manera, admitimos que la reacción dinámica en la fundación para toda estructura semejante y cercana, será la misma. Sin embargo, si la rigidez de la fundación es mayor, y la resistencia del suelo es más baja, la certeza en los resultados del cálculo, sin considerar la I.S.E. Disminuye.

¹⁰ Genner Villarreal Castro, "Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas" (Trujillo: Imprenta Grafica Norte, 2006), 14-15.

e) Esquemas de Cálculo en Edificaciones, considerando la Flexibilidad de la Base de la Fundación¹¹

La aplicación de la I.S.E. Condiciona a un cambio de enfoque en el esquema de cálculo de una estructura, pues esta se debe analizar desde una perspectiva conjunta de trabajo entre la edificación y su base (suelo de fundación).

Bajo esta perspectiva, se demuestra que la idealización del modelo empotramiento tradicional (empotramiento perfecto) entre la columna y la fundación, demanda de una formulación adecuada, para condiciones de frontera dentro de la mecánica de un cuerpo sólido, respecto a una concepción a detalle de las características de estos apoyos de fijación.

Por lo tanto, para esclarecer la formulación de esta problemática, debemos partir de la idealización más básica del modelo de I.S.E. En otras palabras, el famoso “péndulo invertido”, mismo que asigna masas puntuales correspondientes a cada nivel de entrepiso. Admitiendo el carácter elástico-flexible de la base de fundación. Esbozando el siguiente esquema:

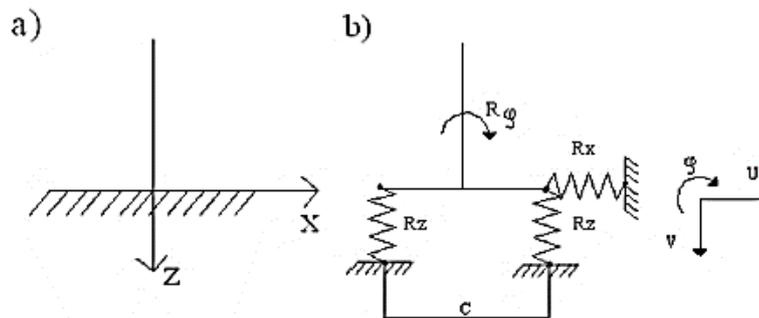


Figura N° 2.24. Esquemas de cálculo de la condición de fijación para una estructura tipo péndulo invertido
Fuente: Genner Villarreal

- a) Modelo tradicional.
- b) Modelo considerando la flexibilidad de la base de fundación.

Siendo “c”, el ancho de cimentación.

¹¹ Genner Villarreal Castro, “Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas” (Trujillo: Imprenta Grafica Norte, 2006), 24-28.

Observamos que cada conexión es de tipo elástico-flexible cumpliendo la condición de sistema geométrico invariable. Definiendo 3 reacciones:

$$R_X = K_X * u$$

$$R_Z = K_Z * v$$

$$R_\phi = K_\phi * \phi$$

Donde:

K_X, K_Z, K_ϕ : Coeficientes de rigidez de las conexiones;

u, v : Desplazamientos en las direcciones x, z;

ϕ : Angulo de giro.

Siguiendo el proceso de cálculo, de acuerdo con el método propuesto por la "Norma Rusa SNIP II-7-81", se debe determinar la frecuencia y el periodo de vibración libre.

Así, según el concepto de cálculos dinámicos de sistemas con grado de libertad "n", lo resolvemos mediante soluciones de valores propios, con sistemas de ecuación algebraica:

$$\left(\delta_{11} + \frac{1}{\lambda^2} \right) x_{11} + \delta_{12} x_{12} + \delta_{13} x_{13} + \dots + \delta_{1n} x_{1n} = 0$$

$$\delta_{21} x_{21} + \left(\delta_{22} + \frac{1}{\lambda^2} \right) x_{22} + \delta_{23} x_{23} + \dots + \delta_{2n} x_{2n} = 0$$

$$\delta_{31} x_{31} + \delta_{32} x_{32} + \left(\delta_{33} + \frac{1}{\lambda^2} \right) x_{33} + \dots + \delta_{3n} x_{3n} = 0$$

.....

$$\delta_{n1} x_{n1} + \delta_{n2} x_{n2} + \delta_{n3} x_{n3} + \dots + \left(\delta_{nn} + \frac{1}{\lambda^2} \right) x_{nn} = 0$$

Donde:

δ_{ik} : Coeficientes del sistema de ecuaciones canónicas del método de las fuerzas, que deben de calcularse considerando la flexibilidad de la base de fundación, es decir, su desplazamiento y giro;

x_{ik} : Coeficientes de amplitud de las formas libres de vibración.

Los coeficientes δ_{ik} se determinan a través de la siguiente fórmula:

$$\delta_{ik} = \delta_{ik}^0 + \frac{1}{K_x} + \frac{H_i \cdot H_k}{K_\phi}$$

Donde:

δ_{ik}^0 : Coeficientes del sistema de ecuaciones canónicas, determinados a partir de la condición de inexistencia de la flexibilidad de la base de fundación;

H_i, H_k : Distancias hasta las masas puntuales i y k.

Observamos que lo esencial de considerar la flexibilidad del suelo, deriva en deferir cada coeficiente dentro del sistema de ecuación. Para demostrar que al aplicar la metodología de desplazamientos, obtenemos un resultado análogo al sistema dinámico inicial de orden “n”, reemplazando cada coeficiente; “ δ_{ik} ” por “ r_{ik} ” y “ $1/\lambda^2$ ” por “ λ^2 ”, en el sistema de ecuación canónica del método de desplazamientos.

De esta manera, la condición flexible de la base del suelo de fundación viene a estar definida por los “**coeficientes rigidez**”; “ K_x ”, “ K_z ” y “ K_ϕ ”.

Bajo esta perspectiva, la esquematización plana en el cálculo de estructuras frente al factor horizontal de la acción sísmica, el coeficiente “ K_z ” modifica los resultados del cálculo de la edificación, puesto que en los elementos de corte (como una columna), aparecen F. Axiales, producto de la condición flexible del suelo de fundación.

La normativa Rusa, SNIP II-7-81, considera que la masa de entepiso se fijan a los nudos (Fig. 2.25-a), donde para esta esquematización las losas de entepiso se consideran infinitamente rígidas a flexión. En la figura 2-25-b, se observa 5 masas (puntuales) equidistantes por nivel, presentando la problemática de considerar la losa a flexión.

De esta manera, al cambiar la concepción del modelo planar por el esquema espacial, la problemática de considerar la base flexible del suelo de fundación se incrementará. Especialmente, la característica espacial de trabajo de la “armazón estructural”, condiciona la posible aparición de vibraciones torsionales en columnas, definiendo una esquemática espacial de cálculo (Fig. 2.26).

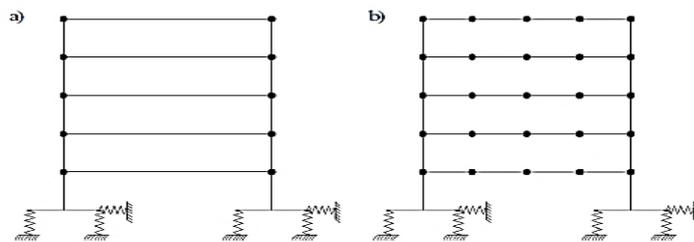


Figura Nº 2.25. Modelo del cálculo dinámico aproximado de estructuras en el plano.
Fuente: Genner Villarreal

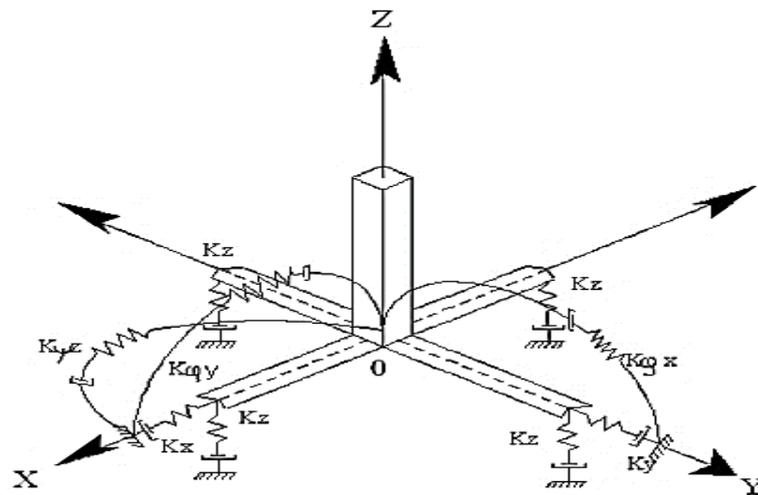


Figura Nº 2.26. Esquema espacial de cálculo de una zapata aislada.
Fuente: Genner Villarreal

Siendo “O”, el C.R. de la fundación.

De esta manera, el inconveniente fundamental de considerar la flexibilidad del suelo deriva en determinar el coeficiente de rigidez del suelo (fig. 2.26).

K_z : Coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme; (kN/m)

K_x, K_y : Coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme; (kN/m)

$K_{\phi x}, K_{\phi y}$: Coeficientes de rigidez de compresión no uniforme; (kN.m)

$K_{\psi z}$: Coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme; (kN.m)

En la figura N° 2.26, analizamos la posible consideración de incorporar los factores de amortiguación; relativos ($\xi_z, \xi_x, \xi_\phi, \xi_\psi$) o sus módulos ($\Phi_z, \Phi_x, \Phi_\phi, \Phi_\psi$).

Tal que, describimos las siguientes vibraciones:

- V. Vertical (En Z).
- V. Horizontales (En X y Y).
- V. Horizontal - Rotacional (Para X y Y).
- V. Rotacional sobre el eje Z (Vertical).

Este esquema (fig. 2.26), necesita ser modificado al considerar los efectos sísmicos de acuerdo a las siguientes premisas:

1. Para el análisis la fundación se considera como un elemento con extrema rigidez (infinitamente rígido).
2. Para la esquemática dinámica de I.S.E. la fundación define su masa en su C.G. respectivo.
3. Definiendo la acción sísmica como un efecto externo, lo describimos como un "vector espacial" $V(t)$ (Para un cálculo más sencillo), el cual actúa en el C.G. de la fundación. Esta acción cinemática se presenta con un oscilograma de aceleración.

En general, se ofrecen información del componente horizontal para un desplazamiento o aceleración. De esta manera, el cálculo sísmico de la acción externa actúa horizontalmente como un vector.

f) Investigaciones y estudios recientes sobre la Interacción Sísmica Suelo-Estructura¹²

Los principios de la I.S.E. se basan en la unión de la Ingeniería Estructural y Geotécnica, esto por la obvia razón que ninguna edificación en su análisis y diseño estructural, puede abstenerse de considerar los efectos de interacción con el suelo de fundación, presentando diversos parámetros de cálculo.

El desarrollo de la informática, mediante el uso computacional permite realizar cálculos, bajo el enfoque de la I.S.E. Incorporando en el análisis, la iteración Suelo-Subestructura-Superestructura (Suelo-Fundación-Estructura).

Este enfoque de cálculo (Con I.S.E.) llega a ser muy relevante para las edificaciones, porque al no considerar en el diseño modelos que consideran la flexibilidad del suelo, podrían despreciar efectos como la deformación diferencial del suelo. El cual afectaría significativamente sobre la redistribución de esfuerzos en toda la estructura, pudiendo poner en peligro la seguridad estructural de la edificación.

Bajo esta perspectiva, el papel de la Ingeniera Civil respecto a la I.S.E. Pretende convertirse en un importante tema de investigación y punto de información, para brindar mayor exactitud de cálculo en el diseño de edificaciones, puesto que toda construcción está anclada al suelo.

Aunque el tema de la I.S.E. dispone de gran cantidad de investigaciones, en estas se excluyeron el carácter No-Lineal de las edificaciones. Jennings-Bielak (1973) y Veletos-Meek (1974), realizaron algunas de las investigaciones sobre I.S.E. utilizando analogías de osciladores simples con sistemas elásticos. Los cuales sugieren que el efecto de interacción inercial se puede aproximar al modificar el periodo fundamental y el amortiguamiento asociado en la edificación con fundación rígida.

¹² Daniel Silva Gutierrez y Gustavo Ipanaque Sanchez, "Interacción Sísmica Suelo – Estructura en Edificaciones Aporticadas" (Tesis de Grado, Universidad Nacional de Piura, 2009), 3.

Otras investigaciones como las de Bielak (1975), Wolf (1985), Avilés, Perez-Rocha (1996), estudiaron el aumento del periodo natural producto de la flexibilidad del suelo e fundación y de la variación del amortiguamiento debido a la radicación de ondas. Dichos autores emplearon para la excitación en la base un Mov. Armónico con amplitud uniforme.

Utilizando el modelo de oscilador equivalente, el efecto de interacción cinemática en las propiedades dinámicas más significativas de la edificación, se evalúan para diversas tipologías de onda sísmica incidente, Todorovsca-Trifunac (1992), Avilés, Perez-Rocha (1998) y Avilez (2002).

. En la actualidad, este enfoque de oscilador se aplica únicamente para considerar el efecto elástico de interacción. Sin embargo, desprecia el comportamiento inelástico de la edificación. Esta perspectiva fue adoptada en las normativas sísmicas ATC (1984) y FEMA (1994) por la facilidad de utilizar espectros de respuesta de campo libre con el periodo y amortiguamiento efectivo del sistema. Ya que el efecto de interacción difiere sustancialmente entre los sistemas elásticos e inelásticos, la recomendación generalizada de normativas y reglamentos que se basan en el estudio de respuesta elástica, pueden resultar inapropiadas en el diseño sísmico de edificaciones típicas. Puesto que sabemos que para dichas edificaciones, se espera que las deformaciones resultantes sean significativamente más grandes que el límite de fluencia, ante un evento sísmico intenso.

Algunas investigaciones sobre la respuesta elástica en edificaciones con apoyo indeformable, fueron realizadas por Velestos (1965, 1969), en las cuales estudio osciladores con un G.D.L. Velestos-Vann (1971), analizando sistemas con varios G.D.L. Dichos autores generaron reglas con una aproximación simple, relacionado deformaciones máximas y la resistencia de fluencia máxima, para estructuras No-Lineales con los valores respectivos a la estructura lineal asociada. Con este fin utilizaron

ondículas sencillas y temblores de banda ancha como excitación. Al no existir una relación similar, que considere la flexibilidad del suelo de fundación con las cuales se pueda estimar la repuesta máxima de estructuras inelásticas, en función de un análisis de interacción lineal. Por lo tanto se necesita de investigaciones más completas que mejoren la comprensión del efecto de interacción en los sistemas No-Lineales. De este modo los resultados podrían ayudar como base en la formulación de criterios de diseño sísmico de edificios con apoyo flexible.

En 1974, Velestos-Verbic estudiaron la respuesta transitoria de una estructura elasto-plástica sobre un semi-espacio, afirmando que el carácter No-Lineal disminuye la rigidez estructural frente al suelo, de esta manera se reduce el efecto de I.S.E. Considerando la respuesta armónica de una edificación con carácter histórico-bilineal, sobre un semi-espacio visco-elástico, en 1978 Bielak comprobó que la deformación de una estructura llegaría a ser significativamente mayor, en comparación con el resultado si dicha estructura estaría soportada por una base rígida. Otro estudio efectuado por Rodríguez-Montes en 1998, México, señala que el efecto de I.S.E. es mayor para un sistema elástico que en uno inelástico, afirmación parecida fue propuesta por Bazán en 1992. Estos investigadores proponen que las respuestas inelásticas de estructuras con fundación en suelos blandos, se pueden aproximar utilizando un espectro de respuesta sobre base rígida, con periodo efectivo del sistema Suelo-Estructura, sin considerar el efecto de interacción en la ductilidad y amortiguamiento de la estructura. Por otro lado, las estructuras que se diseñaron bajo la normativa, carecen de una regla práctica, con la que podamos apreciar en forma sencilla la resistencia necesaria y el desplazamiento esperado para una estructura inelástica, con fundación flexible, partiendo de parámetros afines de una estructura elástica con fundación rígida.

Las consecuencias de la I.S.E. sobre la ductilidad estructural, no se esclarecen completamente en la actualidad. Se busca principalmente:

1. Enunciar un esquema eficaz que considere el efecto inelástico de interacción sobre un sistema simple, excitado por un sismo.
2. Determinar el efecto principal de algunos parámetros considerados, y de la utilidad del efecto elástico e inelástico de interacción.
3. Construir maneras de estimar las respuestas inelásticas de estructuras típicas, excitadas por el mov. efectivo de la fundación, en función de las respuestas inelásticas de osciladores de reemplazo excitados por el mov. de campo libre superficial.

Estudios más actuales, como los realizados por Midorikawa en 1990, quien relaciona la frecuencia de vibración forzada con la frecuencia de vibración ambiental (Ruido Cultural).

Algunas conclusiones propuestas por Mariá-Vila en 1989, exponen que el periodo medido con vibración ambiental y sismo, frente a un terremoto, el periodo fundamental de un edificio llega a ser mayor en comparación al obtenido con vibración ambiental.

En 1992, Savak-Selebi definieron que frente a la I.S.E. El carácter No-Lineal del suelo y el tipo de fundación, determinan el movimiento estructural ante un evento sísmico.

El investigador Midoriwaka en 1990, concluyo que el incremento de rigidez debido a los componentes no estructurales, influyen en la rigidez total de la edificación, en su vibración ambiental. Por otro lado, estos componentes no influyen sobre la rigidez estructural para un valor de amplitud mayor. De este modo al realizar un análisis elástico, utilizando un periodo de vibración ambiental, podríamos aproximar adecuadamente la respuesta, si la aceleración es menor a 200cm/s^2 .

De esta manera, la estimación de la frecuencia fundamental está en función de la resistencia lateral de la estructura, mas no del material de construcción.

Muros de corte	$p = 0.081*(H)^{1/2}$
Aporticado	$p = 0.036*(H)^{1/2}$
Acero	$p = 0.040*(H)^{1/2}$
Muros de corte+mixto+mampostería	$p = 0.019*(H)^{1/2}$

Al realizar el análisis de un edificio ante una excitación dinámica, debemos considerar la I.S.E. Y el efecto de torsión, la flexibilidad del diafragma de piso, la eficacia de juntas de construcción, como de la incidencia de los componentes estructurales. Siendo el periodo de vibración y el amortiguamiento natural de edificio, parámetros importantes del diseño dinámico.

g) Líneas futuras de la Interacción Suelo-Estructura¹³

Actualmente la interacción suelo-estructura está siendo aplicado a diversas áreas de la ingeniería civil, pues hay publicaciones en revistas, libros, ponencias, tesis, etc., que tratan del tema y ha sido aplicado al diseño de; túneles, puentes; redes de alcantarillado sanitario, pluvial y agua, reservorios simplemente apoyados, reservorios de tanque elevado, centrales nucleares, pilotes para puentes y edificaciones, etc.

Por ello los investigadores están teniendo en cuenta lo siguiente; la I.S.E. considera la flexibilidad de la base (suelo), en la cimentación (fundación), de esta manera una edificación, no se comporta como si estuviera empotrada a suelo. Entonces, en la estructura existe recorrido de la energía de la edificación al suelo y del suelo al edificio, lo cual hace hincapié en profundizar el estudio de la IS.E. y su aplicación a las diversas obras, no solo a edificaciones.

¹³ Daniel Silva Gutierrez y Gustavo Ipanaque Sanchez, "Interacción Sísmica Suelo – Estructura en Edificaciones Aporticadas" (Tesis de Grado, Universidad Nacional de Piura, 2009), 4-6.

2.1.3.1.5 MODELOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

2.1.3.1.5.1. MODELO BÁSICO DE I.S.E. – MODULO DE WINKLER¹⁴

Este modelo está en función al parámetro conocido como “Modulo de Balasto Vertical”. Dicho modulo expresa una constante de proporcionalidad entre presiones y asientos para cada tipo de terreno.

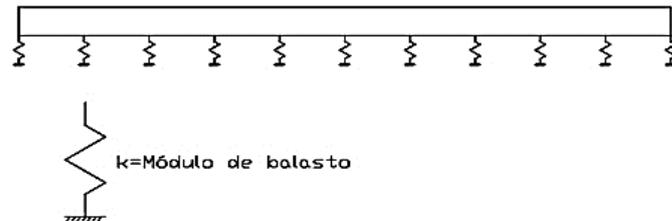


Figura N° 2.27. Modelo idealizado del Módulo de Balasto

Fuente: Demecanica.com/Geotecnia

El denominado “Módulo de Balasto”, “Módulo de Reacción del Suelo (Modulus of Subgrade Reaction)”, “Coeficiente de Sulzberger” o “Módulo de Winkler”, Lo estudiaron diversos investigadores, entre ellos, Terzaghi. Dicho módulo, está en función del terreno y de otras propiedades como la geometría de la fundación, como de las propiedades de la edificación que esta sostenida por este terreno (I.S.E.)

Este valor está definido como; la tensión necesaria (q) para penetrar una placa de espesor 0.05 plg sobre el suelo, generando un desplazamiento (deformación – asentamiento) de 0.127 cm. En otras palabras, este valor define la pendiente en la recta que parte del origen de coordenadas y corta la curva “Tensión-Deformación”, la cual describe un valor de 0.127 cm de asentamiento.

¹⁴ COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO LINEAL Y NO LINEAL, EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ALTO, CON DISIPADORES DE ENERGIA E INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA - Gustavo Vladimir, Condori Uchiri

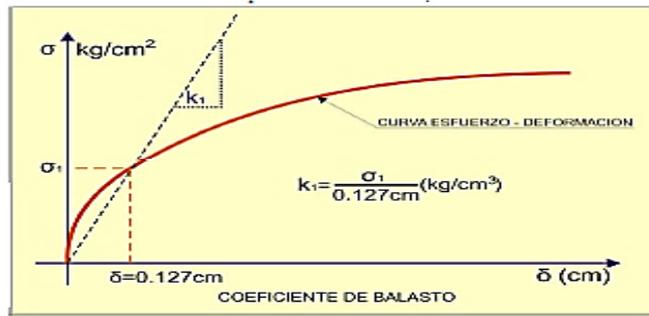


Figura Nº 2.28. Curva esfuerzo-deformación, coeficiente de balasto

Fuente: Gustavo Condori

Dicho valor lo obtenemos por medio de un ensayo de carga al suelo, usando la placa de metal rígido “k30” (Cuadrada o circular).

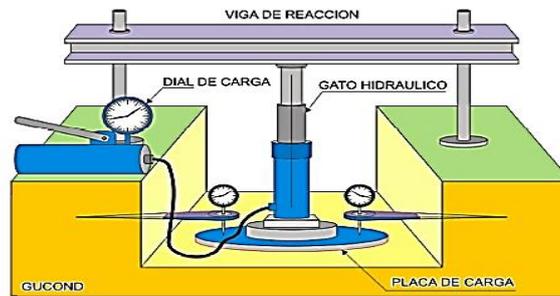


Figura Nº 2.29. Ensayo de Placa de carga

Fuente: Gustavo Condori

En esta sección se utilizamos los valores de módulos de balasto relacionados al valor del esfuerzo, extraídos de la investigación de la U.P.C. (Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España), del autor Nelson Mórrison-1993, en su trabajo de post-grado.

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Tabla N° 2.5. Módulo de Balasto – Nelson Mórrison

2.1.3.1.5.2. MODELOS DINÁMICOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA¹⁵

a) MODELO DINÁMICO D.D. BARKAN - O.A. SAVINOV

El ruso D.D. Barkan en el año de 1948, por medio de mucha investigación y experimentación, con el fin de obtener los coeficientes de rigidez de una cimentación, propone las relaciones:

$$K_z = C_z * A$$

$$K_x = C_x * A$$

$$K_\phi = C_\phi * A$$

¹⁵ Genner Villarreal Castro, "Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas" (Trujillo: Imprenta Grafica Norte, 2006), 29-34.

Donde:

C_z, C_ϕ : Coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme;

C_x : Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme;

A : Área de la base de la cimentación;

I : Momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración.

En cuanto a C_z, C_x, C_ϕ , no están únicamente en función de la propiedad elástica del suelo, de este modo deben ser analizadas bajo características generalizadas de la base de fundación.

Para este fin, aplicamos el modelo M.M. Filonenko – Borodich y el análisis del semi-espacio isotrópico de poco peso. Dando resultados producto de esta investigación, las relaciones que se exponen a continuación:

$$C_z = \chi_z \cdot \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}}$$
$$C_x = \chi_x \cdot \frac{E}{(1+\chi_x\mu)(1+\mu)} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}}$$
$$C_\phi = \chi_\phi \cdot \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}}$$

Donde:

$\chi_z, \chi_x, \chi_\phi$: Coeficientes, dependientes de la relación de las dimensiones de la base de la cimentación;

μ : Coeficiente de Poisson.

Sin embargo, diversos investigadores demostraron que estas expresiones derivan en algunos errores, más en grandes rasgos son cercanas a lo real.

Señalando que para este modelo existen algunas deficiencias, como no explicar la relación entre los coeficientes C_z, C_x, C_ϕ , con la geometría de la fundación, además de no incorporar la propiedad inercial del suelo.

Las investigaciones teóricas del científico O.A. Shejter, dieron algunas luces a este modelo, quien partió de la problemática de la vibración forzada en una cuña circular pesada, apoyada en un semi-espacio elástico-isotrópico. Siendo que esta concepción de usar una masa adicional del suelo, no repercutió importante mente en la investigación, sus estudios y experimentos ayudaron a denostar la relación entre los coeficientes C_z , C_x , C_ϕ , con la capacidad admisible “ ρ ”, de la cimentación sobre la base.

Así, las expresiones finales para determinar estos parámetros (Coeficientes de compresión y desplazamiento), ideados por D.D.Barkan-O.A.Savinov, son los siguientes:

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_x = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_\phi = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

Donde:

C_0, D_0 : Coeficientes determinados a través de experimentos realizados para $\rho = \rho_0$;

a, b : Dimensiones de la cimentación en el plano;

Δ : Coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a

$$\Delta = 1m-1.$$

El valor del parámetro “ D_0 ”, lo podemos obtener de forma empírica, y se calcula con la siguiente expresión:

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0,5\mu} \cdot C_0$$

De manera aplicable y práctica, podemos utilizar las siguientes fórmulas:

$$C_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{1-\mu^2} \cdot 10^{-3} \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

$$D_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{(1+\mu)(1-0,5\mu)} \cdot 10^{-3} \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

Donde:

E_o : Módulo de elasticidad, calculado experimentalmente para presión estática del suelo de 0,1-0,2 kg/cm².

Podemos utilizar la tabla N°2.6, para obtener un valor para el coeficiente “Co”, siendo $p_o = 0,2$ kg/cm². Esto en función de la tipología del suelo.

Indicamos que este modelo, es de tipo Teórico-Experimental, basado en la relación-interacción, de la fundación con el suelo, mediante el proceso de vibración forzada.

Esta investigación permitió la crítica científica, sobre la aplicación de la I.S.E. en el cálculo sísmico de edificios, pues se sabe que este sistema (Suelo-Estructura), ante un evento sísmico se analiza como un proceso ondulatorio no-estacionario.

Perfi I	Base de fundación	Suelo	C_o (kg/cm ³)
S1	Roca o suelo muy rígido	Arcilla y arena arcillosa dura ($I_L < 0$)	3.0
		Arena compacta ($I_L < 0$)	2.2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa.	2.6
S2	Suelo intermedio	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0.25 < I_L \leq 0.5$)	2.0
		Arena plástica ($0 < I_L \leq 0.5$)	1.6
		Arena polvorosa medio densa y densa ($e \leq 0.80$)	1.4
		Arena de grano fino, mediano y grueso independiente de su densidad y humedad	1.8
S3	Suelo flexible o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0.5 < I_L \leq 0.75$)	0.8
		Arena plástica ($0.5 < I_L \leq 1$)	1.0
		Arena polvorosa, saturada, porosa ($e > 0.80$)	1.2
S4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_L > 0.75$)	0.6
		Arena movediza ($I_L > 1$)	0.6
Según el Libro del Dr. Genner Villarreal Castro "Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas" . . .			

Tabla N° 2.6. Valores del coeficiente C_o cuando $p_o = 0,2$ kg / cm.

b) MODELO DINÁMICO V.A. ILICHEV

En un principio este modelo dinámico, propuesto por V.A. Ilivech, se aplicó a la problemática ondulatoria de la I.S.E. Idealizado en un semi-espacio elástico. Inicialmente este concepto se utilizó a casos de la vibración vertical de fundaciones de forma circular, apoyada en un semi-espacio elástico-isotrópico. La esquemática del modelo idealizado para calcular este modelo es la siguiente:

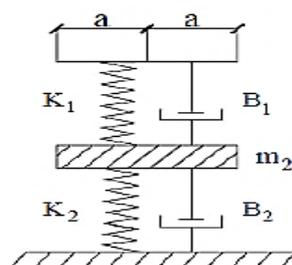


Figura Nº 2.30. Esquema del modelo Dinámico de V.A. Illichev
Fuente: Genner Villarreal

El componente de la parte de arriba del esquema idealiza una placa ingravida, en la que existe un resorte (k_1) u un amortiguador (B_1), los cuales simulan el efecto de una onda longitudinal. Estos factores (k_1 y B_1) están en función del diámetro de la placa, las velocidades de onda longitudinal y densidades de los materiales del semi-espacio, más no está en función del coef. de poisson (μ) y las velocidades de onda transversal (C_2).

El componente de abajo idealiza el carácter dinámico de la placa, frente a una onda trasversal y de tipo "Rayleigh". Los valores de m_2 , B_2 y k_2 están en también función de la medida de la placa, y densidades del medio, por otro lado, si están en función además de " μ " y " C_2 ". Exceptuando las velocidades de onda longitudinal. Cabe aclarar que la modelación discrimina la acción de las odas de tipo longitudinal sobre la transversal, como de la de tipo "Rayleigh", sobre la dinámica de la placa.

Este tipo de onda longitudinal resiste el movimiento de la fundación, simulado por la placa, relacionado con desplazamientos y velocidades. Por otro lado, la onda transversal y la onda del tipo “Rayleigh” influye resistencia en relación con aceleraciones de la placa, que repercute por la “m2”.

El presente modelo determina un sistema de un 1.5 G.D.L. En el cual el componente de abajo sugiere 1 G.D.L. Y el medio G.D.L. lo representa el componente de arriba del sistema.

Más adelante dicho modelo generalizo la vibración horizontal y rotacional de la fundación, apoyada en una base elástica, que tiene una varianza lineal en los parámetros de sus deformaciones, a lo largo del fondo del suelo de cimentación. Particularmente, esta varianza del módulo de la deformada (E_z) de la base de cimentación, tiende a aproximarse a la siguiente expresión:

$$E_{(z)} = E_0 \left[tg\psi \frac{z}{\alpha} + 1 \right]$$

Donde:

E_0 : Módulo de deformación del suelo en la superficie;

Z : Coordenada de la profundidad del suelo de fundación, respecto a su superficie;

ψ : Ángulo de fricción interna del suelo;

$\alpha = 1m$

Esta relación define un cambio de la propiedad de la deformación en la base de fundación, hasta una depresión de “5a” (Para una vibración vertical) y de “3a” para una vibración rotacional, siendo “2a” en vibración horizontal.

$$a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

Siendo:

- a: Radio asumido de la base de fundación.

- A: Área de la base de fundación.

Siendo estos parámetros de tipo adimensional, de modelamiento mecánico en la base con 1.5 G.D.L. Presentando una función de linealidad para $A^{(1/2)}$.

$$Y = Y_0 + Y_1 \operatorname{tg} \psi \sqrt{\frac{A}{\alpha}}$$

Donde:

- Y : Cualquier parámetro con índice o sin índice;
- $B_{z1}, K_{z1}, m_z, b_{z2}, K_{z2}$: Coeficientes para las vibraciones verticales, donde el amortiguador b_{z1} y la rigidez K_{z1} corresponden a la parte superior del modelo (medio grado de libertad) y los coeficientes m_z, b_{z2}, K_{z2} a la parte inferior (un grado de libertad);
- $b_{\phi 1}, K_{\phi 1}, m_{\phi}, b_{\phi 2}, K_{\phi 2}$: Parámetros análogos para las vibraciones rotacionales;
- $b_{x1}, K_{x1}, m_x, b_{x2}, K_{x2}$: Coeficientes para las vibraciones horizontales.

Los valores de “Yo” y “Y1” se obtienen de las tablas N° 2.7 y 2.8, en función de la clase de vibración y del valor del coeficiente “μ”, del suelo.

μ	b_{0z1}	K_{0z1}	m_{0z}	b_{0z2}	K_{0z2}
0,25	5,34	21,80	2,80	6,21	7,50
0,35	6,44	26,30	3,12	6,90	8,40
0,45	10,53	43,00	3,29	7,50	9,20
μ	$b_{0\phi 1}$	$K_{0\phi 1}$	$m_{0\phi}$	$b_{0\phi 2}$	$K_{0\phi 2}$
0,25	1,36	5,60	1,00	1,60	7,50
0,35	1,63	6,70	1,03	1,70	7,90
0,45	2,50	10,70	0,84	1,60	7,30
μ	b_{0x1}	K_{0x1}	m_{0x}	b_{0x2}	K_{0x2}
0,25	3,10	12,40	1,80	5,20	7,60
0,35	3,10	12,40	1,90	5,70	8,30
0,45	3,10	12,40	2,10	6,40	9,20

Tabla N° 2.7. Valores de los coeficientes verticales, rotacionales y horizontales.

μ	b_{1z1}	K_{1z1}	m_{1z}	b_{1z2}	K_{1z2}
0,25	0,87	3,56	0,56	0,62	2,88
0,35	1,06	4,34	0,62	0,78	3,50
0,45	1,81	7,41	0,69	0,78	3,72
μ	$b_{1\phi1}$	$K_{1\phi1}$	$m_{1\phi}$	$b_{1\phi2}$	$K_{1\phi2}$
0,25	0,22	1,16	0,12	0,12	1,34
0,35	0,28	1,41	0,16	0,12	1,81
0,45	0,50	1,97	0,16	0,12	1,81
μ	b_{1x1}	K_{1x1}	m_{1x}	b_{1x2}	K_{1x2}
0,25	0,53	2,09	0,28	0,75	1,53
0,35	0,53	2,09	0,31	0,84	1,87
0,45	0,53	2,09	0,37	0,84	1,91

Tabla N° 2.8. Valores de los coeficientes verticales, rotacionales y horizontales.

Los factores adimensionales “Y”, pueden calcularse dimensionalmente por medio de las siguientes relaciones:

- Vibración rotacional:

$$K_{\phi} = (C_2)^2 \cdot \rho \cdot k_{\phi} \cdot a^3$$

$$B_{\phi} = (C_2) \cdot \rho \cdot b_{\phi} \cdot a^4$$

$$M_{\phi} = \rho \cdot a^5 \cdot m_{\phi}$$

- Vibración horizontal/vertical.:

$$K_{X(Z)} = (C_2)^2 \cdot \rho \cdot k_{X(Z)} \cdot a$$

$$B_{X(Z)} = (C_2) \cdot \rho \cdot b_{X(Z)} \cdot a^2$$

$$M_{X(Z)} = \rho \cdot a^3 \cdot m_{X(Z)}$$

Donde:

C_2 : Velocidad de propagación de la onda transversal;

ρ : Densidad del suelo de la base de fundación.

Para efectos de simplificación, podemos eliminar la masa “m2”, siempre que; $0 \leq \mu \leq 0,4$.

Si consideramos la conexión entre la rigidez de los resortes “k1” y “k2”, como consecutivas, hallamos la rigidez equivalente, dada por:

$$K = \frac{K_1 * K_2}{K_1 + K_2}$$

El modelo dinámico descrito anteriormente, es puramente teórico presentando una solución al I.S.E. bajo la perspectiva del modelo del semi-espacio elástico.

c) MODELO DINÁMICO A.E. SARGSIAN

El investigador A.E. Sargsian, presento un modelo dinámico de I.S.E. Con propósitos académicos, fundamentando su análisis con factores cuasi-estáticos de rigideces para la base de fundación (K_x, K_ϕ, K_z). Los cuales se calculan con las siguientes relaciones:

$$K_x = \frac{28,8.(1 - \mu^2) \rho.C_2^2 \sqrt{A}}{\pi.(7 - 8\mu)}$$

$$K_\phi = \frac{8,52.\rho.C_2^2 I}{\sqrt{\pi}.(1 - \mu).\sqrt{A}}$$

$$K_z = \frac{\rho.C_1^2 \sqrt{A}}{\Phi.(1 - \mu^2)}$$

Donde:

P : Densidad del suelo de fundación;

A : Área de la base de la cimentación;

I : Momento de inercia del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración;

$\Phi = 0,833$

C_1 : Velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación;

C_2 : Velocidad de propagación de las ondas transversales.

Bajo el fundamento del semi-espacio elástico, los parámetros como; la velocidad de propagación de onda, longitudinal y transversal, se obtienen con las siguientes expresiones:

$$C_1^2 = \frac{(1 - \mu).E}{(1 + \mu).(1 - 2\mu).\rho}$$

$$C_2^2 = \frac{E}{2.(1 + \mu).\rho}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad de la base de fundación.

d) MODELO DINÁMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

Para calcular cada coeficiente de rigidez, utilizamos las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned}K_Z &= C_Z * A \\K_X &= C_X * A \\K_\varphi &= C_\varphi * I_\varphi \\K_\psi &= C_\psi * I_\psi\end{aligned}$$

Donde:

A : Área de la base de la cimentación (m²);

I_φ : Momento de inercia (m⁴) del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración;

I_ψ : Momento de inercia (m⁴) del área de la base de la cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia).

Además:

- Kz: Coef. Rig. de compresión elástica uniforme (Tn/m).
- Kx: Coef. Rig. de desplazamiento elástico uniforme (Tn/m).
- Kφ: Coef. Rig. de compresión elástica no uniforme (Tn.m)..
- Kψ: Coef. Rig. de desplazamiento elástico no uniforme (Tn.m).

La característica elástica principal de la fundación (Cz), Coef. de compresión elástica uniforme (T/m3), se obtiene por ensayo experimental, se otra forma se calcula por la siguiente expresión:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right)$$

Donde:

Bo : Coeficiente (m⁻¹) asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas igual a 1,5;

E : Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación, kPa (T/m2), determinadas por tablas 3 y 4 del anexo o en forma experimental;

$$A_{10} = 10m^2$$

Los coeficientes de compresión y desplazamiento, se calculan con las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned} C_x &= 0,7 C_z \\ C_\phi &= 2 C_z \\ C_\psi &= C_z \end{aligned}$$

Siendo:

- Cx: Coef. de desplazamiento elástico uniforme (Tn/m3).
- Cφ: Coef. de compresión elástica no uniforme (Tn.m3)..
- Cψ: Coef. de desplazamiento elástico no uniforme (Tn.m3).

Considerando la propiedad de amortiguamiento en la base de fundación, tenemos que determinarlo por medio de un ensayo de laboratorio. Siendo este el amortiguamiento relativo (ξ). Si no se dispone de información experimental,

entonces el amortiguamiento relativo para una vibración vertical se obtiene por la siguiente forma:

En el caso que no existan datos experimentales, la amortiguación relativa para las vibraciones verticales ξ_z , se puede determinar por las fórmulas:

- Vibración armónica (establecida o conocida).

$$\xi_z = \frac{2}{\sqrt{P_m}} \quad \left(\xi_z = \frac{0,7}{\sqrt{P_m}} \right)$$

- Vibración desconocida (impulsos).

$$\xi_z = 6 \sqrt{\frac{E}{C_z P_m}} \quad \left(\xi_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z P_m}} \right)$$

Donde:

E - módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación

C_z - coeficiente de compresión elástica uniforme

P_m - presión estática media en la base de la cimentación. $P_m \leq \gamma_{ts} R$

Siendo:

γ_{ts} : Coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, asumido igual a 0,7 para arenas saturadas de grano fino o polvorosa y arcillas de consistencia movediza; y para el resto de suelos es igual a 1;

R : Resistencia de cálculo del suelo de fundación, determinado por la Norma Rusa SNIP 2.02.01-83

De esta manera, amortiguamientos relativos, en vibración horizontal y rotacional respecto a la abscisa y ordenada, se obtienen por medio de las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned} \xi_x &= 0,6 \xi_z \\ \xi_\varphi &= 0,5 \xi_z \\ \xi_\psi &= 0,3 \xi_z \end{aligned}$$

Además, podemos utilizar como parámetro de amortiguamiento, el módulo de amortiguamiento vertical (Φ_z), usando las siguientes formas:

- Vibración armónica (establecida o conocida).

$$\Phi_z = \frac{1,6}{\sqrt{C_z}} \quad \left(\Phi_z = \frac{0,5}{\sqrt{C_z}} \right)$$

- En caso de una Vibración desconocida (impulsos), el factor " Φ_z " es el doble del valor para el caso anterior.

Mencionamos que las relaciones contenidas en paréntesis, representan a la unidad técnica de medida.

También, el módulo de amortiguamiento en vibración horizontal y rotacional respecto a la abscisa y ordenada, pueden ser obtenidos por las expresiones siguientes:

$$\Phi_x = 0,6\Phi_z$$

$$\Phi_\varphi = 0,5\Phi_z$$

$$\Phi_\psi = 0,3\Phi_z$$

2.1.3.1.6 DEFINICION DE TERMINOS¹⁶

- **Aceleración:** Variación de la velocidad de movimiento del suelo por unidad de tiempo.
- **Acelerograma:** Registro de la aceleración del suelo en función del tiempo.
- **Elemento Estructural.** Elemento que soporta carga axial, de corte o momento flector, pueden ser vigas, columnas, losas, placas, muros portantes.
- **Escala de Mercalli:** Denominada así, en honor al físico Giuseppe Mercalli. Esta es una escala simbólica graduado con doce valores

¹⁶ "ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO ESTRUCTURA PARA REDUCIR ESFUERZOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EDIFICACIONES REGULARES E IRREGULARES CON ZAPATAS AISLADAS EN HUARAZ" - EFRAIN MANUEL LOPEZ SOTELO – Pág. 37

que valoran la intensidad de un evento sísmico, mediante los efectos y daños en las estructuras.

- **Escala de Richter:** Denominada así en honor a Charles Richter. Esta es una escala sismológica, denominada “Escala de Magnitud Local”, tiene una graduación arbitraria de orden logarítmico, la cual describe la energía que se libera en un evento sísmico, por medio de un valor numérico.
- **Escalas de intensidad sísmica:** Refieren a los valores que califican la intensidad sísmica en grados discretos e función al efecto observable In-Situ. Actualmente se utilizan las escalas; Internacional (MKS) y la de Mercalli Modificada (MM), con 12 graduaciones.
- **Escalas de magnitud sísmica:** Refiere a los valores que califican un evento sísmico en función a su amplitud, periodo y duración de ondas, las cuales se registra mediante sismógrafos.
- **Ingeniería Sísmica:** Es la aplicación de la ingeniería civil y la ingeniería estructural, la cual se dedica al estudio de estructuras, edificaciones y distintas obras civiles, sujetas a cargas de origen sísmico, con el fin de y salvaguardar las vidas humanas y recursos materiales.
- **Intensidad sísmica:** Es la representación cualitativa de la intensidad de un evento sísmico. Esta fuerza se puede cuantificar por el efecto de dicho evento, en las distintas edificaciones, estructuras, objetos y percepción de personas, etc.
- **Magnitud sísmica:** Refiere el valor de la intensidad sísmica, la cual cuantifica la fuerza del sismo en función de la energía que se libera en el hipocentro.
- **Periodo de retorno:** Determinada por la duración promedio, entre una ocurrencia sísmica y la siguiente, dentro de un rango de magnitud sísmica.
- **Riesgo sísmico:** Refiere a la estimación matemática de la probabilidad en las pérdidas humanas y daños de bienes, sobre un determinado lapso de tiempo y un determinado sector.

- **Sismo:** Liberación súbita de energía liberado por el movimiento de grandes volúmenes de roca en el interior de la tierra.
- **Sismógrafo:** Es un aparato que registra el movimiento de la superficie terrestre respecto al tiempo, debido a un evento sísmico.
- **Sismología:** Es la Ciencia encargada del estudio de los sismos, sus fuentes, propagación de onda sobre la superficie terrestre.
- **Suelo de fundación:** Capa de suelo bajo la estructura.
- **Terremoto:** Movimiento convulsivo de la superficie de la tierra, debido a la actividad tectónica de placas o fallas geológicas.
- **Vulnerabilidad sísmica.** Define la probabilidad de que una estructura sufra daños cuando se somete a un sismo.
- **Esfuerzos.** Se refiere a los esfuerzos internos sobre un elemento estructural, sean; Fza. Axial, Fza. Cortante y Mto. Flector.

2.1.3.1.7. PARAMETROS DE DISEÑO

- Tipo de Edificación: Edificación Aporticada de Concreto Armado.
- Niveles: 4.
- Tipo de Suelo: Clasificación SUCS – **SC-SM** (Arena Arcillo-Limosa).
 - Profundidad de Desplante (Df): 1.80 m
 - Angulo de fricción (ϕ): 27°
 - Cohesión (c): 0.6 kg/cm^2
 - Contenido de Humedad natural: 5.2%
 - Peso específico (γ_m): 1.8 gr/cm^3
 - Módulo de Elasticidad (Es): 7000 Tn/m^2
 - Módulo de Corte (G_c): 60 kg/m^2
 - Módulo de Poisson (μ): 0.35
 - Capacidad Admisible de diseño (q_{adm}): 1.6 kg/cm^2 .

2.1.3.1.8. ESPECIFICACIONES Y MATERIALES EMPLEADOS

Concreto:

- Resistencia ($f'c$) = 210 kg/cm^2
- Módulo de Elasticidad (E) = $15000 \cdot \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$

- Módulo de Poisson (μ)= 0.20
- Peso Específico (γ_c)= 2400 kg/m³

Acero Corrugado (ASTM A605):

- Resistencia a la fluencia (f_y)= 4200 kg/cm² (Grado60)
- Módulo de Elasticidad (E)= 2100000 kg/cm²

Recubrimientos Mínimos (R):

- Cimentación: 7.5 cm.
- Columnas y vigas = 4.00 cm.
- Losa Aligerada = 2cm.

2.1.3.1.9. CARGAS UNITARIAS (SEGÚN NORMA E-020)

Según la Norma E-020, tenemos.

Sobrecarga:

- Tiendas : 0.50 Tn/m²
- Viviendas: 0.20 Tn/m²
 - Corredores y escaleras : 0.50 Tn/m²
 - Azotea : 0.10 Tn/m²
 - Acabados : 0.10 Tn/m²
 - Tabiquería : 0.10 Tn/m²

2.2. HIPÓTESIS Y VARIABLES

2.2.1. HIPÓTESIS

2.2.1.1. HIPÓTESIS GENERAL

H₀= Nunca, la Interacción Suelo-Estructura, influirá significativamente el Análisis y Diseño Estructural de una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado. Palián. Huancayo.

H₁= Siempre, la Interacción Suelo-Estructura, influirá significativamente el Análisis y Diseño Estructural de una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado. Palián. Huancayo.

2.2.1.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

HIPÓTESIS ESPECÍFICAS “A”:

H₀= No, existen diferencias significativas en los resultados del análisis estructural mediante el uso del software Etabs de una edificación multifamiliar de concreto armado, considerando y no la Interacción suelo-estructura.

H₁= Sí, existen diferencias significativas en los resultados del análisis estructural mediante el uso del software Etabs de una edificación multifamiliar de concreto armado, considerando y no la Interacción suelo-estructura.

HIPÓTESIS ESPECÍFICAS “B”:

H₀= Nunca, realizar el Análisis de Cargas por Gravedad (Con los controles de; capacidad portante y asentamientos) y el Análisis Sísmico Estático-Dinámico (Con los controles de; las derivas de entrepiso y giro en planta), determinan los pasos necesarios del adecuado Análisis Estructural de una edificación de concreto armado utilizando el software Etabs.

H₁= Siempre, realizar el Análisis de Cargas por Gravedad (Con los controles de; capacidad portante y asentamientos) y el Análisis Sísmico Estático-Dinámico (Con los controles de; las derivas de entrepiso y giro en planta), determinan los pasos necesarios del adecuado Análisis Estructural de una edificación de concreto armado utilizando el software Etabs.

HIPÓTESIS ESPECÍFICAS “C”:

H₀= No, existen diferencias significativas en el diseño en concreto armado, al considerar y no la interacción suelo-estructura de una edificación multifamiliar de concreto armado.

H₁= Si, existen diferencias significativas en el diseño en concreto armado, al considerar y no la interacción suelo-estructura de una edificación multifamiliar de concreto armado.

2.2.2. VARIABLES E INDICADORES

- **VARIABLE INDEPENDIENTE (x):** Interacción suelo-estructura.
- **VARIABLE DEPENDIENTE (y):** Edificación multifamiliar de concreto armado.

2.2.2.1. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES E INDICADORES

(Ver cuadro 2.1 y 2.2, en las siguientes páginas).

CUADRO Nº 2.1. VARIABLE INDEPENDIENTE (x): INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA.

DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	DEFINICIÓN OPERACIONAL	INDICADORES
<p>▪ Conceptualmente La interacción Suelo – Estructura se define como la aplicación del trabajo conjunto Suelo-Cimentación-Superestructura, el cual considera en el análisis la flexibilidad del suelo de fundación, pues considera al suelo como un elemento (Y no solo como un factor) de disipación de energía. Este análisis conjunto es más real y cumple los fines de la ingeniería sísmoresistente. A diferencia del enfoque tradicional que considera un empotramiento en la base, el cual es irreal pues este solo se aplica para suelos de tipo rocoso y cimientos profundos.</p>	<p>▪ Coeficientes de rigidez de suelo.</p>	<p>Son los valores que expresan la flexibilidad elástica del suelo de fundación, estos están relacionados con los grados de libertad de los ejes coordenados.</p>	<p>-Kx: Coef. Rig. Desplazamiento elástico uniforme en “X” (Tn/m). -Ky: Coef. Rig. Desplazamiento elástico uniforme en “Y” (Tn/m). -Kz: Coef. Rig. Compresión elástica uniforme en “Z” (Tn/m). -Kφx: Coef. Rig. Compresión elástica no uniforme en “X” (Tn.m). -Kφy: Coef. Rig. Compresión elástica no uniforme en “Y” (Tn.m). -Kφz: Coef. Rig. Desplazamiento elástico no uniforme en “Z” (Tn.m).</p>
	<p>▪ Masas de la cimentación.</p>	<p>Según las dimensiones de la cimentación (A, B y H), el tipo de material, su forma y posición, consideramos para efectos del caculo de las masas de la zapata, el modelo de un “Paralelepípedo rectangular”.</p>	<p>-mtx: Masa traslacional en “X” (Tn.s2/m). -mty: Masa traslacional en “Y” (Tn.s2/m). -mtz: Masa traslacional en “Z” (Tn.s2/m). -mrx: Masa rotacional en “X” (Tn.s2.m). -mry: Masa rotacional en “Y” (Tn.s2.m). -mrz: Masa rotacional en “Z” (Tn.s2.m).</p>
	<p>▪ Capacidad admisible del terreno.</p>	<p>Es la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.</p>	<p>-ρ: Capacidad admisible del terreno o capacidad portante del suelo (kg/cm2), (Tn/m2).</p>
	<p>▪ Coeficiente de balasto del suelo.</p>	<p>Este coeficiente K, que nos será facilitado a través del informe geotécnico, expresa una constante de proporcionalidad entre presiones y asentamientos para cada tipo de terreno.</p>	<p>-kz: Coeficiente de balasto vertical, o módulo de Winkler (kg/cm3), (Tn/m3).</p>

TÉCNICAS E INSTRUMENTOS	PROCEDIMIENTOS	NATURALEZA
<p>TÉCNICAS:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Observación y estudio. - Revisión Bibliográfica - Revisión Documentaria - Análisis y diseño estructural - Encuesta 	<p>INSTRUMENTOS:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fichas de Observación y estudio - Libros, tesis y normativas de diseño - Expedientes y/o archivos. - Software CSI Etabs, CSI Safe y CSI Col. - Cuestionario para evaluar la variable independiente. 	<p>Las técnicas e instrumentos de la investigación se han estructurado para evaluar y verificar la influencia en el análisis y diseño de una edificación multifamiliar de concreto armado Palian-Huancayo, al considerar la interacción suelo – estructura.</p> <p>▪ Variable: Cualitativa – Cuantitativa</p>

CUADRO N° 2.2. VARIABLE DEPENDIENTE (Y): EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO.

DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	DEFINICIÓN OPERACIONAL	INDICADORES
<p>Conceptualmente una edificación multifamiliar se define como aquella edificación con tres o más unidades de vivienda en una misma parcela, que tienen servicios comunes, tales como accesos, circulación, instalaciones, estacionamientos, acometidas de servicios, entre otros.</p> <p>Según su tipo se define como una estructura construida de concreto estructural reforzado con varillas de acero, formando elementos estructurales que unidos, forman la estructura-edificio, la cual puede ser del sistema estructural de; Pórticos, Muros Estructurales, Dual o De Muros de Ductilidad Limitada), según la capacidad en que los elementos que proporcionan rigidez lateral absorben los efectos sísmicos.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Derivas de entrepiso. 	<p>Expresa la relación del desplazamiento del centro de masa respecto a la altura de entrepiso ($\Delta cm/h$), este valor es muy importante pues establece el propósito de diseño de una edificación, al no exceder de un valor normado como límite, según su tipo.</p>	<p>$-(\Delta/h)$. Se establece la distorsión máxima definida en la Norma E-030 Diseño Sismorresistente, para edificaciones de concreto armado, como valor límite; 0.007.</p>
	<ul style="list-style-type: none"> Giro en planta. 	<p>Se presenta cuando el centro de masas se encuentra desfasado del centro de rigideces (Lo que ocurre habitualmente), condicionado a que exista una excentricidad. Pues la fuerza sísmica actúa sobre el centro de masas, proporcionado un giro sobre el centro de rigideces. Este fenómeno es más o menos importante, según el tipo de edificio, los parámetros sísmicos y el tipo de diseño. Por ello a manera de control se sugiere respetar la irregularidad torsional en planta propuesta por la norma E-030.</p>	<p>-Giro en planta (Irregularidad Torsional): Si $(\Delta_{max}) > 1,2 \times (\Delta cm)$.</p> <p>$\leftrightarrow (\Delta_{max}) > 0.5 \times (0.007xh)$, para edificaciones de concreto armado.</p>
	<ul style="list-style-type: none"> Control de asentamientos. 	<p>Es la verificación de que el desplazamiento vertical originado por el peso de la edificación (Por servicio), sobre un área de cimentación en contacto con el suelo, y que no exceda un cierto valor estipulado según norma.</p> <p>También existe el control de asentamiento diferencial o distorsión angular; que verifica la diferencia de asentamientos entre 2 ejes de cimentación sobre la longitud de separación entre las mismas.</p>	<p>s: Asentamiento del terreno (cm). -Asentamiento tolerable. -Control por capacidad portante.</p> <p>Asentamiento diferencial: -α: Distorsión angular.</p>
	<ul style="list-style-type: none"> Sección de los Elementos Estructurales. 	<p>Referido a las dimensiones óptimas de los distintos elementos estructurales, los cuales componen la estructura "Edificio", mismos que brindan las propiedades como rigidez, ductilidad, resistencia, etc. Necesarias para hacer frente a las acciones (Cargas o fuerzas) externas o propias que influyen en todo y en cada uno de estos elementos a fin de mantener en pie la estructura y salvaguardar a los ocupantes.</p>	<p>-Losas aligeradas: (h), diseño por flexión, comportamiento diafragma rígido. -Vigas: (bxh), diseño por flexión y cortante, comportamiento dúctil. -Columnas: (bxh), diseño por flexo-compresión y cortante, rigidez lateral. -Zapatatas aisladas: (AxBxH), diseño por flexión, control de asentamientos, verificación de asentamientos, capacidad portante, punzonamiento y corte.</p>
	<ul style="list-style-type: none"> Área de Refuerzo Longitudinal y Transversal. 	<p>Expresa la armadura dispuesta en los elementos estructurales, a fin de resistir los esfuerzos internos que actúan en estos, según el tipo de elemento su armadura estará dispuesta para resistir los distintos efectos de flexión, corte, torsión o axiales, en mayor o menor medida. Disponiendo el número de varillas según su demanda (De esfuerzo), dentro de las secciones prismáticas (Elementos Estructurales), tanto para la su sección transversal y/o longitudinal.</p>	<p>As (cm²).</p> <p>-Losas aligeradas; acero longitudinal y refuerzo por temperatura. -Vigas; acero longitudinal, refuerzo transversal. -Columnas; acero longitudinal, refuerzo transversal. -Zapatatas aisladas; acero longitudinal y transversal.</p>

TÉCNICAS E INSTRUMENTOS		PROCEDIMIENTOS	NATURALEZA
<p>TÉCNICAS:</p> <ul style="list-style-type: none"> Observación y estudio. Revisión Bibliográfica Revisión Documentaria Análisis y Diseño estructural Encuesta 	<p>INSTRUMENTOS:</p> <ul style="list-style-type: none"> Fichas de Observación y estudio Libros, tesis y normativas de diseño Expedientes y/o archivos. Software CSI Etabs, CSI Safe y CSI Col. Cuestionario para evaluar la variable independiente 	<p>Las técnicas e instrumentos de la investigación se han estructurado para evaluar y verificar la correcta aplicación de la normatividad en el análisis y diseño de una edificación multifamiliar de concreto armado Palián-Huancayo.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Variable: Cualitativa – Cuantitativa

CAPITULO III

METODOLOGIA

3.1. MÉTODO GENERAL

La presente investigación corresponde al **MÉTODO CIENTÍFICO**, como base estructural, con un enfoque; **CUALITATIVO-CUANTITATIVO**. Por la naturaleza de los resultados y su tratamiento para cumplir los objetivos planteados.

Ya que esta investigación no solo está orientada describir las diferencias entre los modelos de I.S.E. en comparación con el modelo empotrado. Además de detallar los pasos del diseño y análisis. Sino que también, se orienta a demostrar estas diferencias de manera numérica mediante tablas y gráficos.

3.2. TIPO DE INVESTIGACION.

De acuerdo al fin que persigue la investigación es del tipo: **APLICADA**. De carácter, Observacional-Comparativo.

Ya que se interesa en resolver problemas prácticos con la aplicación de conocimientos teóricos, pues busca conocer para hacer, para actuar, para construir y/o modificar.

3.3. NIVEL DE INVESTIGACION.

De acuerdo a la naturaleza y el tratamiento de las variables de la investigación, esta es de tipo: **DESCRIPTIVA-EXPLICATIVA**.

Pues desarrolla una descripción general del marco conceptual, características, propiedades y el procedimiento de análisis y diseño de una edificación de concreto armado considerando y los efectos de la I.S.E. Además, se centra en buscar las causas o los porqués de la ocurrencia del fenómeno, de cuáles son las variables que presenta y de cómo se dan sus interrelaciones.

3.4. DISEÑO DE INVESTIGACION.

La presente investigación corresponde con un nivel del tipo: **NO EXPERIMENTAL-CORRELACIONAL**.

Porque los cálculos son comprobados por fórmulas matemáticas, que obedecen a códigos y normas establecidas para el análisis y diseño de edificaciones. Estos resultados serán comparados con los resultados obtenidos considerando los efectos de la I.S.E. Además, en esta investigación las variables de estudio estén en relación entre en una misma muestra.

DISEÑO: No Experimental-Correlacional.



Dónde:

- VI = Variable Independiente.
- VD = Variable Dependiente.
- O = Objetivo.
- R = Resultados.

3.5. AMBITO DE INVESTIGACION.

El edificio planteado se proyecta en la urbanización Santa Martha, Palián, Huancayo.

3.6. POBLACION.

La población de estudio de la investigación es; todas las Edificaciones multifamiliares de concreto armado con más de 4 niveles de la Urbanización Santa. Palian. Huancayo. (N:8).

3.7. MUESTRA.

Por motivos de la investigación se realizó un muestreo Intencional-No probabilístico. Siendo la muestra; La edificación multifamiliar de concreto armado con sistema aporcado de 4 niveles, del Psj. Las Flores N° 110. (n:1).

3.8. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

En relación a la naturaleza del trabajo de investigación se utilizarán las siguientes técnicas e instrumentos:

TÉCNICA	INSTRUMENTO	DATOS QUE SE OBSERVARAN
Observación y estudio	▪ Fichas de Observación y estudio.	Información que permita vislumbrar la posible Influencia de considerar la I.S.E. en el análisis y diseño de estructuras de concreto armado.
Revisión Bibliográfica	▪ Libros, tesis y normativas de diseño.	Conclusiones, resultados, recomendaciones y metodologías sobre el análisis y diseño de edificaciones y concreto que consideren los efectos de la I.S.E.
Revisión Documentaria	▪ Expedientes y/o archivos.	Información y datos que permitan el análisis y diseño estructural de la edificación propuesta.
Análisis y diseño estructural	▪ Software CSI Etabs, CSI Safe y CSI Col.	Nos permitirán obtener los resultados del análisis y diseño estructural de una edificación de C°A°, al considerar o no la I.S.E.
Encuesta	▪ Cuestionario para evaluar la variable independiente. ▪ Cuestionario para evaluar la variable dependiente.	La aplicación de este instrumento nos permitirá: Determinar la relación entre las variables de nuestra investigación, la cual nos revelará la validez de la hipótesis de investigación.

Cuadro N° 3.1. Técnicas e instrumentos de recolecciones datos.

3.9. MÉTODO DE ANÁLISIS DE DATOS.

En el presente proyecto de investigación se usará:

Técnicas cuantitativas:

Se usará una estadística descriptiva.

Análisis e interpretación de datos.

- Tabulación de datos.
- Interpretación de cuadros estadísticos.
- Gráficos estadísticos.

3.9. PROCESO METODOLOGICO.

A grandes rasgos el proceso metodológico contiene:

- Realizar 2 análisis sísmicos tradicionales (Empotrado) de la estructura, para un Análisis Sísmico Estático y un Análisis Sísmico Dinámico.
- Realizar los 3 análisis con I.S.E. para cada análisis sísmico (Estático y Dinámico).
- Comparar los resultados de estos análisis sísmicos (4 para Análisis estático y 4 para análisis dinámico). Con tablas y gráficos estadísticos.
- Describir el proceso de análisis estructural para cada uno de los modelos sísmicos y de I.S.E.
- Realizar el diseño de concreto armado de los elementos estructurales representativos, usando el modelo sísmico más conservador y el modelo de I.S.E. Más coherente con la normativa E-030.
- Describir el proceso de diseño en concreto armado de los elementos estructurales más representativos.
- Comparar los resultados del diseño estructural, con tablas y gráficos estadísticos.
- Realizar encuesta a especialistas relacionados con el análisis y diseño de edificaciones de C°A°.
- Evaluar la validez de la hipótesis.

CAPITULO IV

RESULTADOS

4.1. RESULTADOS – ANALISIS PRELIMINAR

El desarrollo del presente documento se fundamenta en 2 segmentos; El organigrama que se presenta a continuación y los pasos que derivan de la presentación de los Objetivos (Principal y Secundarios).

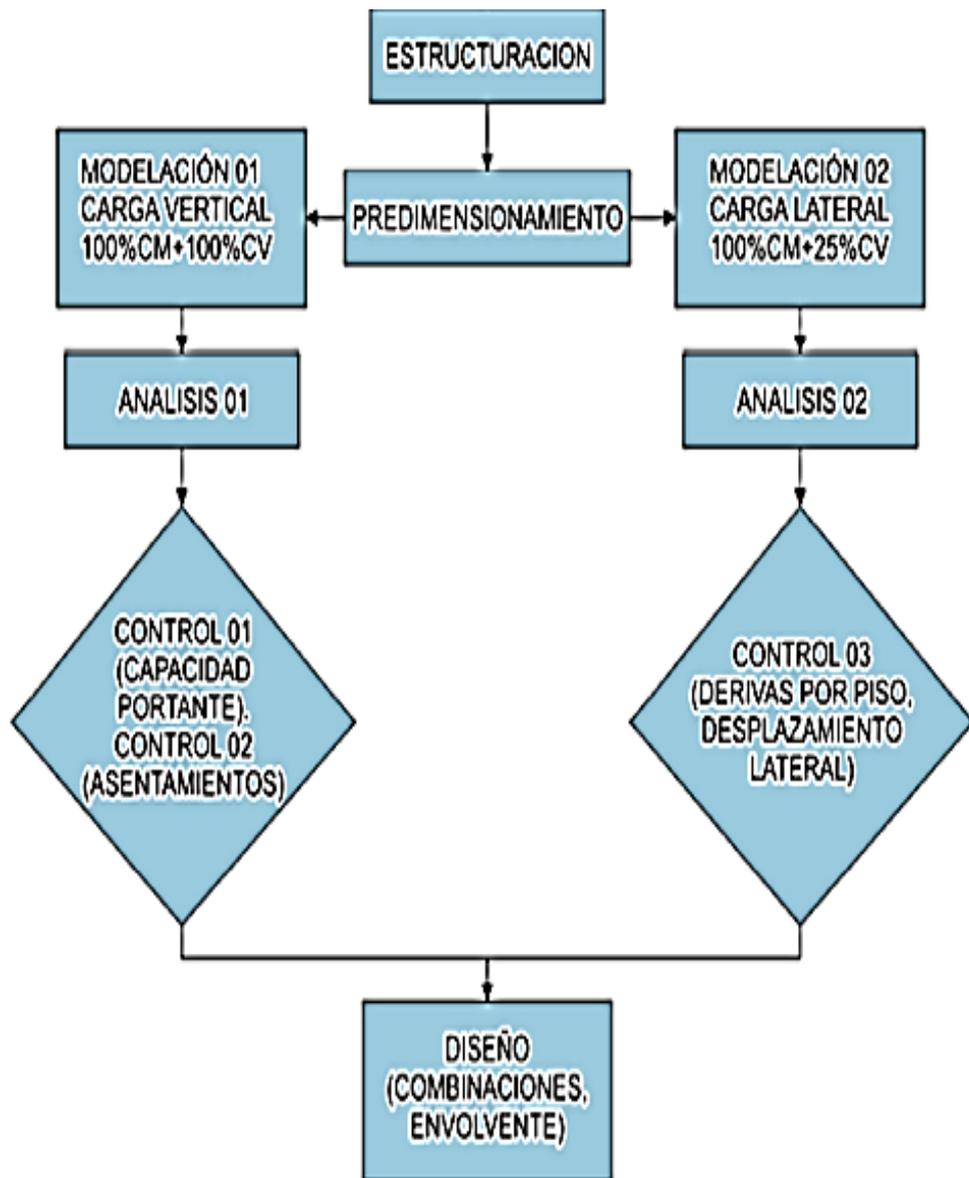


Figura Nº 4.31. Flujograma de Pasos de la Tesis

Fuente: Propia

Por lo tanto, se describen los siguientes ítems:

4.1.1. ESTRUCTURACION

La edificación está planteada en C° A°, con un sistema estructural propuesto de pórticos resistentes a momentos. El techo ara cada nivel de entrepiso, planteadas como losas aligeradas de concreto apoyadas sobre vigas, las cuales con las columnas forman los pórticos de concreto armado en ambas direcciones, la edificación tiene un área de 8m x 14m.

El sistema sismo-resistente está definido en función al sistema de pórticos en ambas direcciones, las mismas que están en la capacidad de absorber los esfuerzos y cortantes que derivan del análisis por cargas de gravedad y de las originadas por las cargas sísmicas.

De acuerdo al planteamiento arquitectónico de la edificación, la clase de suelo y la zona sísmica es necesario definir las columnas con una proporción adecuada.

El suelo de cimentación tiene una capacidad portante de 1.6 kg/cm². Y se dispondrá a cimentar sobre zapatas aisladas con dimensiones que satisfacen los requerimientos y exigencias del análisis estructural y del diseño en concreto armado.

La configuración se plantea de forma simétrica tanto en planta como en elevación, esto para proveer la característica regularidad para el análisis sísmico. Teniendo por lo tanto la siguiente configuración estructural; 5 filas de vigas principales en la dirección X (Transversal) espaciadas a 3.5m, 3 filas de vigas secundarias en la dirección Y (Longitudinal) espaciadas a 4 metros. Mientras en elevación la altura típica de entrepiso es 2.70 m, considerando una altura de desplante de 1.20 hasta el contacto con la cimentación, sin embargo, en cualquier caso se mantendrá el 1.80 de profundidad de desplante.

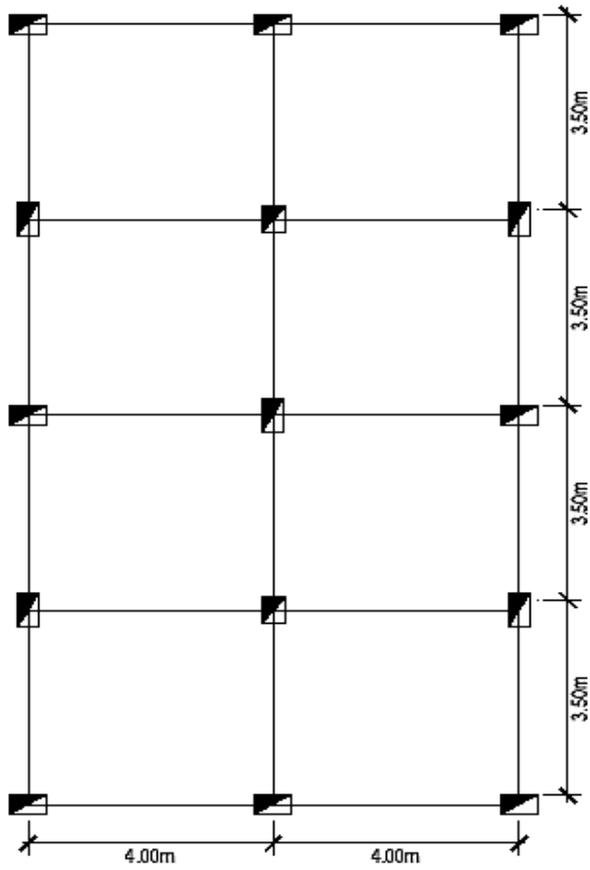


Figura N° 4.32. Configuración en Planta
Fuente: Propia

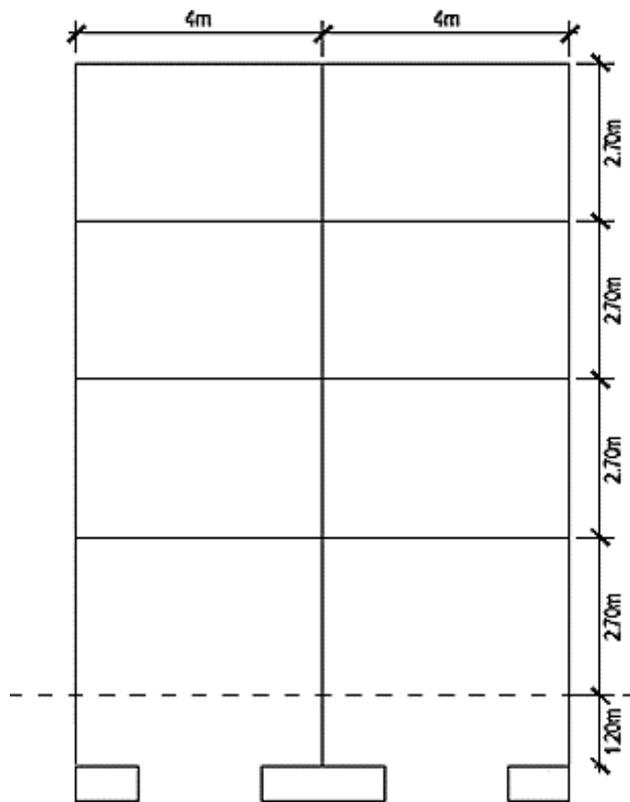


Figura N° 4.33. Configuración en Elevación
Fuente: Propia

4.1.2. PREDIMENSIONAMIENTO

A. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA ALIGERADA

La norma E-060 de C°A°, sugiere utilizar la siguiente relación:

$$h \leq \frac{L}{25}$$

Dónde:

- h: Peralte de la losa aligerada.
- L: Luz libre máxima de la losa aligerada.

Esta expresión es recomendable para no realizar una verificación por deflexiones.

Para la longitud "L" se considera la longitud máxima en la dirección más corta, y esta debe ser la luz libre (Entre caras de columnas), sin embargo, para nuestro modelo consideramos la longitud entre ejes, pues se recomienda que para luces menores a 4m el peralte de la losa (h) sea de 17cm. Entonces:

$$h = \frac{4}{25} = 16$$

Redondeamos a 20 cm como peralte de la losa, por cuestiones constructivas y arquitectónicas, en la dirección X (Transversal).

$$h = 20\text{cm}$$

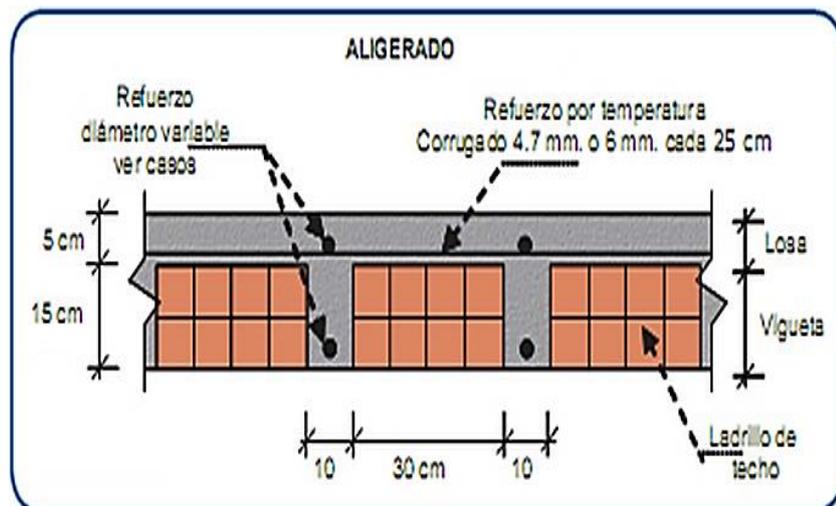


Figura N° 4.34. Esquema de la Losa Aligerada

Fuente: Civilgeeks.com

B. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Según la normativa, las vigas que pertenezcan a un pórtico resienten a las acciones sísmicas, deberá contar con un ancho no menor a 25cm, no exceder al peralte de la columna de apoyo. El peralte efectivo de la columna no debe exceder a $\frac{1}{4}$ de la luz libre. Además, la relación entre la base y el peralte debe superar al valor de 0,3.

Se considera que para sobrecargas menores a 250 kg/m², según sobrecarga (Uso) las siguientes relaciones, para vigas principales y secundarias:

$$h = \frac{L}{11}$$
$$b = \frac{h}{2}$$

Dónde:

- h: Peralte de la viga.
- L: Luz libre entre ejes.
- b: Base de la viga.

Considerando que para ambas direcciones se considere la luz de máxima.

- Para vigas principales y secundarias:

$$h = \frac{4m}{11} = 0.364m \cong 0.40m$$

$$b = \frac{0.40m}{2} = 0.20m \cong 0.25m$$

$$b \times h = 0.25m \times 0.40m$$

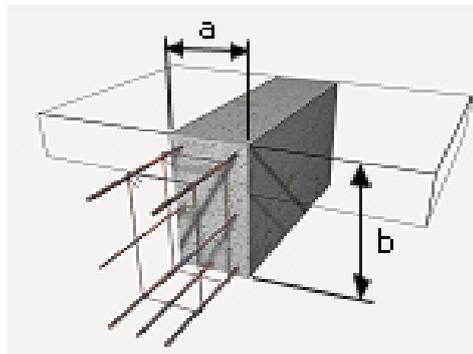


Figura N° 4.35. Esquema del armado de una viga
Fuente: Generadordeprecios.Perú

C. PREDIMENSIONAMIENTO COLUMNA

Consideramos los siguientes requisitos de dimensionamiento, según la Norma E-060:

- El ancho mínimo es de 25 cm.
- La relación entre la menor sección y la mayor no debe ser inferior a 0.4.
- Verificar que no exista esbeltez: $l/b < 15$ (l : longitud columna y b : ancho columna).

A continuación, algunos métodos de pre-dimensionamiento:

- **Ancho columna, $b = n \cdot 10\text{cm}$:**
Donde n = Número de pisos.
 $b = 4 \cdot 10\text{cm} = 0.40\text{m}$.
- **Criterio del Aplastamiento del Concreto:**

Metrado de Cargas

Peso Aligerado ($e=20\text{cm}$)	300	kg/m ²
Peso Acabados	100	kg/m ²
Peso Tabiquería	100	kg/m ²
Peso Columna	100	kg/m ²
Peso Vigas	100	kg/m ²
	700	
CV	200	kg/m ²
Sobrecarga	25%CV	50
P. Gravedad	750	kg/m ²
Peso Sísmico	1.10*PG	825

Dimensionamiento:

$$bD = \frac{P}{n * f'c}$$

Donde:

$$PS = At * Psismico$$

Para columna central:

$$P = 1.10 * PS$$

$$n = 0.30$$

Entonces:

At	14	m ²
f	1.10	
n	0.30	
f'c	210	kg/cm ²
bD	0.0183	m ²

Para Sección Cuadrada

Piso	Sección (m)	Sección Final
1	0.27	0.30
2	0.23	0.25
3	0.19	0.20
4	0.14	0.15

Escogemos una sección de 30cm x 30cm.

▪ **Por carga de servicio:**

Columnas Centradas
Area columna = P (servicio) / $0.45f'c$
Columnas Excentricas y Esquinadas
Area de columna = P (servicio) / $0.35f'c$
Siendo: <ul style="list-style-type: none"> - P (servicio) = $P \cdot A \cdot N$ <ul style="list-style-type: none"> ○ Edif. Categoria A: $P=1500$ kg/m² (Ver E-030) ○ Edif. Categoria B: $P=1250$ kg/m² ○ Edif. Categoria C: $P=1000$ kg/m² - A: Area Tributaria - N: Número de pisos

Cuadro N° 4.1. Pre-dimensionamiento de Columna por carga de servicio.

Entonces:

P	1000 kg/m ²
A	14 m ²
N	4
f'c	2100000 kg/m ²
n	0.45
Ac	0.05926 m ²
Cuadrada	0.243 m

Entonces escogemos una seccion cuadrada de 25cm x 25cm

- Se observa que, en los métodos de pre-dimensionado de la columna, los dos últimos demandan una sección reducida, esto debido a su área tributaria reducida, sin embargo, estas secciones deben además de resistir las fuerzas de gravedad, también las fuerzas debido a las acciones sísmicas, incluyendo las exigencias del análisis estructural y el diseño en concreto armado. Por ello aplicamos el criterio del Ingeniero Blanco Blasco, indicado en su libro de Concreto Armado, Cap.3:

“Para edificios apoticados íntegramente, para los cuales el autor recomienda no exceder de 3 pisos ó 4 pisos, las columnas deberán dimensionarse mediante alguna estimación del momento del sismo, demostrando la experiencia que se requerirán columnas con un área de fluctuante entre 1000 y 2000 cm², salvo que se tengan vigas con luces mayores a 7 mts.” (Blanco 1997: 42)

- Por tanto, para cumplir con estas recomendaciones las columnas tendrán una sección de **35cm x 60cm** y **40cm x 50cm**. Sin embargo, la sección final dependerá de las exigencias del análisis sísmico.

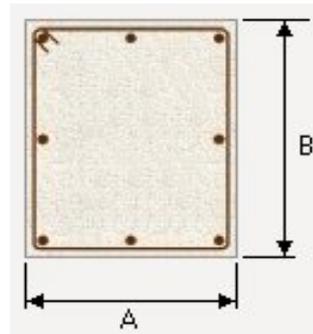


Figura N° 4.36. Esquema de la sección Transversal de una columna
 Fuente: Generadordeprecios.Perú

D. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACION

Para el pre-dimensionamiento de la cimentación consideramos aplicación de zapatas aisladas.

Para lo cual procedemos al siguiente método de pre-dimensionamiento:

$$\frac{P_{servicio}}{K \cdot A_z} \leq q_{adm} \quad A_z = \frac{P_{servicio}}{K \cdot q_{adm}}$$

$$P_{servicio} = (1000 @ 1500_{kg/cm^2}) \cdot A_{trib} \cdot N_{pisos}$$

Común = 1000 kg/m² K= 0.9 Suelo rígido.
 Importante = 1250 kg/m² K= 0.8 Suelo intermedio
 Esencial = 1500 kg/m² K= 0.7 Suelo flexible.

Ps 1000 kg/m²

K 0.8

At 14 m²

Npisos 4

q adm 1.6 kg/cm²

At 7 m²

Npisos 4

q adm 1.6 kg/cm²

At 3.5 m²

Npisos 4

q adm 1.6 kg/cm²

	ZAPATA CENTRAL	ZAPATA EXTERIOR	ZAPATA ESQUINA
Az	43750.00 cm ²	21875.00 cm ²	10937.50 cm ²
T	2.09 m 2.10 m	1.48 m 1.5 m	1.05 m 1.1 m
b	1.83 m 1.90 m	1.30 m 1.30 m	0.92 m 1.00 m
D	2.38 m 2.40 m	1.69 m 1.70 m	1.19 m 1.20 m

Consideramos secciones de zapata central de 1.90m x 2.40m, las zapatas externas de 1.30m x 1.70m y las zapatas esquineras de 1.00m x 1.20m. Con una altura de 60cm.

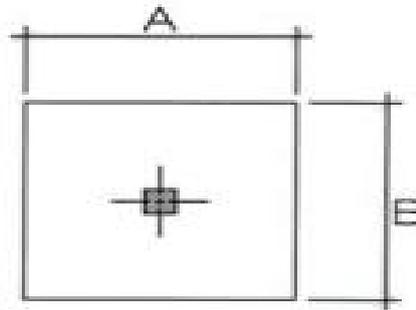


Figura N° 4.37. Esquema Zapata
Fuente: musilagoycal.blogspot.com

Para condicionar un comportamiento adecuado en la distribución de presiones debajo de la zapata, verificamos que esta sea una zapata rígida.

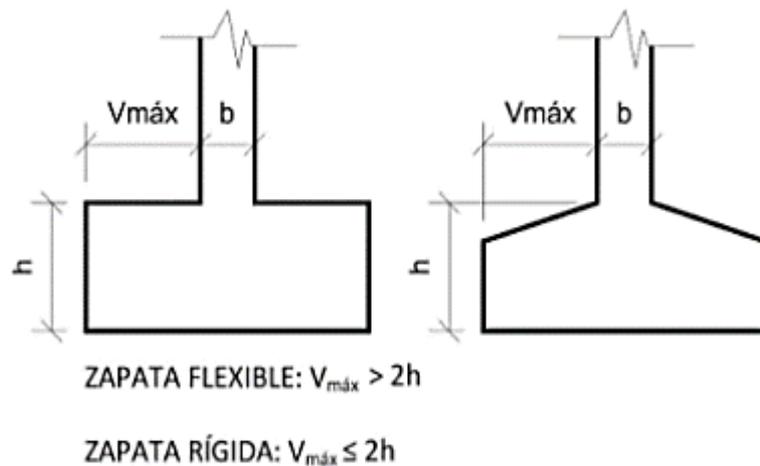


Figura N° 4.38. Criterio para verificar Zapatas rígidas y flexibles
Fuente: Unav.edu

Tenemos el caso más desfavorable para la zapata central, de 1.90m x 2.40m, con un ancho de columna para la dirección X-X de 0.35m:

$$V = \frac{2.40 - 0.35}{2} = 1.025m \quad \text{y} \quad 2h = 2 * 0.6 = 1.2m$$

→ $V < 2h$ Ok.

Por lo tanto, las zapatas tenderán a comportarse de forma rígida.

4.1.3. ANALISIS DE CARGA POR GRAVEDAD

Para este análisis se efectuará el metrado de cargas de la edificación, contemplando las cargas vivas y muertas con una incidencia del 100%, sin amplificar (Por Servicio) – 100% CV + 100% CM.

También resaltamos que, este acápite pertenece al Primer Análisis propuesto en el flujograma, el cual plantea dos controles (Control por capacidad portante y control de asentamiento).

✚ **Metrado de Cargas:**

Para este análisis se efectuará el metrado de cargas de la edificación, contemplando las cargas vivas y muertas con una incidencia del 100%, sin amplificar (Por Servicio) – 100% CV + 100% CM.

Debemos mencionar que este metrado recurre a los elementos con secciones finales para diseño, las cuales cumplieron las solicitudes de los controles sísmicos (Después del proceso iterativo para encontrar la sección adecuada).

Detallamos esto para explicar de manera más eficiente el proceso de análisis que se realizó en el presente documento.

Por lo tanto, las secciones para tomar en cuenta en el metrado son:

- Losa aligerada: h=20cm.
- Vigas principales y secundarias: b=25cm y h=40cm.
- Columnas: a=35cm, b=60cm y a=40cm, b=50cm.
- Zapatas:
 - Centrales: A=1.90m, B=2.40m y h=60cm.
 - Externas: A=1.30m, B=1.70m y h=60cm.
 - Esquinas: A=1.00m, B=1.20m y h=60cm.

Estas secciones se utilizarán en los dos análisis (Análisis de Cargas por Gravedad y el Análisis Sísmico).

Metrado de Cargas por Servicio

Piso 1							
C.M.							
Elementos	Base (m)	Ancho (m)	Largo (m)	S/C (kg/m ²)	P.E.C ^o . (kg/m ³)	N° Veces	Sub Total (kg)
Losa Aligerada	8.00	14.00	-	300	-	1	33600.00
Vigas Principales	0.25	0.40	7.03	-	2400	5	8436.00
Vigas Secundarias	0.25	0.40	12.08	-	2400	3	8700.00
Columnas	0.60	0.35	3.90	-	2400	13	25552.80
Columnas	0.50	0.40	3.90	-	2400	2	3744.00
Piso Terminado	8.000	14.00	-	100	-	1	11200.00
Tabiqueria	8.00	14.00	-	100	-	1	11200.00
C.V.							
Elementos	Base (m)	Ancho (m)	Largo (m)	S/C (kg/m ²)	P.E.C ^o . (kg/m ³)	N° Veces	Sub Total (kg)
S/C Vivienda	8.00	14.00	-	200	-	1	22400.00
Total (Tn)							124.833

Piso 2 y 3							
C.M.							
Elementos	Base (m)	Ancho (m)	Largo (m)	S/C (kg/m ²)	P.E.C ^o . (kg/m ³)	N° Elementos	Sub Total (kg)
Losa Aligerada	8.00	14.00	-	300	-	1	33600.00
Vigas Principales	0.25	0.40	7.03	-	2400	5	8436.00
Vigas Secundarias	0.25	0.40	12.08	-	2400	3	8700.00
Columnas	0.60	0.35	2.70	-	2400	13	17690.40
Columnas	0.50	0.40	2.70	-	2400	2	2592.00
Piso Terminado	8.000	14.00	-	100	-	1	11200.00
Tabiqueria	8.00	14.00	-	100	-	1	11200.00
C.V.							
Elementos	Base (m)	Ancho (m)	Largo (m)	S/C (kg/m ²)	P.E.C ^o . (kg/m ³)	N° Veces	Sub Total (kg)
S/C Vivienda	8.00	14.00	-	200	-	1	22400.00
Total (Tn)							115.818

Piso 4							
C.M.							
Elementos	Base (m)	Ancho (m)	Largo (m)	S/C (kg/m ²)	P.E.C ^o . (kg/m ³)	N° Elementos	Sub Total (kg)
Losa Aligerada	8.00	14.00	-	300	-	1	33600.00
Vigas Principales	0.25	0.40	7.03	-	2400	5	8436.00
Vigas Secundarias	0.25	0.40	12.08	-	2400	3	8700.00
Columnas	0.60	0.35	2.70	-	2400	13	17690.40
Columnas	0.50	0.40	2.70	-	2400	2	2592.00
Piso Terminado	8.000	14.00	-	100	-	1	11200.00
Tabiqueria	8.00	14.00	-	100	-	1	11200.00
C.V.							
Elementos	Base (m)	Ancho (m)	Largo (m)	S/C (kg/m ²)	P.E.C ^o . (kg/m ³)	N° Veces	Sub Total (kg)
S/C Vivienda	8.00	14.00	-	100	-	1	11200.00
Total (Tn)							104.618

P.Edificación	461.088	Tn
---------------	---------	----

P. Edificación	461.088	tn
P. Cimentación	52.0704	tn

Cuadro N° 4.2. Metrado de cargas por servicio.

Utilizando estas cargas procedemos a verificar los siguientes controles:

✚ **Control por Capacidad Portante:**

Este control por carga vertical (Servicio), consta del peso total de la edificación más el peso de la cimentación, con relación al área de esta. La cual debe ser menor que la capacidad admisible del terreno.

$$\frac{P_{edif} + P_{cimiento}}{A_{cimiento}} \leq q_a$$

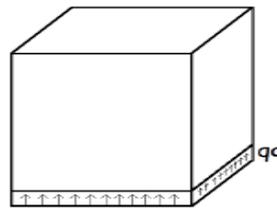


Figura Nº 4.39. Capacidad admisible del terreno en la base de la edificación
Fuente: Genner Villarreal

E030 - 2006		
PERFIL	SUELO	q _a (kg/cm ²)
S1	RIGIDO	>3
S2	INTERMEDIO	1.2 - 3
S3	FLEXIBLE	≤ 1.2
E030 - 2014		
S0	ROCA DURA	>6
S1	MUY RIGIDO	3 - 6
S2	INTERMEDIO	1.2 - 3
S3	FLEXIBLE	≤ 1.2

Tabla Nº 4.9. Rango de la capacidad admisible según tipo de suelo
Fuente: Genner Villarreal

Capacidad admisible según el tipo de suelo, para Norma E-030 del 2006 y la actualización.

P. Edificación	461.088	tn
P. Cimentación	52.0704	tn
A. Cimentación	36.16	m ²
$\frac{P_{edif} + P_{cimiento}}{A_{cimiento}}$	14.19	tn/m ²
q _a	16	Tn/m ²
$\frac{P_{edif} + P_{cimiento}}{A_{cimiento}} \leq q_a$	ok	

Cuadro Nº 4.3. Control de capacidad portante.

✚ **Control de Asentamientos:**

Este control inspeccionamos la variación o descenso de la estructura de cimentación, la cual en función de la carga y el las propiedades del suelo.

Consideramos:

- **Asentamiento tolerable:** Consecuencia del proceso constructivo (cohesión molecular del suelo).

$$St = \frac{Pedif + Pcimiento}{C1 \times Acimiento}$$

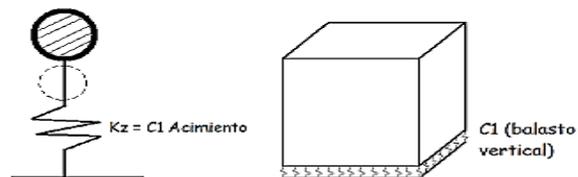


Figura N° 4.40. Esquema Asentamiento tolerable de una edificación
Fuente: Genner Villarreal

E030 - 2006			
PERFIL	SUELO	St (cm)	C1 kg/cm3
S1	Rígido	≤ 0.5	>6
S2	Intermedio	0.5 - 1	3 - 6
S3	Flexible	1 - 1.5	≤3
E030 - 2014			
S0	Roca	0	>12
S1	Rígido	≤0.5	6 - 12
S2	Intermedio	0.5 - 1	3 - 6
S3	Flexible	1 - 1.5	≤ 3

Tabla N° 4.10. Asentamiento tolerablePara distintos tipos de suelos
Fuente: Genner Villarreal

P.Edificación	461.088	Tn
P.Cimentación	52.070	Tn
A.Cimentación	36.160	m2
C1	3280	Tn/m3
St	0.004	m
St	0.433	cm
St (Suelo Intermedio)	0.5 - 1	cm
$St = \frac{Pedif + Pcimiento}{C1 \times Acimiento}$		ok

Cuadro N° 4.4. Control de asentamiento.

- **Asentamiento diferencial**¹⁷: Es la diferencia que se produce entre las zapatas en relación una con otra.

Este control, se utiliza para evitar pérdida de estabilidad de la superestructura.

$$\alpha \rightarrow 0 \rightarrow \operatorname{tg} \alpha \cong \alpha = \frac{S_2 - S_1}{L} \leq [\alpha].$$

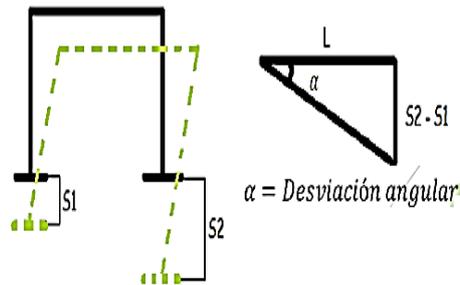


Figura N° 4.41. Control por asentamiento Diferencial

Fuente: Genner Villarreal

Para realizar este control procedemos a modelar la edificación incorporando la subestructura, además de contemplar el coeficiente de balasto vertical y las propiedades del material de la cimentación. Este análisis también se realiza por servicio.

DISTORSIÓN ANGULAR = α	
$\alpha = d/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Tabla N° 4.11. Distorsión angular Máxima permisible

¹⁷ RNE.2006. Norma E-050. Suelos y Cimentaciones. Capítulo 3, Artículo 14.

Para realizar este control no detallamos los pasos de ingreso de datos al software utilizado (CSI - Etabs) para el modelamiento estructural, pues estos se detallarán en el análisis sísmico, diferenciando que en lugar de ingresar cargas sísmicas se ingresan las cargas de servicio, y para la cimentación se ingresan las características del material a diseñar. Realizando un análisis vertical (Análisis por cargas de gravedad), para verificar solamente el asentamiento tolerable y/o los asentamientos diferenciales.

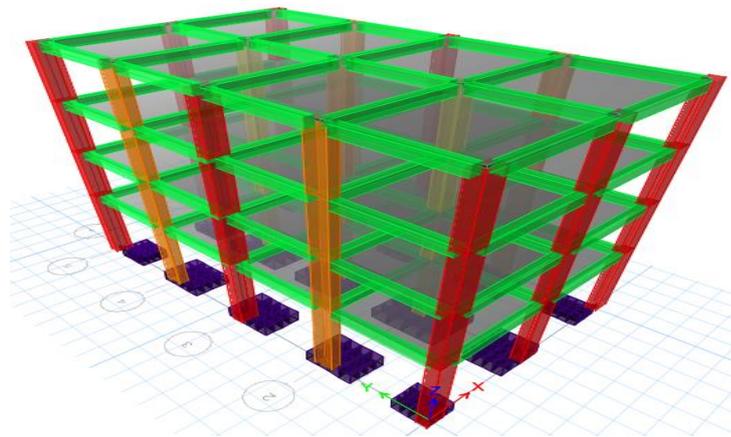


Figura N° 4.42. Modelo estructural para el Control de asentamientos diferenciales
Fuente: Propia

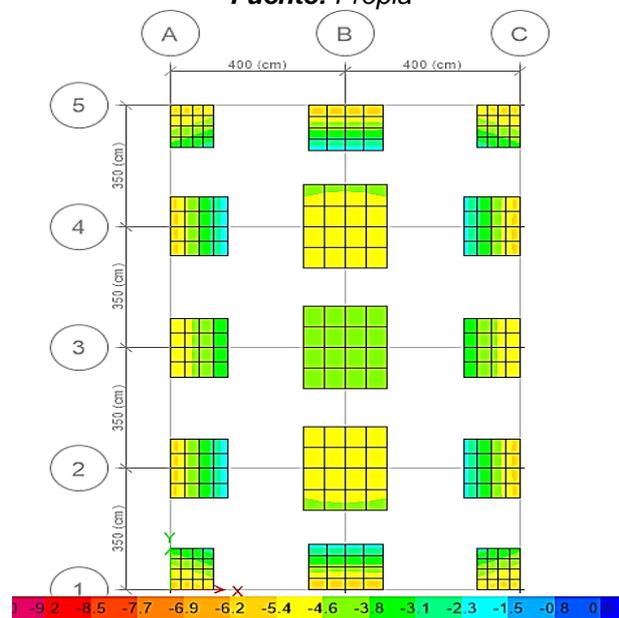


Figura N° 4.32. Vista del rango de Asentamientos en las Zapatas (cm)
Fuente: Propia

Procedemos a realizar el control con el siguiente esquema:

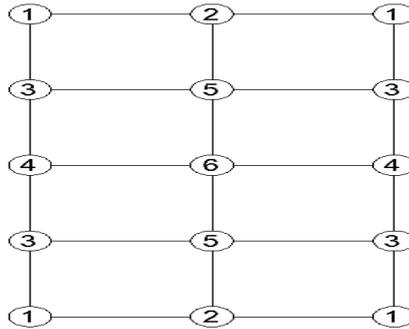


Figura N° 4.44. Posición de los ejes de Las columnas en la Losa de Fundación
Fuente: Propia

Tenemos los siguientes Asentamientos en las zapatas:

COLUMNA	ASENTAMIENTO (cm)
1	0.628
2	0.624
3	0.594
4	0.545
5	0.479
6	0.457

Cuadro N° 4.5. Asentamiento diferencial.

La mayor diferencia de asentamientos de da entre las zapatas 2-5, Entonces:

Para las zapatas 2-5:

$$\alpha = \frac{S_2 - S_1}{L} \leq [\alpha].$$

$$\alpha = \frac{0.624 - 0.479}{350} = \frac{0.145}{350} = 0.0004$$

Comparamos esta desviación angular con la máxima permitida por la señalada en la Tabla N° 10, para edificios convencionales $[\alpha \leq \frac{1}{150}]$:

$$\alpha = 0.0004 \leq 0.007 \dots \dots \dots OK!$$

Por lo tanto, podemos concluir que el asentamiento diferencial cumple la condición que indica la Norma E-050 Suelos y Cimentaciones.

4.1.4. ANALISIS SISMICO

Para este análisis se efectuará el metrado de cargas por sismo de la edificación, contemplando una incidencia del 100% para cargas muertas y 25% para las cargas vivas (100% CM + 25% CV).

También resaltamos que, este acápite pertenece al Segundo Análisis propuesto en el flujograma.

Esta tesis al poseer un carácter comparativo, proponemos 2 casos Análisis Sísmico, propuestos por la Norma E-030 – Análisis Sísmico Estático y Análisis Sísmico Dinámico; para cada uno de los cuales, aplicamos 4 sub-casos; Un Análisis Tradicional (Empotrado), y 3 Análisis Considerando la Interacción Sísmica Suelo-Estructura (Modelo I.S.E. con Coeficiente de Balasto Vertical, Modelo I.D.S.E. Barkan-Savinov y el Modelo I.D.S.E. de la Norma Rusa).

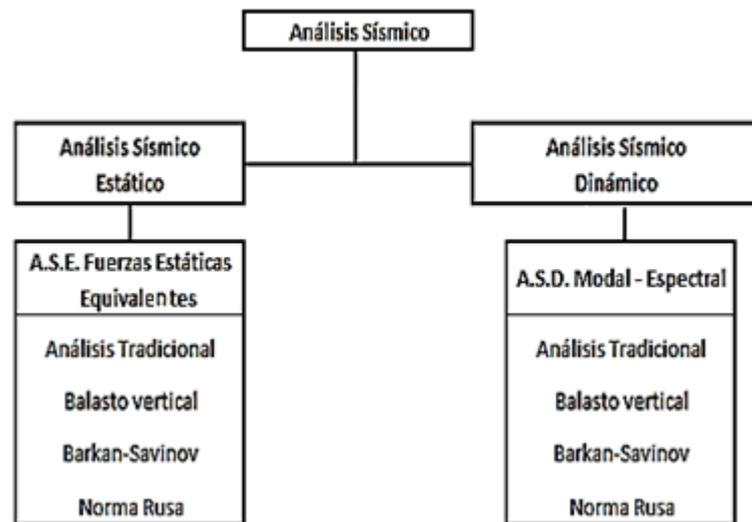


Figura Nº 4.45. Esquema de los Modelos de Análisis Sísmico
Fuente: Propia

Nota: Se aplicó la metodología de análisis (y diseño) que se presenta en esta investigación debido a que, en esta, se pueden observar, revisar y corregir los controles de una manera más directa y didáctica. Sin embargo, recomiendo realizar un análisis más automatizado, utilizando las herramientas disponibles en los softwares actuales de diseño de estructuras (Como el CSI Etabs), tanto para el análisis y el diseño en general.

Para este segmento se procederá a describir los pasos de Análisis (Ingreso de datos y procesamiento) en el Software a utilizar (CSI-Etabs 2016), como los cálculos previos y los controles que se aplicaran.

A. ANALISIS SISMICO ESTATICO

Partimos del metrado de cargas para sismo (100%CM + 25%CV):

Metrado de Cargas por Sismo							
Piso 1							
C.M.							
Elementos	Base (m)	Ancho (m)	Largo (m)	S/C (kg/m2)	P.E.Cº. (kg/m3)	Nº Elementos	Sub Total (kg)
Losa Aligerada	8.00	14.00	-	300	-	1	33600.00
Vigas Principales	0.25	0.40	7.03	-	2400	5	8436.00
Vigas Secundarias	0.25	0.40	12.08	-	2400	3	8700.00
Columnas	0.60	0.35	3.90	-	2400	13	25552.80
Columnas	0.50	0.40	3.90	-	2400	2	3744.00
Piso Terminado	8.000	14.00	-	100	-	1	11200.00
Tabiquería	8.00	14.00	-	100	-	1	11200.00
C.V.							
Elementos	Base (m)	Ancho (m)	Largo (m)	S/C (kg/m2)	P.E.Cº. (kg/m3)	Nº Veces	Sub Total (kg)
S/C Vivienda	8.00	14.00	-	200	-	0.25	5600.00
Total (Tn)							108.033

Piso 2 y 3							
C.M.							
Elementos	Base (m)	Ancho (m)	Largo (m)	S/C (kg/m2)	P.E.Cº. (kg/m3)	Nº Elementos	Sub Total (kg)
Losa Aligerada	8.00	14.00	-	300	-	1	33600.00
Vigas Principales	0.25	0.40	7.03	-	2400	5	8436.00
Vigas Secundarias	0.25	0.40	12.08	-	2400	3	8700.00
Columnas	0.60	0.35	2.70	-	2400	13	17690.40
Columnas	0.50	0.40	2.70	-	2400	2	2592.00
Piso Terminado	8.000	14.00	-	100	-	1	11200.00
Tabiquería	8.00	14.00	-	100	-	1	11200.00
C.V.							
Elementos	Base (m)	Ancho (m)	Largo (m)	S/C (kg/m2)	P.E.Cº. (kg/m3)	Nº Veces	Sub Total (kg)
S/C Vivienda	8.00	14.00	-	200	-	0.25	5600.00
Total (Tn)							99.018

Piso 4							
C.M.							
Elementos	Base (m)	Ancho (m)	Largo (m)	S/C (kg/m2)	P.E.Cº.	Nº	Sub Total (kg)
Losa Aligerada	8.00	14.00	-	300	-	1	33600.00
Vigas Principales	0.25	0.40	7.03	-	2400	5	8436.00
Vigas Secundarias	0.25	0.40	12.08	-	2400	3	8700.00
Columnas	0.60	0.35	2.70	-	2400	13	17690.40
Columnas	0.50	0.40	2.70	-	2400	2	2592.00
Piso Terminado	8.000	14.00	-	100	-	1	11200.00
Tabiquería	8.00	14.00	-	100	-	1	11200.00
C.V.							
Elementos	Base (m)	Ancho (m)	Largo (m)	S/C (kg/m2)	P.E.Cº. (kg/m3)	Nº Veces	Sub Total (kg)
S/C Vivienda	8.00	14.00	-	100	-	0.25	2800.00
						Total (Tn)	96.218

P.Edificación	402.288		Tn
---------------	---------	--	----

Cuadro Nº 4.6. *Metrado de cargas sísmica.*

Procedemos a calcular la cortante basal estática con la siguiente expresión:

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

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

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

El siguiente cuadro resume los valores necesarios para calcular la cortante basal estática:

DIRECCION X,Y	
Z	0.35
U	1 (Común)
C	2.5
S	1.15 (Z3 y S2)
R	8
P	402.288 Tn

Cuadro Nº 4.7. *Factores para calcular la cortante sísmica..*

A continuación, se describe la obtención de los factores anteriormente descritos:

- Podemos observar que la zona (Z) de estudio se sitúa en la zona 3, entonces:

$$Z = 0.35$$

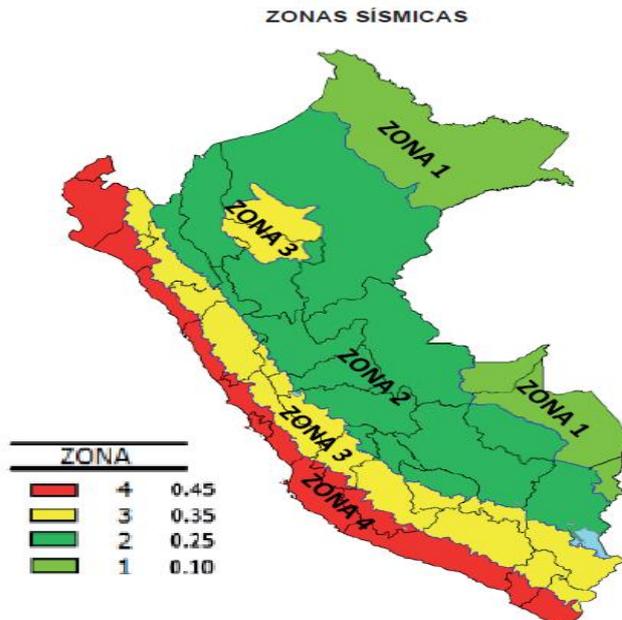


Figura N° 4.46. Factor de Zona Sísmica
Fuente: Norma E-030

- El factor de uso (U) para edificaciones - Tipo C, para edificaciones comunes:

$$U = 1$$

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0

Tabla N° 4.12. Factor de Uso

- El factor de suelo (S), para un tipo factor de zona "Tipo 3", es y un tipo de suelo S2 (Suelo Intermedio), es:

$$S = 1.2$$

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla N° 4.13. Factor de Suelo

- El factor de amplificación sísmica (C), lo calculamos de la siguiente manera:

Calculamos el periodo fundamental de la estructura:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

hn	12
Ct	35
T	0.34

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

PERÍODOS "T _p " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla N° 4.14. Periodos T_p y T_L en función del tipo de suelo

T _p	0.6
T _L	2
T	0.343

Entonces:

$$C = 2,5$$

- El factor o coeficiente básico de reducción sísmica (R), es:

$$R_o = 8$$

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Tabla Nº 4.15. Coeficientes de Básico Reducción de las Fuerzas Sísmicas

A este factor, debemos aplicar los factores de irregularidad, en planta y altura.

R_o	8	C/R > 0.11 0.3125	Ok!
I_a	1		
I_p	1		

$$R = R_o * I_a * I_p$$

$$R = 8 * 1 * 1$$

$$R = 8$$

- La distribución de la fuerza sísmica en altura (F_i).

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel *i*, correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde *n* es el número de pisos del edificio, *k* es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (*T*), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para *T* menor o igual a 0,5 segundos: *k* = 1,0.
- Para *T* mayor que 0,5 segundos: *k* = (0,75 + 0,5 *T*)

P	402.288	Tn
hn	12	m
Ct	35	
T	0.34	s
k	1	

V	50.600	Tn
----------	--------	----

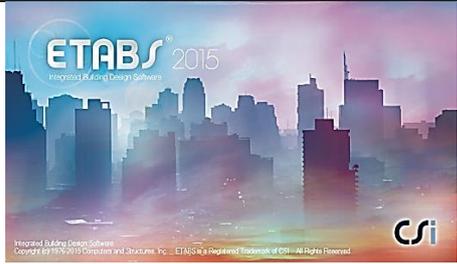
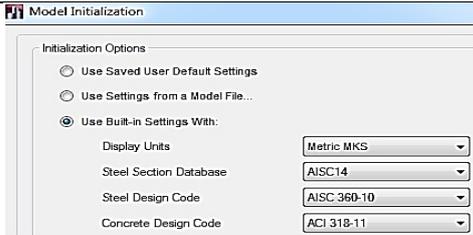
DIRECCION X, Y					
Piso	Peso	h	Pxh	α	Fi
1º	108.0328	3.9	421.328	0.134	6.767
2º	99.0184	6.6	653.521	0.207	10.497
3º	99.0184	9.3	920.871	0.292	14.791
4º	96.2184	12	1154.621	0.367	18.545
	402.288		3150.341		50.600

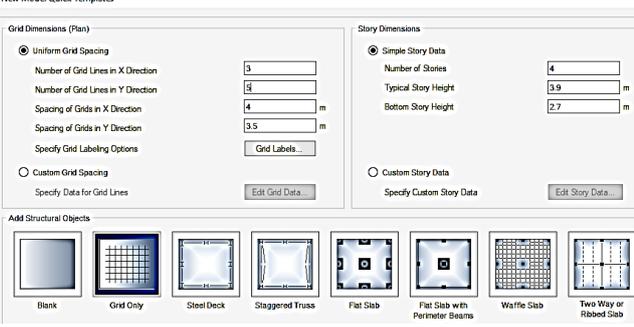
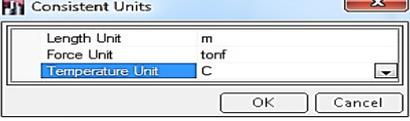
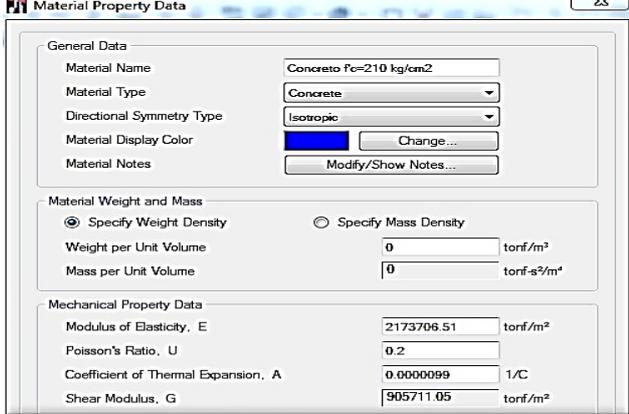
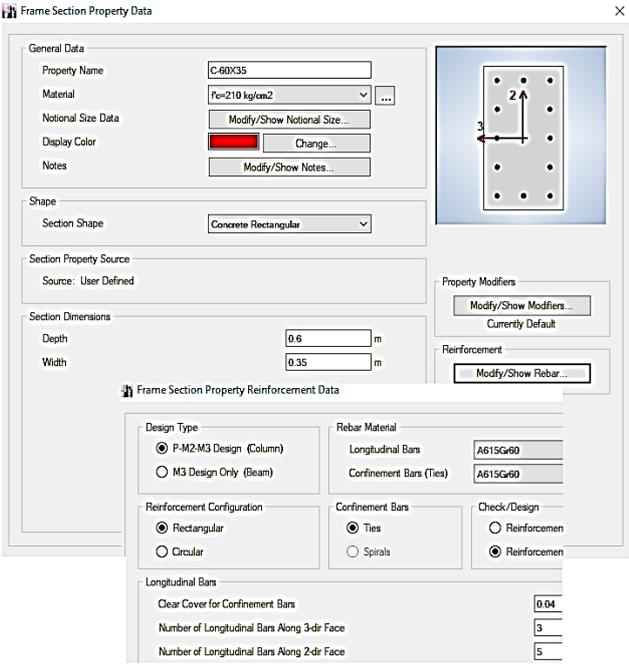
Cuadro N° 4.8. Distribución de la fuerza cortante en altura.

a. Análisis Sísmico Estático Tradicional

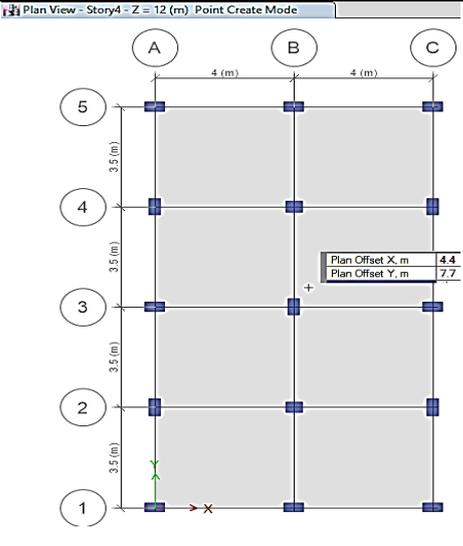
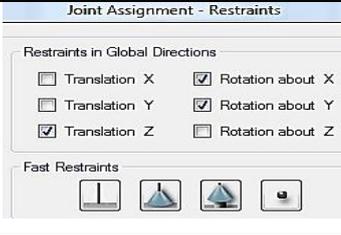
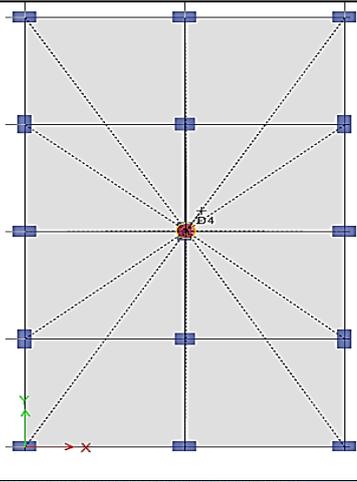
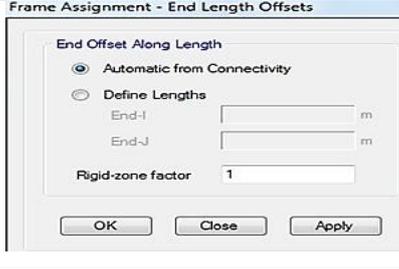
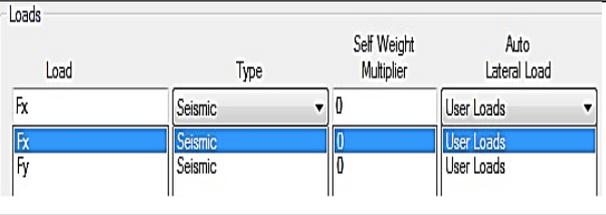
Una vez obtenida la distribución en altura de las fuerzas sísmicas (Fuerzas Estáticas Equivalentes). Para realizar el Análisis Sísmico Estático a la edificación propuesta de forma Tradicional (Base Empotrada), usando el software ETABS 2016, procedemos con los siguientes pasos:

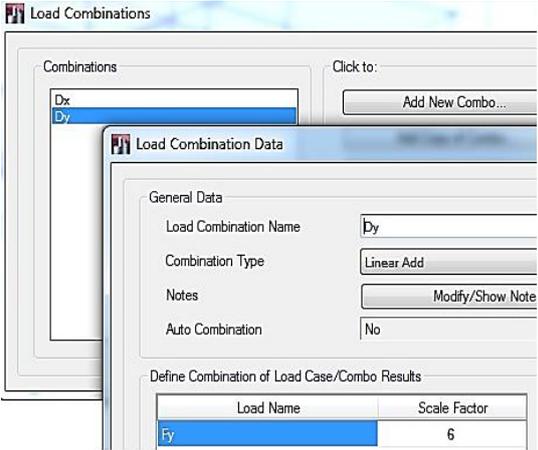
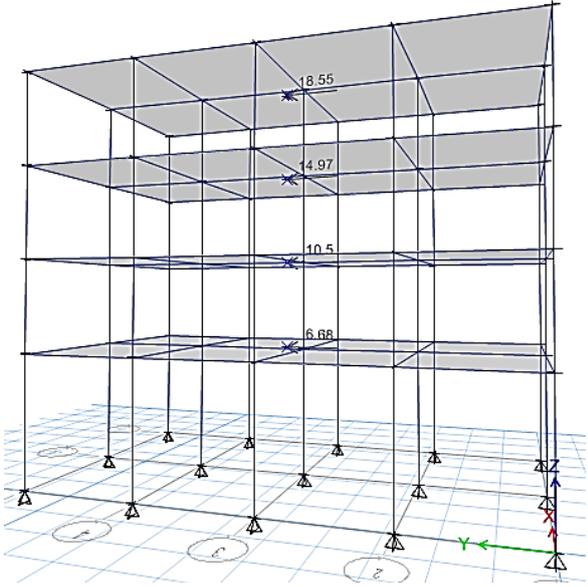
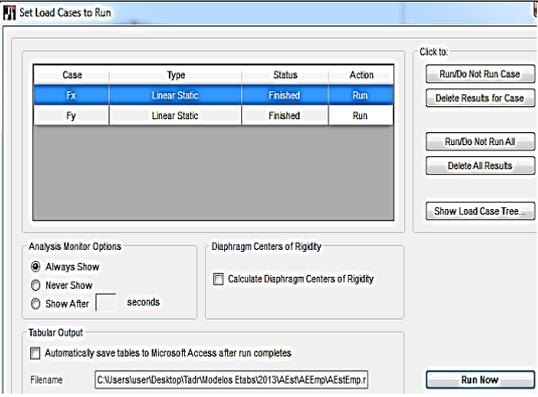
Cuadro N° 4.9. Pasos del análisis sísmico estático tradicional.

Paso	Descripción	Figura
1	Iniciamos el programa en mención.	
2	Generamos un nuevo modelo.	

<p>3</p>	<p>Configuramos la grilla para el modelo tridimensional.</p>	
<p>4</p>	<p>Modificamos las unidades de trabajo (Tn, m, C°).</p>	
<p>5</p>	<p>Definimos en material utilizado en la modelación.</p>	
<p>6</p>	<p>Definimos las secciones de los elementos estructurales (Losas, vigas y columnas).</p>	

<p>7</p>	<p>Dibujamos los elementos estructurales utilizando la grilla de trabajo, plasmando el modelo matemático tridimensional.</p>	
<p>8</p>	<p>Asignamos las restricciones en la base del modelo de la edificación – Base empotrada.</p>	

<p>9</p>	<p>Dibujamos los centros de masa en cada losa de entrepiso, considerando una excentricidad accidental para cada dirección (0.05 x L).</p>																	
<p>10</p>	<p>Asignar las restricciones a los centros de masa.</p>																	
<p>11</p>	<p>Asignamos los diafragmas rígidos a nivel de losas de entrepiso.</p>																	
<p>12</p>	<p>Asignamos los brazos rígidos en las vigas.</p>																	
<p>13</p>	<p>Definir los patrones de carga (loads patterns).</p>	 <table border="1" data-bbox="772 1720 1378 1935"> <thead> <tr> <th>Load</th> <th>Type</th> <th>Self Weight Multiplier</th> <th>Auto Lateral Load</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Fx</td> <td>Seismic</td> <td>0</td> <td>User Loads</td> </tr> <tr> <td>Fx</td> <td>Seismic</td> <td>0</td> <td>User Loads</td> </tr> <tr> <td>Fy</td> <td>Seismic</td> <td>0</td> <td>User Loads</td> </tr> </tbody> </table>	Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load	Fx	Seismic	0	User Loads	Fx	Seismic	0	User Loads	Fy	Seismic	0	User Loads
Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load															
Fx	Seismic	0	User Loads															
Fx	Seismic	0	User Loads															
Fy	Seismic	0	User Loads															

<p>14</p>	<p>Definir las combinaciones de carga – Para el control de derivas (0.75xR). Para ambas direcciones.</p>	
<p>15</p>	<p>Asignar las fuerzas laterales a los centros de masas a nivel de losas de entrepiso, en ambas direcciones.</p>	
<p>16</p>	<p>Guardar y analizar el modelo.</p>	

b. Análisis Sísmico Estático con I.S.E.

Para realizar este análisis considerando la I.S.E. Debemos incorporar al modelo matemático, la cimentación,

además con sus respectivos coeficientes de rigidez según cada modelo de I.S.E.

A.S.E. con I.S.E. – Winkler.

Utilizamos la tabla propuesta por el Ing. Nelson Morrison, que relaciona el módulo de balasto vertical con la capacidad admisible del terreno:

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ²)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ²)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ²)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Modulo de balasto UPC (Nelson Morrison)

Tabla Nº 4.16. Coeficiente de Winkler según la capacidad admisible del suelo

q adm	1.6	kg/cm ²
-------	-----	--------------------

$$K_z = C_1 \cdot A_{\text{Cimentacion}}$$

k1	3.28	kg/cm ³
	3280	Tn/m ³

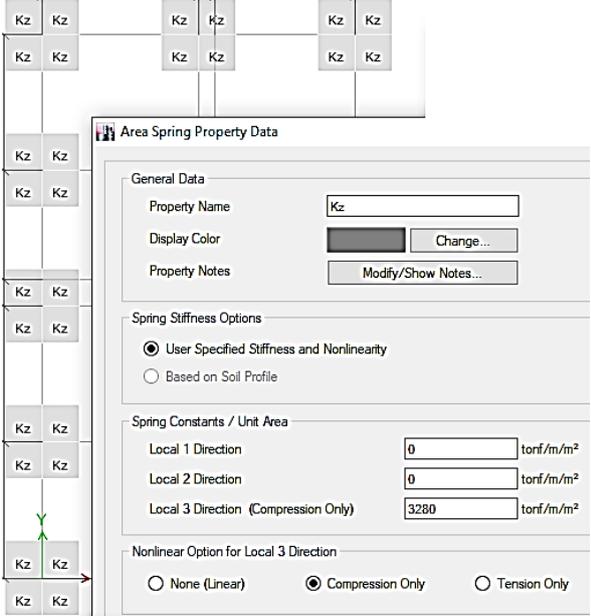
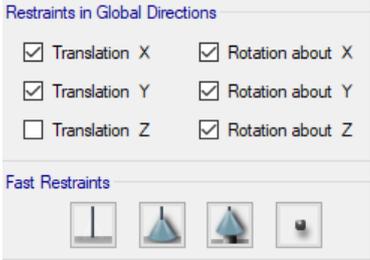
La cimentación será discretizada (dividida) en superficies de 50cm x 50cm (aproximadamente), en ambas direcciones. Para un análisis acorde con el método de elementos finitos.

Por lo tanto, para realizar este análisis seguiremos los pasos descritos en la sección anterior (**Análisis Estático**

Tradicional), considerando los procesos adicionales que se citan a continuación, los cuales se pueden aplicar al final de los pasos descritos en el apartado mencionado:

Cuadro N° 4.10. Pasos del análisis sísmico estático-Método de Winkler.

Paso	Descripción	Figura
1	Definir el material de la cimentación como Infinitamente Rígido. $E = 9 \times 10^8 \text{ Tn. m}^2$ $\mu = 0.05$	
2	Definir las propiedades y dibujar la cimentación.	
3	Discretizar la cimentación. (Los nudos de la base de las columnas deben coincidir con los nudos de la discretización)	

<p>4</p>	<p>Ingresar el coeficiente de balasto vertical sobre la losa de fundación, modulo o coeficiente se distribuye sobre el área de la cimentación.</p>	
<p>5</p>	<p>Liberamos los nudos de la base y asignamos las restricciones para este método.</p>	
<p>6</p>	<p>Guardar y Analizar el modelo.</p>	

A.S.E. con I.S.E. – Barkan Savinov.

Para este método se incorpora en el modelo tridimensional, la cimentación con sus respectivos coeficientes de rigidez y la masa de cada una de ellas (Traslacional y rotacional), adicionando estos factores en el centroide de cada cimentación.

Sin embargo, para este método (Estático) las masas no tienen efecto, pues en este se ingresan esfuerzos y no masas, en cambio en el **análisis dinámico** que presenta esta investigación si se consideran.

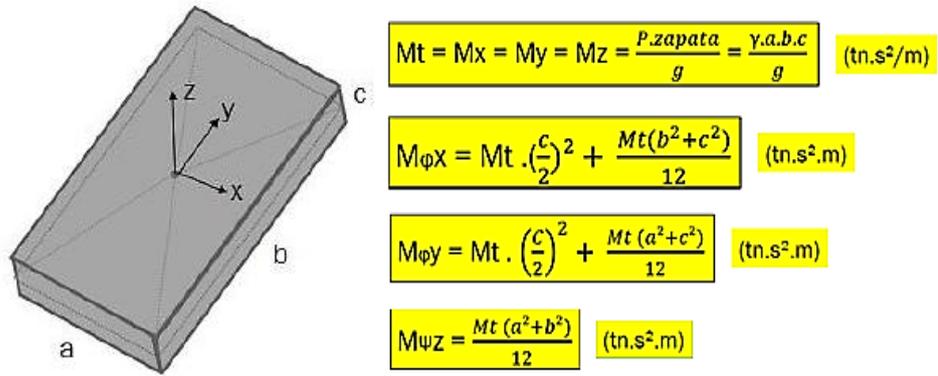


Figura N° 4.47. Masas traslacionales y rotacionales de una zapata
Fuente: Genner Villarreal

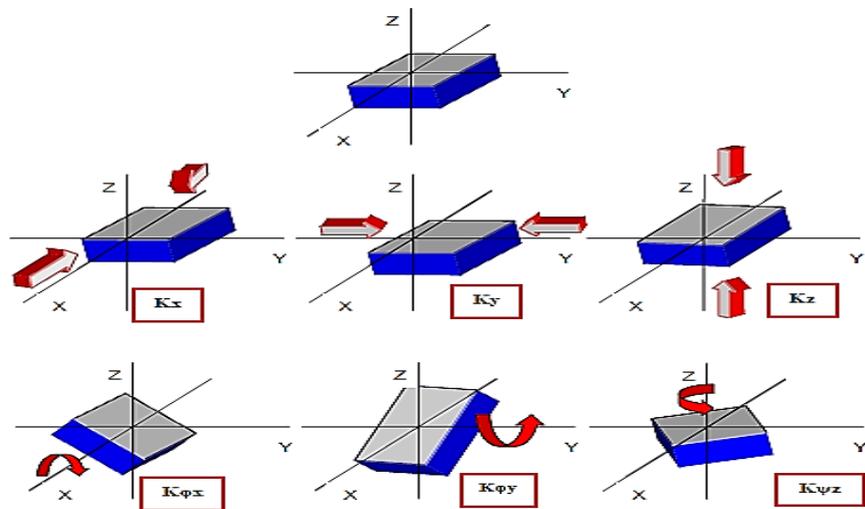


Figura N° 4.48. Grados de libertad de los coeficientes de rigidez
Fuente: Genner Villarreal

- Cálculo de Masas de la cimentación:

Masa de la Zapata Central			Masa de la Zapata Exterior			Masa de la Zapata Esquina		
Datos			Datos			Datos		
a	1.90	m	a	1.30	m	a	1.00	m
b	2.40	m	b	1.70	m	b	1.20	m
c	0.6	m	c	0.6	m	c	0.6	m
γc	2.4	Tn/m ³	γc	2.4	Tn/m ³	γc	2.4	Tn/m ³
g	9.81	m/s ²	g	9.81	m/s ²	g	9.81	m/s ²
MT(x,y,z)	0.669	Tn.s ² /m	MT(x,y,z)	0.324	Tn.s ² /m	MT(x,y,z)	0.176	Tn.s ² /m
Mφx	0.402	Tn.s ² .m	Mφx	0.117	Tn.s ² .m	Mφx	0.042	Tn.s ² .m
Mφy	0.282	Tn.s ² .m	Mφy	0.085	Tn.s ² .m	Mφy	0.036	Tn.s ² .m
Mφz	0.523	Tn.s ² .m	Mφz	0.124	Tn.s ² .m	Mφz	0.036	Tn.s ² .m

Cuadro N° 4.11. Masas traslacionales y rotacionales cimentación.

- Calculamos los Momentos de Inercia de Masa, respecto a los ejes X, Y:

$I_{\varphi x}$	2.189	m ⁴	$I_{\varphi x}$	0.532	m ⁴	$I_{\varphi x}$	0.144	m ⁴
$I_{\varphi y}$	1.372	m ⁴	$I_{\varphi y}$	0.311	m ⁴	$I_{\varphi y}$	0.100	m ⁴
$I_{\varphi z}$	3.561	m ⁴	$I_{\varphi z}$	0.843	m ⁴	$I_{\varphi z}$	0.244	m ⁴

Cuadro N° 4.12. Momentos de inercia de la cimentación.

- Cálculo de los Coeficientes de Rigidez I.S.E.:

Cuadro N° 4.13. Coeficientes de rigidez. Modelo Barkan-Savinov.

Zapata Central

Datos			Presion estática del suelo		
Suelo	SC-SM		$\rho = \frac{P}{A}$		
μ_s	0.35				
Lx	1.9	m	ρ	1.419	kg/cm ²
Ly	2.4	m	Co	2	kg/cm ³
Ac	4.56	m ²	Do	1.576	kg/cm ²
ρ_o	0.2	kg/cm ²			
Δ	1	m ⁻¹			
P	513.158	Tn			
Ac	36.16	m ²			

Coeficientes de Compresion y Desplazamiento			Coeficientes de Rigidez		
Cx	12113.70	Tn/m ³	Kx	55238.49	Tn/m
Cy	12113.70	Tn/m ³	Ky	55238.49	Tn/m
Cz	15375.09	Tn/m ³	Kz	70110.39	Tn/m
C φ x	26590.95	Tn/m ³	K φ x	58202.28	Tn.m
C φ y	24254.32	Tn/m ³	K φ y	33272.07	Tn.m

Zapata Externa

Datos			Presion estática del suelo		
Suelo	SC-SM		$\rho = \frac{P}{A}$		
μ_s	0.35				
Lx	1.3	m	ρ	1.419	kg/cm ²
Ly	1.70	m	Co	2	kg/cm ³
Ac	2.21	m ²	Do	1.576	kg/cm ²
ρ_o	0.2	kg/cm ²			
Δ	1	m ⁻¹			
P	513.158	Tn			
Ac	36.16	m ²			

Coeficientes de Compresion y Desplazamiento			Coeficientes de Rigidez		
Cx	15593.26	Tn/m ³	Kx	34461.10	Tn/m
Cy	15593.26	Tn/m ³	Ky	34461.10	Tn/m
Cz	19791.44	Tn/m ³	Kz	43739.08	Tn/m
C φ x	36183.86	Tn/m ³	K φ x	19258.56	Tn.m
C φ y	32326.82	Tn/m ³	K φ y	10061.45	Tn.m

Zapata Esquinera

Datos		
Suelo	SC-SM	
μ_s	0.35	
Lx	1.0	m
Ly	1.20	m
Ac	1.2	m ²
ρ_o	0.2	kg/cm ²
Δ	1	m ⁻¹
P	513.158	Tn
Ac	36.16	m ²

Presion estática del suelo		
$\rho = \frac{P}{A}$		
ρ	1.419	kg/cm ²
Co	2	kg/cm ³
Do	1.576	kg/cm ²

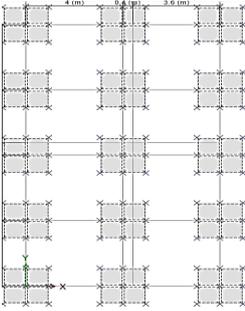
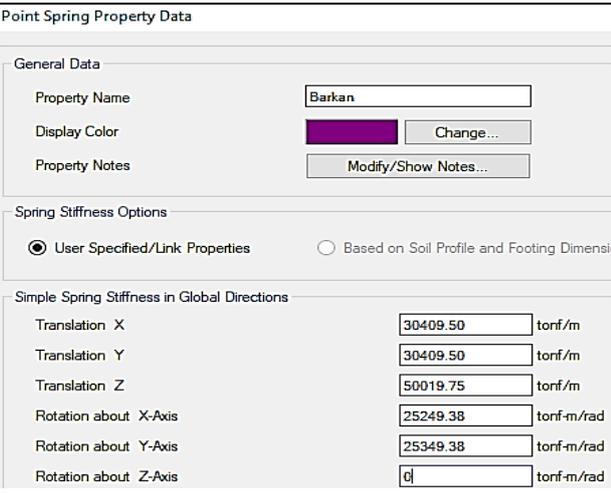
Coeficientes de Compresion y Desplazamiento		
Cx	19588.12	Tn/m ³
Cy	19588.12	Tn/m ³
Cz	24861.84	Tn/m ³
C ϕ x	46171.99	Tn/m ³
C ϕ y	42620.30	Tn/m ³

Coeficientes de Rigidez		
Kx	23505.74	Tn/m
Ky	23505.74	Tn/m
Kz	29834.21	Tn/m
K ϕ x	6648.77	Tn.m
K ϕ y	4262.03	Tn.m

Para realizar este análisis seguiremos los pasos descritos en la sección “**Análisis Estático Tradicional**”, considerando los procesos adicionales que se citan a continuación, los cuales se pueden aplicar al final de los pasos descritos en el apartado mencionado:

Cuadro N° 4.14. Pasos del A.S.E. Método de Barkan-Savinov.

Paso	Descripción	Figura
1	Definir el material de la cimentación como Infinitamente Rígido. $E = 9 \times 10^8$ $Tn. m^2$ $\mu = 0.05$	
2	Definir las propiedades y dibujar la cimentación.	

3	Discretizar la cimentación. (Los nudos de la base de las columnas deben coincidir con los nudos de la discretización)	
4	Ingresar los coeficientes de rigidez al centroide de cada zapata	
5	Asignamos las restricciones en la base para este método.	
6	Guardar y Analizar el modelo.	

A.S.E. con I.S.E. – Norma Rusa.

Se procede de manera análoga al método anterior, con la diferencia que en este método existe un coeficiente de rigidez más (K_z); entonces:

Cuadro Nº 4.15. Pasos del A.S.E. Método de La Norma Rusa.
Zapata Central

Datos			Coeficientes de Rigidez		
Es	7000000	kg/m ²	Kx	55432.61	Tn/m
A10	10	m ²	Ky	55432.61	Tn/m
Ac	4.56	m ²	Kz	79189.44	Tn/m
bo	1	m ⁻¹	Kφx	76021.86	Tn.m
Cz	17366.11	Tn/m ³	Kφy	47645.65	Tn.m
Cx	12156.27	Tn/m ³	Kφz	61833.75	Tn.m
Cφ	34732.21	Tn/m ³			
Cψ	17366.11	Tn/m ³			

Zapata Exterior

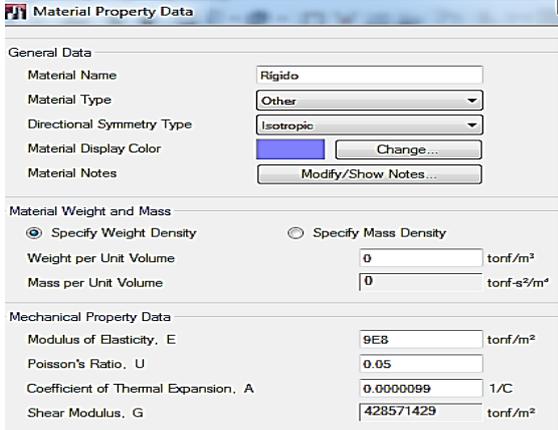
Datos			Coeficientes de Rigidez		
Es	7000000	kg/m2			
A10	10	m2	Kx	33864.21	Tn/m
Ac	2.21	m2	Ky	33864.21	Tn/m
bo	1	m-1	Kz	48377.45	Tn/m
Cz	21890.25	Tn/m3	Kφx	23301.80	Tn.m
Cx	15323.17	Tn/m3	Kφy	13626.31	Tn.m
Cφ	43780.49	Tn/m3	Kφz	18464.06	Tn.m
Cψ	21890.25	Tn/m3			

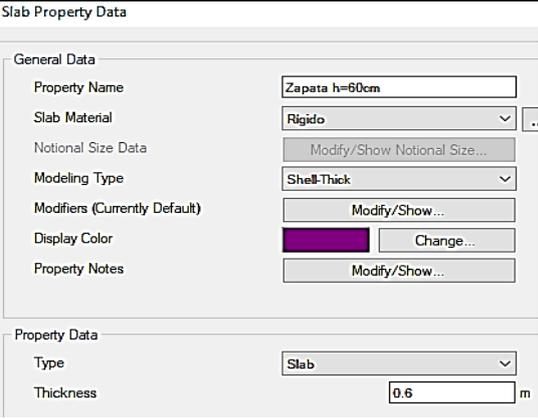
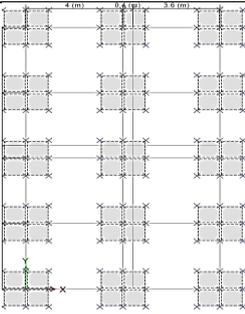
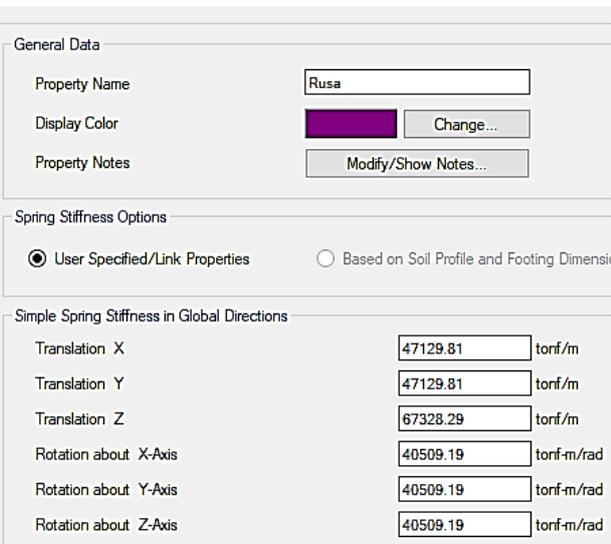
Zapata Esquinera

Datos			Coeficientes de Rigidez		
Es	7000000	kg/m2			
A10	10	m2	Kx	33864.21	Tn/m
Ac	2.21	m2	Ky	33864.21	Tn/m
bo	1	m-1	Kz	48377.45	Tn/m
Cz	21890.25	Tn/m3	Kφx	13626.31	Tn.m
Cx	15323.17	Tn/m3	Kφy	23301.80	Tn.m
Cφ	43780.49	Tn/m3	Kφz	18464.06	Tn.m
Cψ	21890.25	Tn/m3			

Para realizar este análisis seguiremos los pasos descritos en la sección "**Análisis Estático Tradicional**", considerando los procesos adicionales que se citan a continuación, los cuales se pueden aplicar al final de los pasos descritos en el apartado mencionado:

Cuadro N° 4.16. Pasos del A.S.E. Metodo de la Norma Rusa.

Paso	Descripción	Figura
1	Definir el material de la cimentación como Infinitamente Rígido. $E = 9 \times 10^8$ $Tn.m^2$ $\mu = 0.05$	

<p>2</p>	<p>Definir las propiedades y dibujar la cimentación.</p>	
<p>3</p>	<p>Discretizar la cimentación. (Los nudos de la base de las columnas deben coincidir con los nudos de la discretización)</p>	
<p>4</p>	<p>Ingresar los coeficientes de rigidez al centroide de cada zapata</p>	
<p>5</p>	<p>Asignamos las restricciones en la base para este método.</p>	
<p>6</p>	<p>Guardar y Analizar el modelo.</p>	

B. ANALISIS SISMICO DINAMICO

Para la aplicación del Análisis Sísmico Dinámico tomamos la propuesta presentada en a Norma E-030 - Diseño Sismorresistente, para un **Análisis Dinámico Modal-Espectral**.

Consideramos los mismos parámetros utilizados en el Análisis Sísmico Estático, además incorporamos las masas de entrepiso. Entonces:

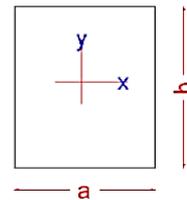
Datos		
a	8	m
b	14	m
a ²	64	m ²
b ²	196	m ²
Peso 1	108.033	tn
Peso 2	99.018	tn
Peso 3	99.018	tn
Peso 4	96.218	tn
g	9.81	m/s ²

Cuadro Nº 4.17. Factores para calcular las masas de entrepiso.

1. REGULAR

$$M_t = M_x = M_y = \frac{p_{sismo}}{g}$$

$$M_r = M_{RZ} = \frac{M_t(a^2 + b^2)}{12}$$



2. IRREGULAR

$$M_t = M_x = M_y = \frac{p_{sismo}}{g}$$

$$M_r = \frac{M_t(I_x + I_y)}{A}$$

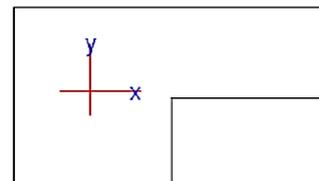


Figura Nº 4.49. Masas de entrepiso

Fuente: Genner Villarreal

Cuadro Nº 4.18. Masas de entrepiso.

Primer Piso				Segundo y tercer Piso			
Masa Traslacional				Masa Traslacional			
Mtx	11.013	T.s2/m		Mtx	10.094	T.s2/m	
Mty	11.013	T.s2/m		Mty	10.094	T.s2/m	
Mtz	-	T.s2/m	Restringido	Mtz	-	T.s2/m	Restringido
Masa Rotacional				Masa Rotacional			
Mrx	-	T.s2.m	Restringido	Mrx	-	T.s2.m	Restringido
Mry	-	T.s2.m	Restringido	Mry	-	T.s2.m	Restringido
Mrz	238.605	T.s2.m		Mrz	218.695	T.s2.m	

Cuarto Piso			
Masa Traslacional			
Mtx	9.808	T.s2/m	
Mty	9.808	T.s2/m	
Mtz	-	T.s2/m	Restringido
Masa Rotacional			
Mrx	-	T.s2.m	Restringido
Mry	-	T.s2.m	Restringido
Mrz	212.511	T.s2.m	

ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL

Una vez obtenida las masas de entrepiso calculamos el factor de escala dinámico.

Sabemos que:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Despejando el factor de amplificación sísmica:

$$F.E. = \frac{Z * U * S * g}{R}$$

De donde podemos obtener el espectro T vs C:

Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

T es el período

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

Z	0.35		
U	1		
S	1.15		
g	9.81		
R	8		
F.E.	0.4936		
		Tp	0.6
		Tl	2
		C	2.5

Cuadro N° 4.19. Factores para determinar el factor de escala del A.S.D.

Para suelo Intermedio:

T	C	T	C	T	C
0	2.5	2.1	0.68	3.4	0.26
0.6	2.5	2.2	0.62	3.5	0.24
1	1.50	2.3	0.57	4	0.19
1.1	1.36	2.4	0.52	4.5	0.15
1.2	1.25	2.5	0.48	5	0.12
1.3	1.15	2.6	0.44	5.5	0.10
1.4	1.07	2.7	0.41	6	0.08
1.5	1.00	2.8	0.38	6.5	0.07
1.6	0.94	2.9	0.36	7	0.06
1.7	0.88	3	0.33	7.5	0.05
1.8	0.83	3.1	0.31	8	0.05
1.9	0.79	3.2	0.29		
2	0.75	3.3	0.28		

Cuadro N° 4.20. Valores del espectro T vs C..

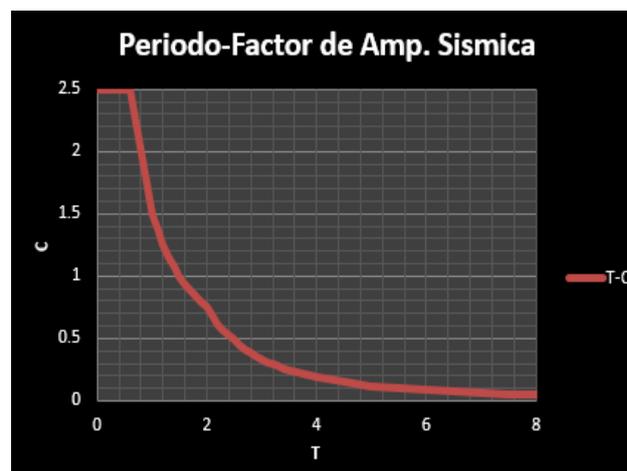


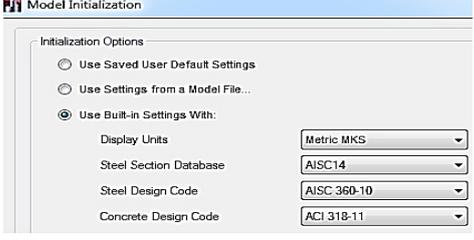
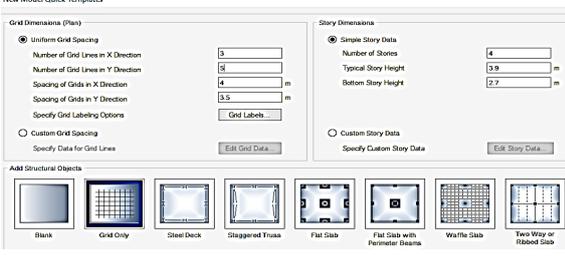
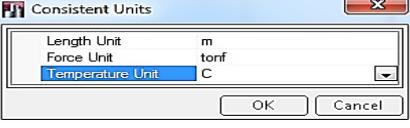
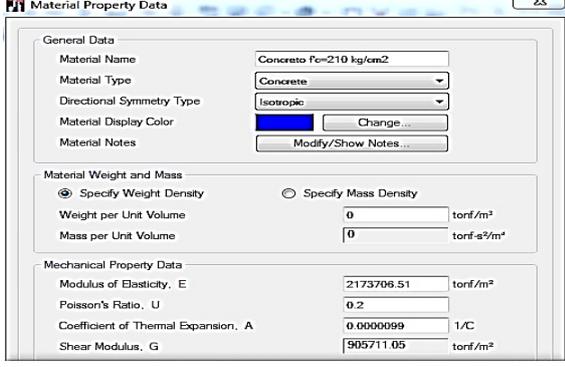
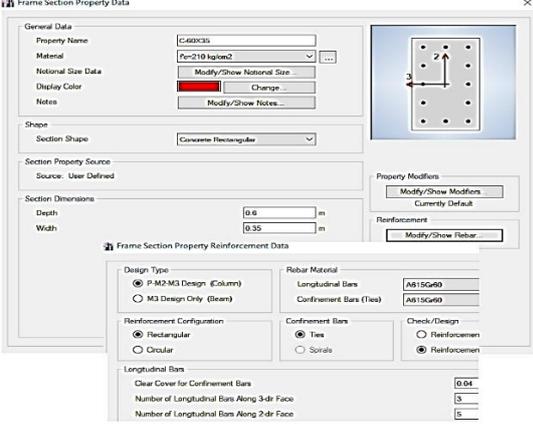
Figura N° 4.50. Espectro T vs C

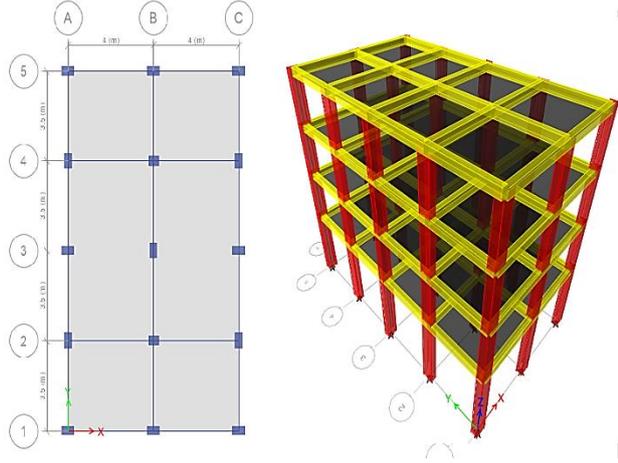
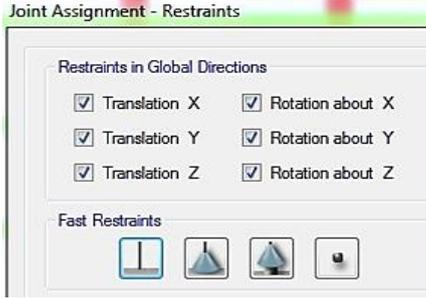
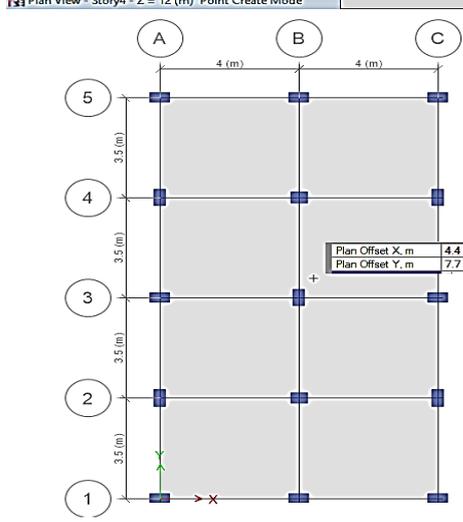
Fuente: Propia

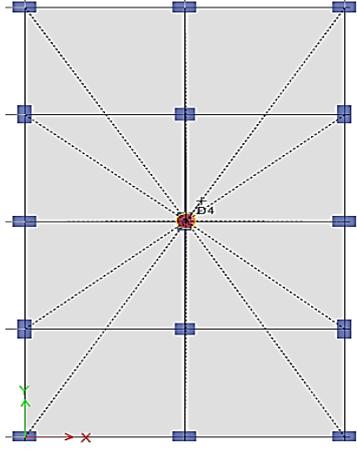
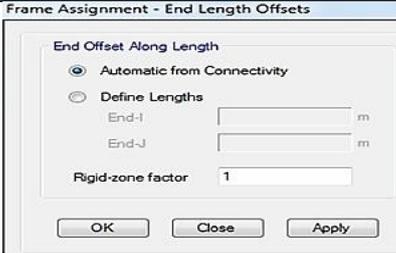
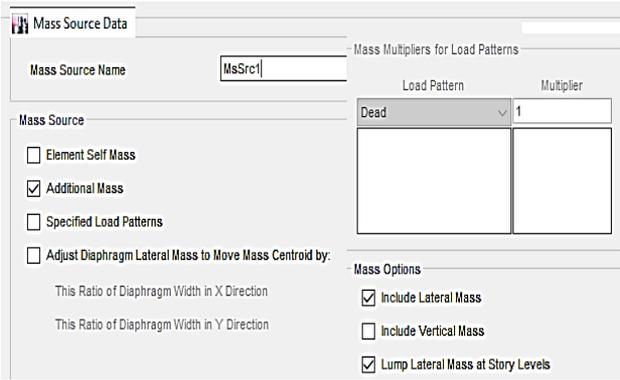
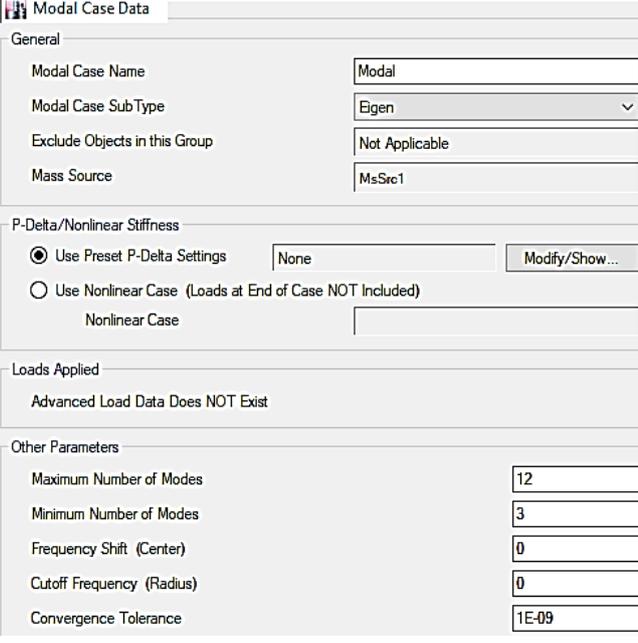
a. Análisis Sísmico Dinámico Modal-Espectral Tradicional

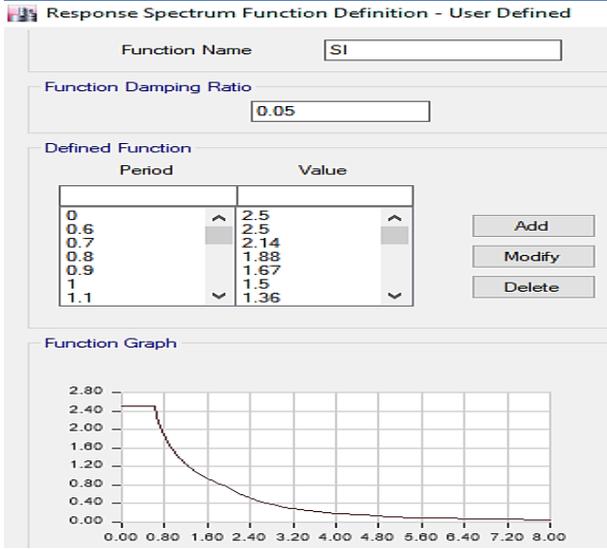
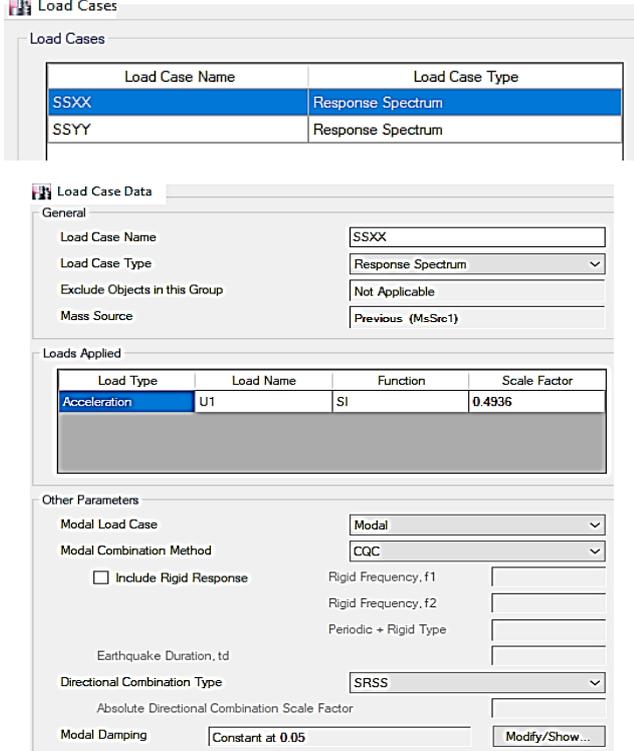
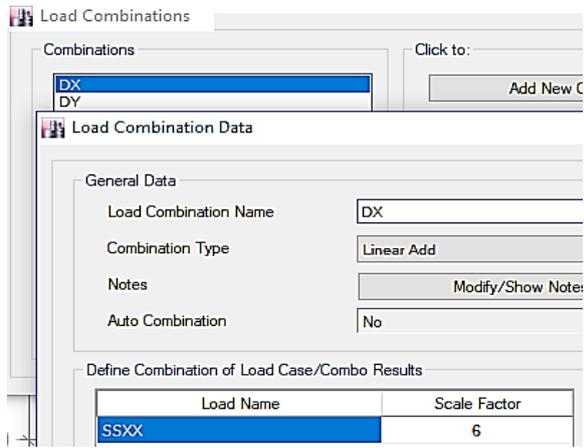
Ahora procedemos a describir los pasos necesarios para este análisis, mencionando que la mayoría de los pasos desarrollados en el análisis estático tradicional se mantienen, y la diferencia radica que en vez de ingresar fuerzas directamente al centro de masas, se ingresan las masas de entrepiso, además debemos ingresar el espectro T-C y no olvidarnos de activar la opción de análisis modal. Por lo tanto, tenemos:

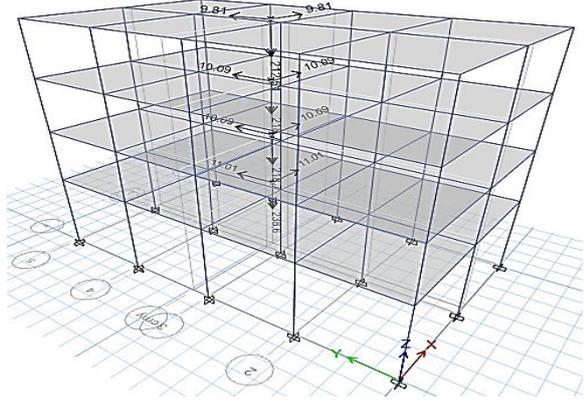
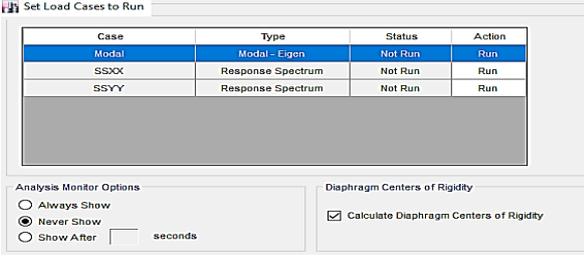
Cuadro Nº 4.21. Pasos del A.S.D. Tradicional.

Paso	Descripción	Figura
1	Iniciamos el programa en mención.	
2	Generamos un nuevo modelo.	
3	Configuramos la grilla para el modelo tridimensional.	
4	Modificamos las unidades de trabajo (Tn, m, C°).	
5	Definimos en material utilizado en la modelación.	
6	Definimos las secciones de los elementos estructurales (Losas, vigas y columnas).	

<p>7</p>	<p>Dibujamos los elementos estructurales utilizando la grilla de trabajo, plasmando el modelo matemático tridimensional.</p>	
<p>8</p>	<p>Asignamos las restricciones en la base del modelo de la edificación – Base empotrada.</p>	
<p>9</p>	<p>Dibujamos los centros de masa en cada losa de entrepiso, considerando una excentricidad accidental para cada dirección (0.05 x L).</p>	
<p>10</p>	<p>Asignar las restricciones a los centros de masa.</p>	

<p>11</p>	<p>Asignamos los diafragmas rígidos a nivel de lasas de entrepiso.</p>	
<p>12</p>	<p>Asignamos los brazos rígidos en las vigas.</p>	
<p>13</p>	<p>Definimos la masa participativa (Mass Source), que tomara las masas que definimos antes.</p>	
<p>14</p>	<p>Configuramos el caso modal para el análisis modal (Modal Case), 3 modos por nivel y 3 modos como mínimo.</p>	

<p>14</p>	<p>Ingresamos el espectro T-C (Response Spectrum).</p>	
<p>13</p>	<p>Definir los casos de carga (loads cases), ingresando el espectro de respuesta T-C y el factor de escala dinámico calculado. Para ambas direcciones de análisis.</p>	
<p>14</p>	<p>Definir las combinaciones de carga – Para el control de derivas (0.75xR). Para ambas direcciones.</p>	

15	Asignar las masas de entrepiso a los centros de masas en cada nivel, en ambas direcciones (Additional Mass)	
16	Guardar y analizar el modelo, activando el análisis modal.	

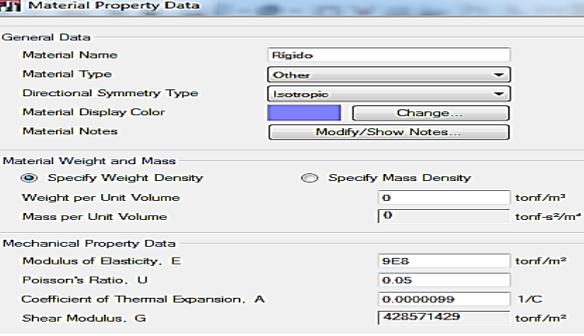
b. Análisis Sísmico Dinámico Modal-Espectral con I.S.E.

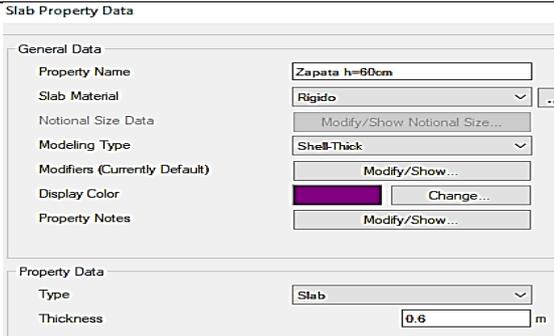
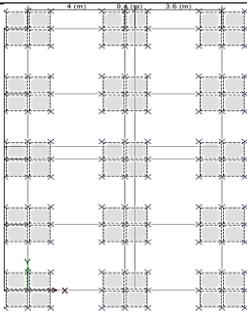
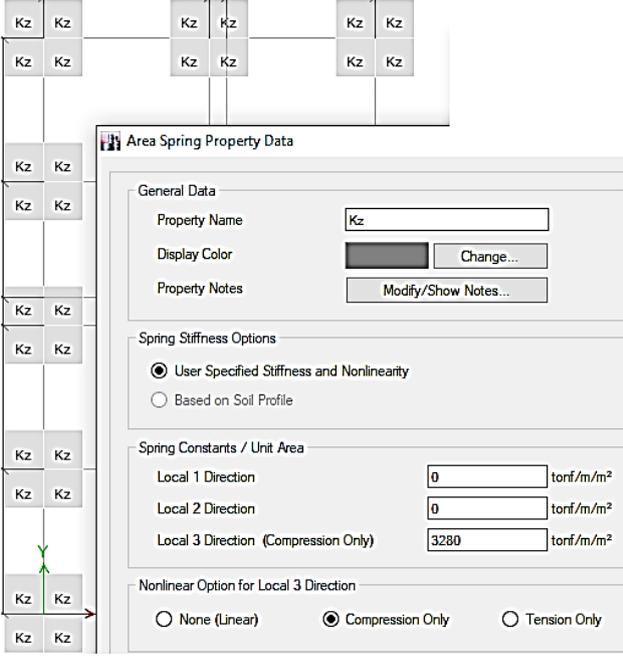
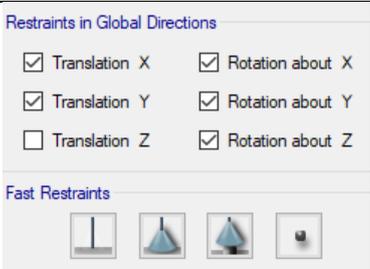
Para realizar este análisis considerando la I.S.E. Debemos incorporar al modelo matemático, la cimentación, con sus coeficientes de rigidez según cada modelo de I.S.E.

A.S.E. Modal-Espectral con I.S.E. – Winkler.

Este análisis incorpora en el modelo la cimentación con su respectivo coeficiente de balasto (Modulo de Winkler), nos basamos en la secuencia de pasos anterior (**Análisis Sísmico Dinámico Modal-Espectral Tradicional**) y adicionamos los pasos que se describen a continuación:

Cuadro N° 4.22. Pasos del A.S.D. Método de Winkler.

Paso	Descripción	Figura
1	Definir el material de la cimentación como Infinitamente Rígido. $E = 9 \times 10^8$ $Tn.m^2$ $\mu = 0.05$	

2	Definir las propiedades y dibujar la cimentación.	
3	Discretizar la cimentación. (Los nudos de la base de las columnas deben coincidir con los nudos de la discretización)	
4	Ingresar el coeficiente de balasto vertical sobre la losa de fundación, modulo o coeficiente se distribuye sobre el área de la cimentación.	
5	Liberamos los nudos de la base y asignamos las restricciones para este método.	
6	Guardar y Analizar el modelo.	

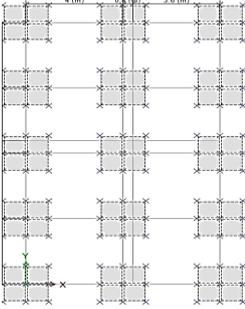
A.D.E. Modal-Espectral con I.S.E. – D. Barkan Savinov.

Para este método se incorpora en el modelo tridimensional, la cimentación con sus respectivos coeficientes de rigidez y la masa de cada una de ellas (Traslacional y rotacional), adicionando estos factores en el centroide de cada cimentación, los cuales ya se calcularon en el análisis estático para este método.

Consideramos los pasos descritos en el **Análisis Sísmico Dinámico Modal-Espectral Tradicional** y adicionamos los siguientes pasos:

Cuadro N° 4.23. Pasos del A.S.D. Método Barkan-Savinov.

Paso	Descripción	Figura
1	Definir el material de la cimentación como Infinitamente Rígido. $E = 9 \times 10^8 \text{ Tn. m}^2$ $\mu = 0.05$	
2	Definir las propiedades y dibujar la cimentación.	

3	Discretizar la cimentación. (Los nudos de la base de las columnas deben coincidir con los nudos de la discretización)	
4	Ingresar los coeficientes de rigidez al centroide de cada zapata	<p>Point Spring Property Data</p> <p>General Data</p> <p>Property Name: <input type="text" value="Barkan"/></p> <p>Display Color: <input type="color" value="#800080"/> <input type="button" value="Change..."/></p> <p>Property Notes: <input type="button" value="Modify/Show Notes..."/></p> <p>Spring Stiffness Options</p> <p><input checked="" type="radio"/> User Specified/Link Properties <input type="radio"/> Based on Soil Profile and Footing Dimension</p> <p>Simple Spring Stiffness in Global Directions</p> <p>Translation X: <input type="text" value="30409.50"/> tonf/m</p> <p>Translation Y: <input type="text" value="30409.50"/> tonf/m</p> <p>Translation Z: <input type="text" value="50019.75"/> tonf/m</p> <p>Rotation about X-Axis: <input type="text" value="25249.38"/> tonf-m/rad</p> <p>Rotation about Y-Axis: <input type="text" value="25349.38"/> tonf-m/rad</p> <p>Rotation about Z-Axis: <input type="text" value="d"/> tonf-m/rad</p>
5	Ingresar las masas al centroide de cada zapata	<p>Joint Assignment - Additional Mass</p> <p>Masses in Global Directions</p> <p>Direction X, Y: <input type="text" value="0.53"/> tonf-s²/m</p> <p>Direction Z: <input type="text" value="0.53"/> tonf-s²/m</p> <p>Mass Moment of Inertia in Global Directions</p> <p>Rotation about X: <input type="text" value="0.223"/> tonf-m-s²</p> <p>Rotation about Y: <input type="text" value="0.223"/> tonf-m-s²</p> <p>Rotation about Z: <input type="text" value="0.319"/> tonf-m-s²</p>
6	Asignamos las restricciones en la base para este método.	<p>Restraints in Global Directions</p> <p><input type="checkbox"/> Translation X <input type="checkbox"/> Rotation about X</p> <p><input type="checkbox"/> Translation Y <input type="checkbox"/> Rotation about Y</p> <p><input type="checkbox"/> Translation Z <input checked="" type="checkbox"/> Rotation about Z</p>
7	Guardar y Analizar el modelo.	

A.S.D. Modal-Espectral con I.S.E. – Norma Rusa.

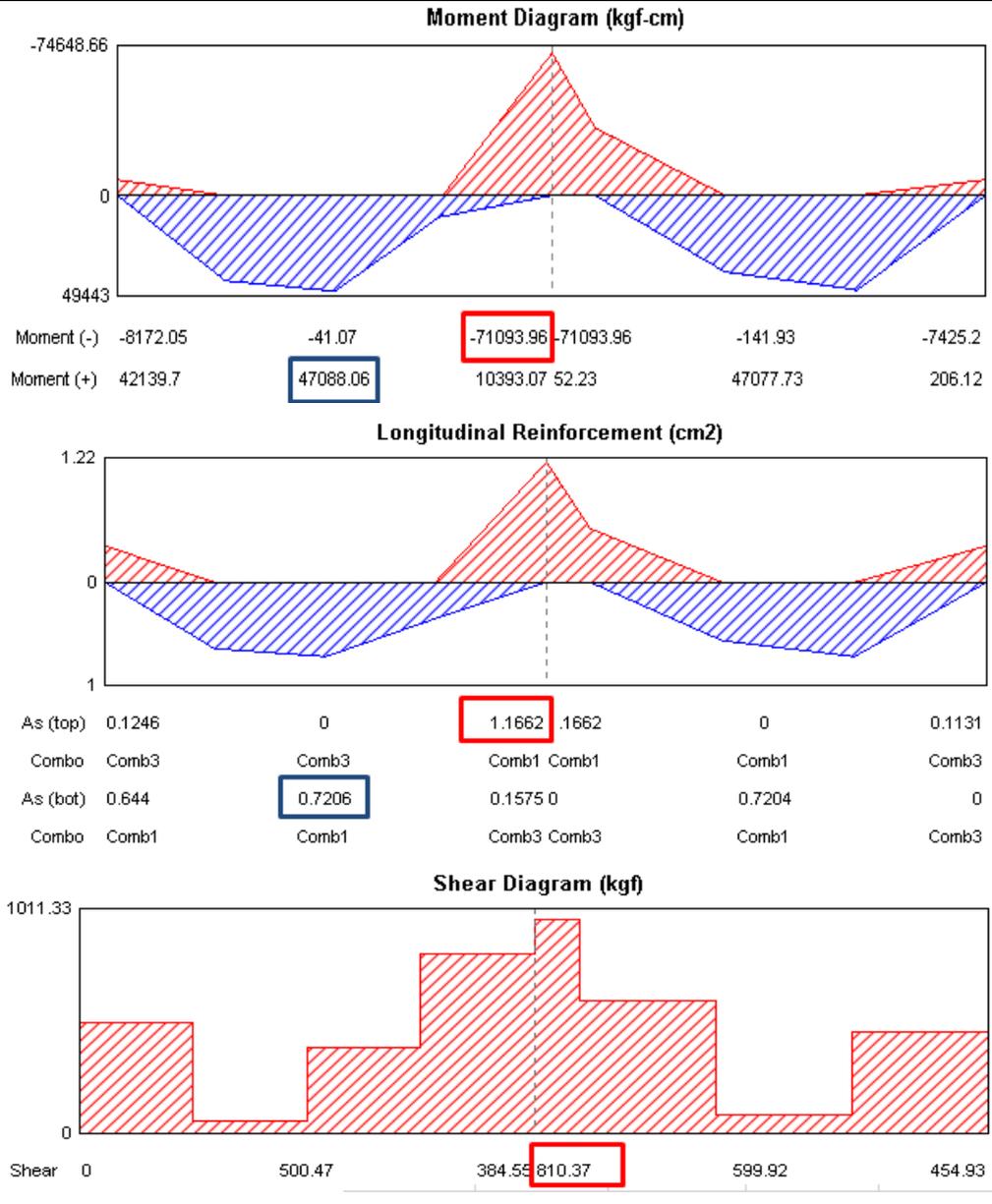
Se procede de manera análoga al método anterior, con la diferencia que en este método existe un coeficiente de rigidez más (K_z), ingresamos los valores que se calcularon para el Análisis Estático para este método. Entonces:

Cuadro Nº 4.24. Pasos del A.S.D. Método de la Norma Rusa.

Paso	Descripción	Figura
1	Definir el material de la cimentación como Infinitamente Rígido. $E = 9 \times 10^8 \text{ Tn. m}^2$ $\mu = 0.05$	
2	Definir las propiedades y dibujar la cimentación.	
3	Discretizar la cimentación. (Los nudos de la base de las columnas deben coincidir con los nudos de la discretización)	
4	Ingresar los coeficientes de rigidez al centroide de cada zapata	

Configuramos las franjas de diseño de la losa cada 40 cm, simulando la separación entre viguetas de eje a eje y consideramos la vigueta más representativa para el diseño

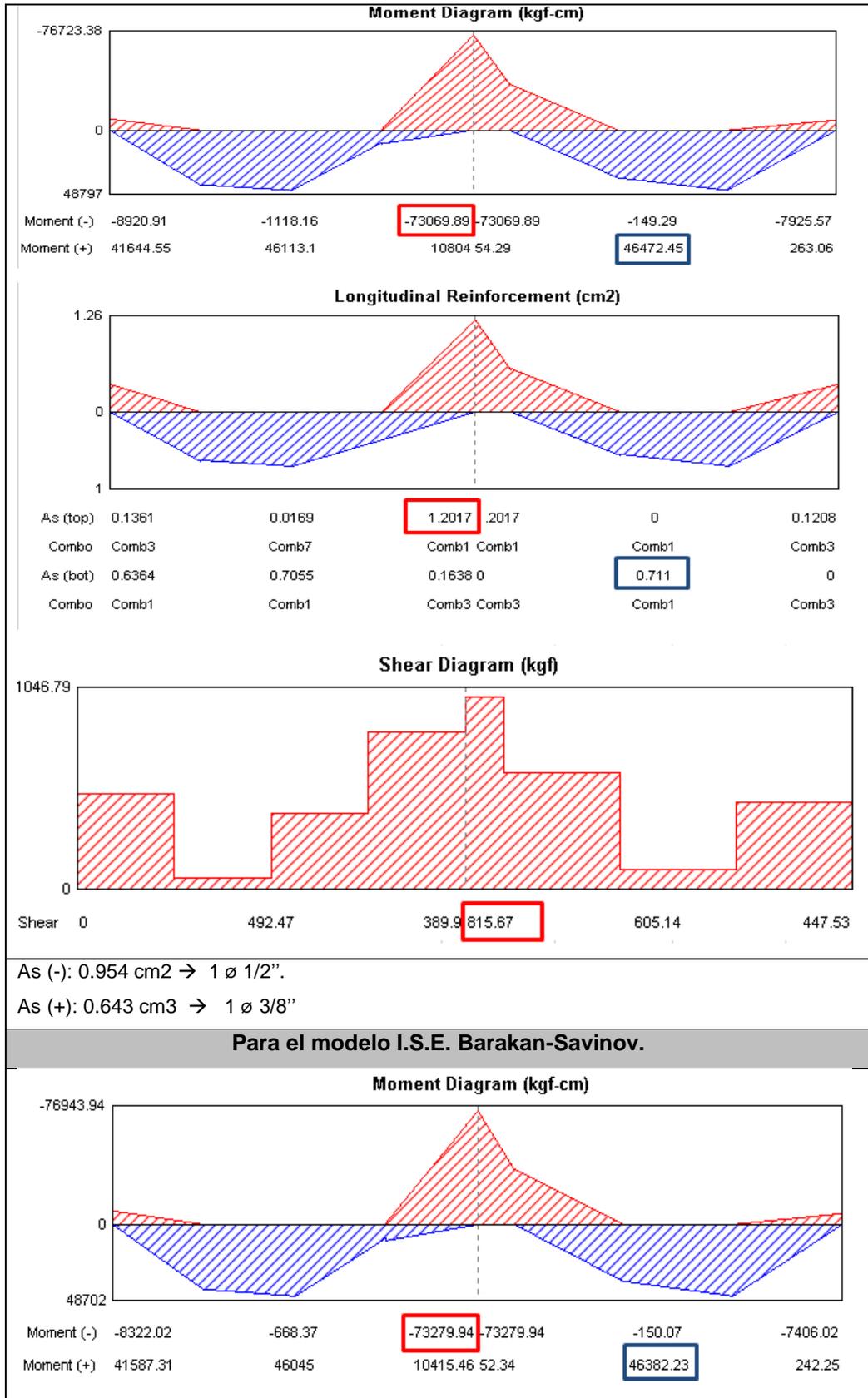
Para el Modelo Tradicional (Empotrado).

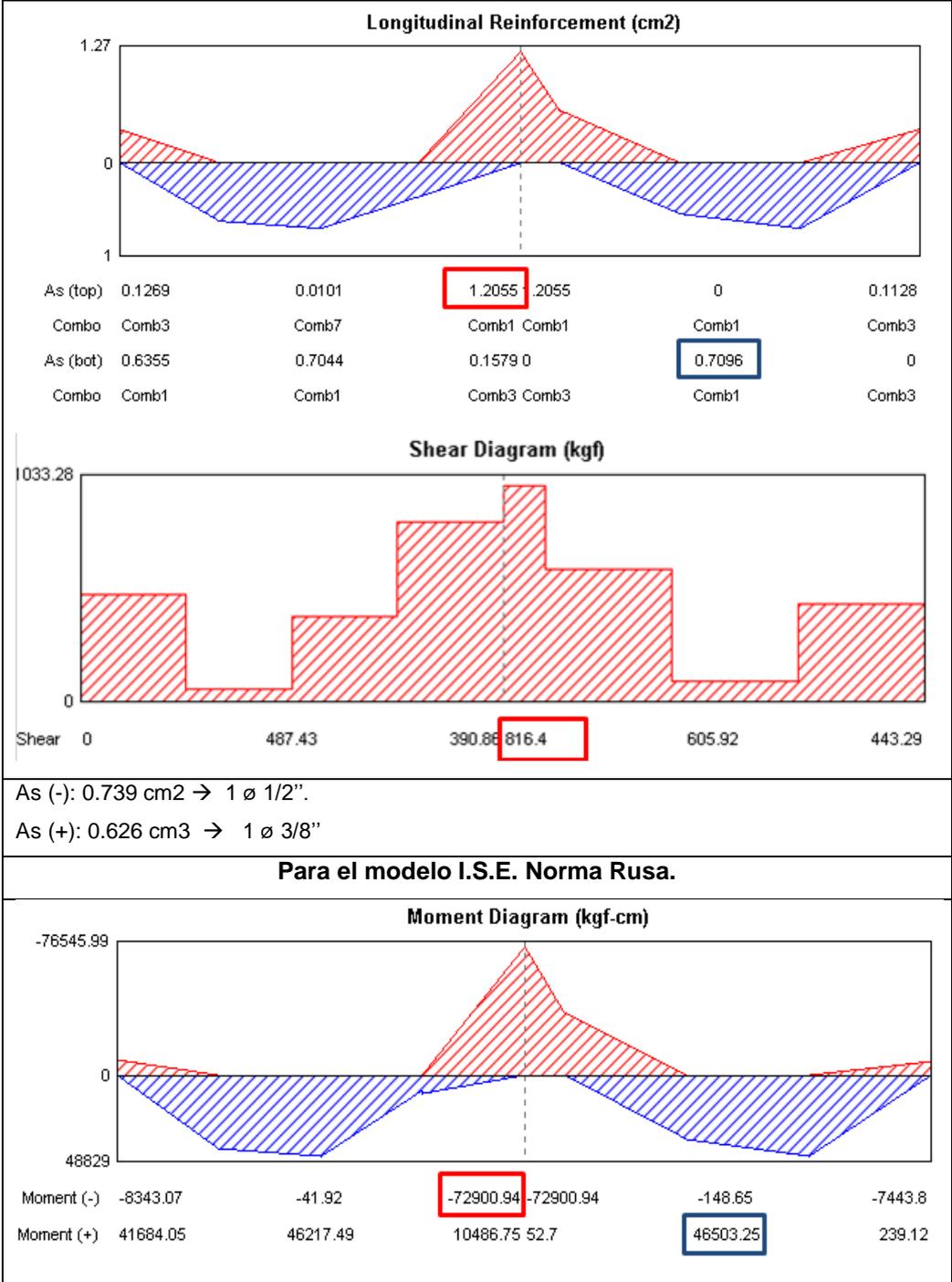


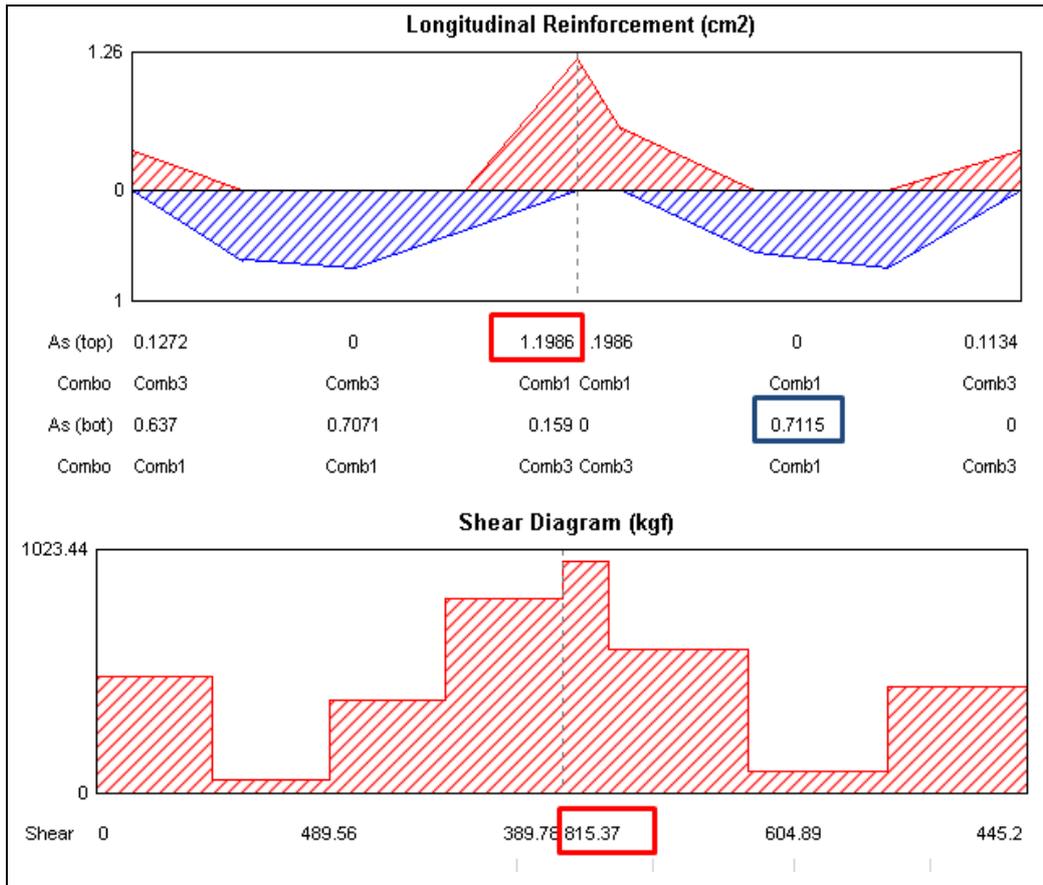
As (-): 0.767 cm² → 1 ø 1/2"

As (+): 0.627 cm³ → 1 ø 3/8"

Para el modelo I.S.E. Winkler







As (-): 0.98 cm² → 1 ø 1/2"

As (+): 0.66 cm³ → 1 ø 3/8"

Para todos los modelos de análisis:

Como los 3 modelos disponen de la misma armadura de refuerzo, esbozamos:



Con longitudes de corte de Ln/4 y Ln/5 para acero negativo.

Para el refuerzo por temperatura consideramos la losa superior del aligerado (h=5cm) y un metro de ancho. Por lo tanto, para una barra corrugada de ø 1/4" (As = 0.32 cm²) tenemos:

$$A_{sT^{\circ}} = 0.002 \times 100 \times 5 = 1 \text{ cm}^2/m \quad \text{y} \quad s = \frac{0.32}{1} = 0.32m$$

Sin embargo, el espaciamiento máximo es: Smax = 5 x T = 5 x 5 = 25cm

Por lo tanto, se colocarán barras corrugada de ø1/4" @ 25cm.

- Si: Vu < φVn, entonces no necesita ensanche de vigueta.

$f'c$	210	kg/cm ²
b	10	cm
h	20	cm
r	2.5	cm
d	17.5	cm

$V_n = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$ (resistencia nominal al corte)

ϕV_n	1257	kg
------------	------	----

$\phi V_n = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$ (resistencia de diseño)

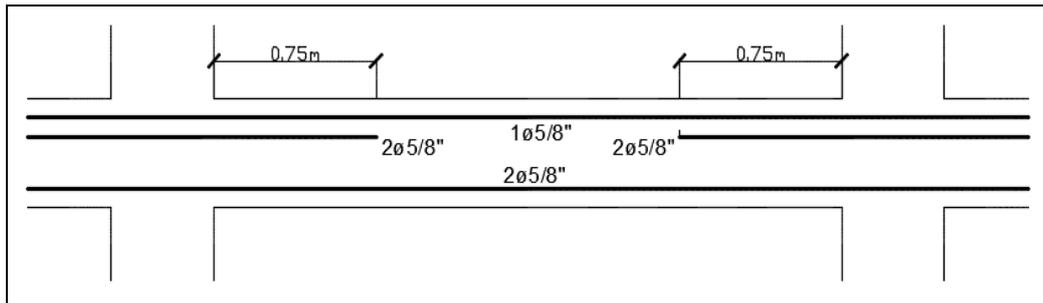
- Como el cortante máximo para todos los modelos es inferior a la resistencia de diseño, entonces no se necesita ensanchar la vigueta.

B. DISEÑO DE VIGA

Para realizar el diseño de las vigas tomamos las áreas de refuerzo que brinda el diseño de elementos el software C.S.I. ETABS v.16, escogiendo una viga representativa y utilizando la envolvente de combinaciones, además de incluir el código de diseño, ACI 318-14 Concreto Estructural, incluido en dicho software.

Cuadro N° 4.26. Diseño de vigas.

DISEÑO DE VIGAS													
Para el modelo empotrado.	Para el modelo I.S.E. Winkler.												
<table border="1"> <tr> <td>5.77</td> <td>1.81</td> <td>5.31</td> </tr> <tr> <td>3.00</td> <td>2.45</td> <td>3.00</td> </tr> </table>	5.77	1.81	5.31	3.00	2.45	3.00	<table border="1"> <tr> <td>6.09</td> <td>1.90</td> <td>5.71</td> </tr> <tr> <td>3.00</td> <td>2.55</td> <td>3.00</td> </tr> </table>	6.09	1.90	5.71	3.00	2.55	3.00
5.77	1.81	5.31											
3.00	2.45	3.00											
6.09	1.90	5.71											
3.00	2.55	3.00											
Para el I.S.E. Brakan-Savinov.	Para el modelo I.S.E. Norma Rusa.												
<table border="1"> <tr> <td>6.42</td> <td>2.00</td> <td>6.12</td> </tr> <tr> <td>3.06</td> <td>2.75</td> <td>3.00</td> </tr> </table>	6.42	2.00	6.12	3.06	2.75	3.00	<table border="1"> <tr> <td>6.37</td> <td>1.99</td> <td>6.05</td> </tr> <tr> <td>3.04</td> <td>2.74</td> <td>3.00</td> </tr> </table>	6.37	1.99	6.05	3.04	2.74	3.00
6.42	2.00	6.12											
3.06	2.75	3.00											
6.37	1.99	6.05											
3.04	2.74	3.00											
Tomamos como viga representativa una del eje Y-Y, del primer nivel, por ser la más esforzada. La cual será representativa en el diseño.													
Consideramos longitudes de corte recomendadas por la práctica de algunas oficinas de construcción; $L_n/4$ y $L_n/5$ (Extremos) para el acero superior. $L_n/6$ y $L_n/7$ (Extremos) para el acero inferior. Podemos disponer la armadura de la siguiente manera:													
PARA EL MODELO EMPOTRADO													



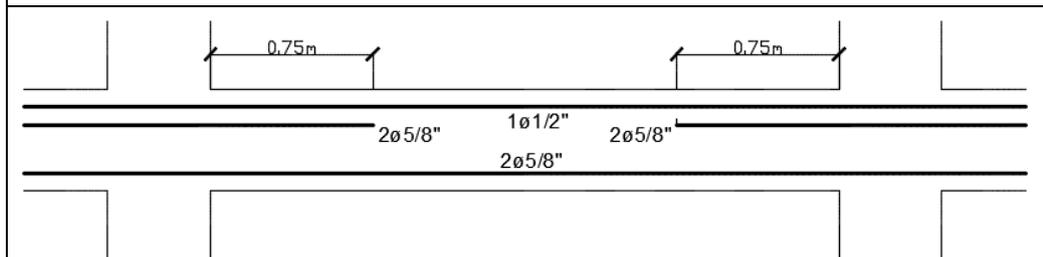
Concrete Beam Design Information (ACI 318-14)

COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
Envolvente	30.000	5.77	3.00	0.0557
Envolvente	70.000	3.00	2.84	0.0545
Envolvente	70.000	3.00	2.84	0.0277
Envolvente	116.667	1.81	2.45	0.0264
Envolvente	163.333	1.81	2.34	0.0250
Envolvente	163.333	1.81	2.33	0.0233
Envolvente	210.000	1.81	1.81	0.0222
Envolvente	256.667	1.81	2.40	0.0211
Envolvente	256.667	1.81	2.40	0.0462
Envolvente	293.333	3.07	2.28	0.0472
Envolvente	330.000	5.31	3.00	0.0483

Para Estribo $\phi 3/8"$	0.71 cm ²
--------------------------	----------------------

	Acero de corte (cm ²)	Espaciamiento de estribo requerido (cm)	Espaciamiento de estribo colocado (cm)
INICIO	0.0557	25.5	25
FINAL	0.0483	29.4	30

PARA LOS 3 MODELOS DE I.S.E.



Modelo I.S.E. Winkler.

Concrete Beam Design Information (ACI 318-14)

Story	Story1		Section Name	V 25x40
Beam	B7			
COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
ENVELOPE	30.000	6.09	3.00	0.0577
ENVELOPE	70.000	3.20	3.00	0.0565
ENVELOPE	70.000	3.20	3.00	0.0293
ENVELOPE	116.667	1.90	2.55	0.0279
ENVELOPE	163.333	1.90	2.34	0.0266
ENVELOPE	163.333	1.90	2.33	0.0255
ENVELOPE	210.000	1.90	1.90	0.0244
ENVELOPE	256.667	1.90	2.56	0.0233
ENVELOPE	256.667	1.90	2.56	0.0484
ENVELOPE	293.333	3.35	2.52	0.0494
ENVELOPE	330.000	5.71	3.00	0.0505

	Acero de corte (cm2)	Espaciamiento de estribo requerido (cm)	Espaciamiento de estribo colocado (cm)
INICIO	0.0577	24.6	25
FINAL	0.0505	28.1	30

Modelo I.S.E. Barkan-Savinov.

Story	Story1		Section Name	V 25x40
Beam	B7			
COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
ENVELOPE	30.000	6.42	3.06	0.0594
ENVELOPE	70.000	3.41	3.00	0.0582
ENVELOPE	70.000	3.41	3.00	0.0306
ENVELOPE	116.667	2.00	2.75	0.0292
ENVELOPE	163.333	2.00	2.41	0.0278
ENVELOPE	163.333	2.00	2.41	0.0279
ENVELOPE	210.000	2.00	2.00	0.0268
ENVELOPE	256.667	2.01	2.70	0.0256
ENVELOPE	256.667	2.01	2.70	0.0509
ENVELOPE	293.333	3.63	2.75	0.0520
ENVELOPE	330.000	6.12	3.00	0.0531

Para Estribo $\phi 3/8"$	0.71 cm2
--------------------------	----------

	Acero de corte (cm2)	Espaciamiento de estribo requerido (cm)	Espaciamiento de estribo colocado (cm)
INICIO	0.0594	23.9	25
FINAL	0.0531	26.7	30

Modelo I.S.E. Norma Rusa.

Concrete Beam Design Information (ACI 318-14)

Story	Story1	Section Name	V 25x40
Beam	B7		

COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
ENVELOPE	30.000	6.37	3.04	0.0596
ENVELOPE	70.000	3.38	3.00	0.0579
ENVELOPE	70.000	3.38	3.00	0.0303
ENVELOPE	116.667	1.99	2.74	0.0290
ENVELOPE	163.333	1.99	2.41	0.0276
ENVELOPE	163.333	1.99	2.41	0.0276
ENVELOPE	210.000	1.99	1.99	0.0265
ENVELOPE	256.667	1.99	2.68	0.0254
ENVELOPE	256.667	1.99	2.68	0.0504
ENVELOPE	293.333	3.58	2.72	0.0515
ENVELOPE	330.000	6.05	3.00	0.0526

Para Estribo $\varnothing 3/8"$	0.71 cm ²
---------------------------------	----------------------

	Acero de corte (cm ²)	Espaciamiento de estribo requerido (cm)	Espaciamiento de estribo colocado (cm)
INICIO	0.059	24.1	25
FINAL	0.0526	27.0	30

PARA TODOS LOS MODELOS

Estribo $\varnothing 3/8"$: 1@0.05, 3@0.25, resto@0.30.

C. DISEÑO DE COLUMNA

Utilizamos el software C.S.I. Col v.9, para obtener el diagrama de interacción de la sección de concreto, y podremos verificar si los esfuerzos (Combinaciones de carga) de dicha sección están contenidos en este diagrama, lo cual indica un diseño adecuado.

Cuadro Nº 4.27. Diseño de columnas.

DISEÑO DE COLUMNAS							
Para el modelo empotrado.				Para el modelo I.S.E. Winkler.			
Obtenemos los esfuerzos actuantes en la columna a diseñar, en este caso la columna central:							
TABLE: Column Design Forces				TABLE: Column Design Forces			
Story	Col	Load	P	V2	V3	M2	M3
		Combo	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Story1	C10	Dead	-41.8482	0.0028	-0.0154	-0.0172	0.0056
Story1	C10	Live	-10.3286	0.0011	-0.0062	-0.0069	0.0022
Story1	C10	SSXX Max	0.0064	2.0407	0.49	1.2144	4.4238
Story1	C10	SSYY Max	0.0216	0.2082	4.9679	12.3124	0.4514
Story	Column	Load	P	V2	V3	M2	M3
		Combo	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Story1	C10	Dead	-44.0141	0.0029	-0.0155	-0.0172	0.0059
Story1	C10	Live	-10.1475	0.0012	-0.0061	-0.0068	0.0023
Story1	C10	SSXX Max	0.0042	2.0229	0.3446	0.8735	4.6784
Story1	C10	SSYY Max	0.0128	0.1416	5.0831	12.9055	0.3275
Realizamos las combinaciones de carga según norma: 1.4CV+1.7CM							

1.25(CM+CV)+/-CSX
 1.25(CM+CV)+/-CSY
 0.9CM+/-CSX
 0.9CM+/-CSY

Combinaciones	P	V2	V3	M2	M3
Comb 1	-76.1461	0.00579	-0.0321	-0.03581	0.01158
Comb 2	-65.2146	2.045575	0.463	1.184275	4.43355
Comb 3	-65.1994	0.213075	4.9409	12.28228	0.46115
Comb 4	-65.2274	-2.03583	-0.517	-1.24453	-4.41405
Comb 5	-65.2426	-0.20333	-4.9949	-12.3425	-0.44165
Comb 6	-37.65698	2.04322	0.47614	1.19892	4.42884
Comb 7	-37.64178	0.21072	4.95404	12.29692	0.45644
Comb 8	-37.66978	-2.03818	-0.50386	-1.22988	-4.41876
Comb 9	-37.68498	-0.20568	-4.98176	-12.3279	-0.44636

Combinaciones	P	V2	V3	M2	M3
Comb 1	-78.87049	0.0061	-0.03207	-0.03564	0.01217
Comb 2	-67.6978	2.028025	0.3176	0.8435	4.68865
Comb 3	-67.6892	0.146725	5.0561	12.8755	0.33775
Comb 4	-67.7062	-2.01778	-0.3716	-0.9035	-4.66815
Comb 5	-67.7148	-0.13648	-5.1101	-12.9355	-0.31725
Comb 6	-39.60849	2.02551	0.33065	0.85802	4.68371
Comb 7	-39.59989	0.14421	5.06915	12.89002	0.33281
Comb 8	-39.61689	-2.02029	-0.35855	-0.88898	-4.67309
Comb 9	-39.62549	-0.13899	-5.09705	-12.92098	-0.32219

Eje X-X		
Combinaciones	Pu	Mu
Comb 1	-76.1461	-0.03581
Comb 2	-65.2146	1.184275
Comb 3	-65.1994	12.28228
Comb 4	-65.2274	-1.24453
Comb 5	-65.2426	-12.3425
Comb 6	-37.65698	1.19892
Comb 7	-37.64178	12.29692
Comb 8	-37.66978	-1.22988
Comb 9	-37.68498	-12.3279

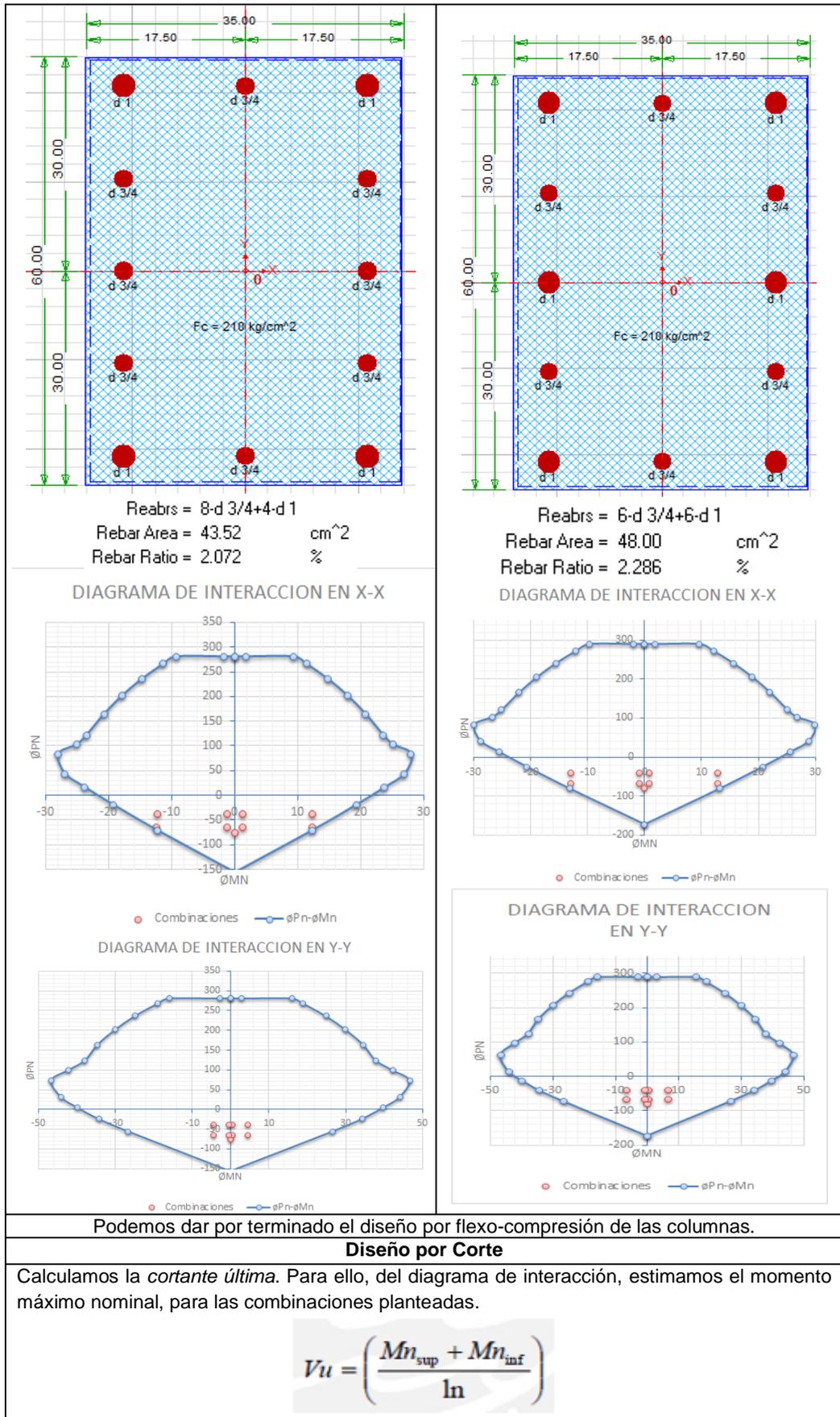
Eje X-X		
Combinaciones	Pu	Mu
Comb 1	-78.87049	-0.03564
Comb 2	-67.6978	0.8435
Comb 3	-67.6892	12.8755
Comb 4	-67.7062	-0.9035
Comb 5	-67.7148	-12.9355
Comb 6	-39.60849	0.85802
Comb 7	-39.59989	12.89002
Comb 8	-39.61689	-0.88898
Comb 9	-39.62549	-12.921

Eje Y-Y		
Combinaciones	Pu	Mu
Comb 1	-76.1461	0.01158
Comb 2	-65.2146	4.43355
Comb 3	-65.1994	0.46115
Comb 4	-65.2274	-4.41405
Comb 5	-65.2426	-0.44165
Comb 6	-37.65698	4.42884
Comb 7	-37.64178	0.45644
Comb 8	-37.66978	-4.41876
Comb 9	-37.68498	-0.44636

Eje Y-Y		
Combinaciones	Pu	Mu
Comb 1	-78.87049	0.01217
Comb 2	-67.6978	4.68865
Comb 3	-67.6892	0.33775
Comb 4	-67.7062	-4.66815
Comb 5	-67.7148	-0.31725
Comb 6	-39.60849	4.68371
Comb 7	-39.59989	0.33281
Comb 8	-39.61689	-4.67309
Comb 9	-39.62549	-0.32219

Diseño por Flexo-Compresión

Ahora obtenemos los diagramas de interacción para las columnas con el CSicol:



	X-X		Y-Y		X-X		Y-Y
Mn	16.71 Ton.m	Mn	31.25 Ton.m	Mn	18.83 Ton.m	Mn	34.43 Ton.m
ln	3 m	ln	3 m	ln	3.9 m	ln	3.9 m
Vu	11.1 Ton	Vu	20.8 Ton	Vu	9.7 Ton	Vu	17.7 Ton
	OK		OK		OK		OK

Verificamos la *cortante última máxima*.

$$Vu_{m\acute{a}x} = 2.6 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

f'c	210 kg/cm2
ø	0.9
bw	35 cm
d	54 cm
Vu max	60.5 Ton

Verificamos el *aporte del concreto y del acero*:

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc \quad Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 + \frac{0.0071 \cdot Nu}{Ag} \right)$$

h	60 cm	h	60 cm
Pu	76.1 Ton	Pu	78.9 Ton
Ag	2100 cm2	Ag	2100 cm2
Vc	18.3 Ton	Vc	18.4 Ton
X-X		X-X	
Vs	-5.1 Ton	Vs	-7.0 Ton
Y-Y		Y-Y	
Vs	6.3 Ton	Vs	2.4 Ton

Calculamos el *espaciamiento de los estribos*.

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

fy	4200 kg/cm2	fy	4200 kg/cm2
X-X		X-X	
s	-125 cm	s	-92 cm
Y-Y		Y-Y	
s	103 cm	s	270 cm

Verificamos si necesita *estribos mínimos*.

X-X		Y-Y	
φVc	15.5	φVc	15.5
Vu	11.1	Vu	20.8
X-X		Y-Y	
φVc	15.6	φVc	15.6
Vu	9.7	Vu	17.7

$$\phi Vc > Vu$$

No requiere estribos en teoría.

Solo necesita estribos mínimos.

En la dirección Y-Y. El espaciamiento es muy grande. Por lo que también se requiere acero mínimo.

Para el modelo I.S.E. Barkan-Savinov.

Para el modelo I.S.E. Norma Rusa.

Obtenemos los esfuerzos actuantes en la columna a diseñar, en este caso la columna central:

TABLE: Column Design Forces							
Story	Col.	Load	P	V2	V3	M3	
		Combo	tonf	tonf	tonf	tonf-m	
Story1	C10	Dead	-43.812	0.003	-0.0145	-0.0142	0.0062
Story1	C10	Live	-10.543	0.0012	-0.0057	-0.0056	0.0024
Story1	C10	SSXX Max	0.0058	3.0519	0.4581	1.0962	6.6136
Story1	C10	SSYY Max	0.0207	0.2388	5.9385	14.217	0.5175

TABLE: Column Design Forces							
Story	Col.	Load	P	V2	V3	M3	
		Combo	tonf	tonf	tonf	tonf-m	
Story1	C10	Dead	-43.4876	0.003	-0.0144	-0.0143	0.0061
Story1	C10	Live	-10.4908	0.0012	-0.0057	-0.0056	0.0023
Story1	C10	SSXX Max	0.0059	2.954	0.5001	1.1977	6.3783
Story1	C10	SSYY Max	0.0207	0.2537	5.9224	14.1905	0.5477

Realizamos las combinaciones de carga según norma:

- 1.4CV+1.7CM
- 1.25(CM+CV)+/-CSX
- 1.25(CM+CV)+/-CSY
- 0.9CM+/-CSX
- 0.9CM+/-CSY

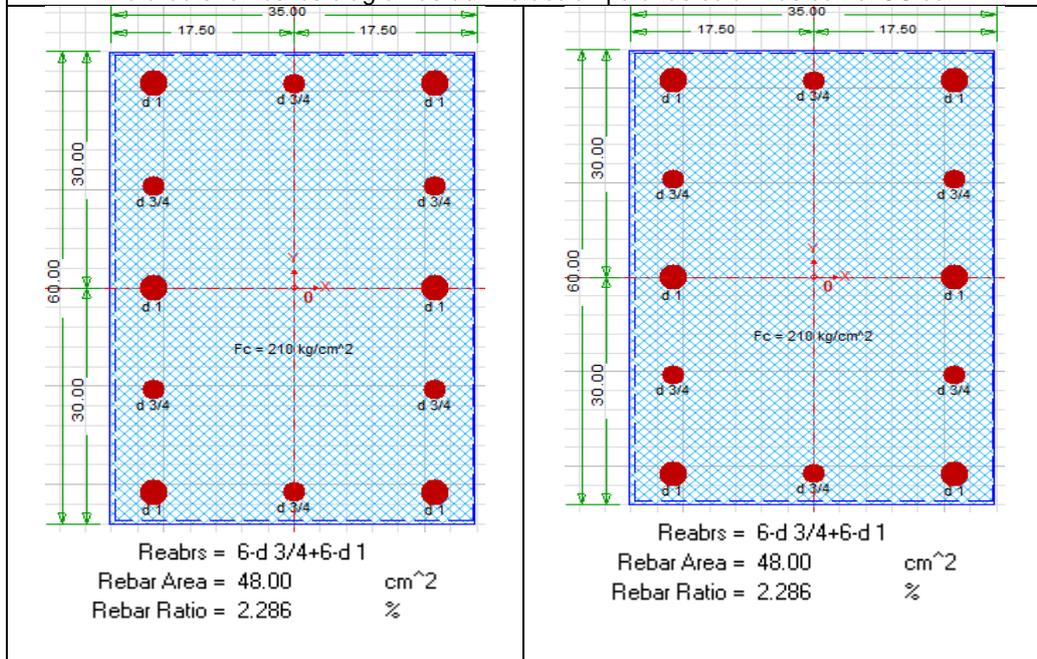
Comb.	P	V2	V3	M2	M3
Comb 1	-79.2599	0.0062	-0.03	-0.0294	0.01276
Comb 2	-67.938	3.0572	0.43285	1.07145	6.62435
Comb 3	-67.9231	0.2441	5.91325	14.1923	0.52825
Comb 4	-67.9496	-3.0467	-0.4834	-1.121	-6.6029
Comb 5	-67.9645	-0.2336	-5.9638	-14.242	-0.5068
Comb 6	-39.425	3.0546	0.44505	1.08342	6.61918
Comb 7	-39.4101	0.2415	5.92545	14.2042	0.52308
Comb 8	-39.4366	-3.0492	-0.4712	-1.109	-6.608
Comb 9	-39.4515	-0.2361	-5.9516	-14.23	-0.5119

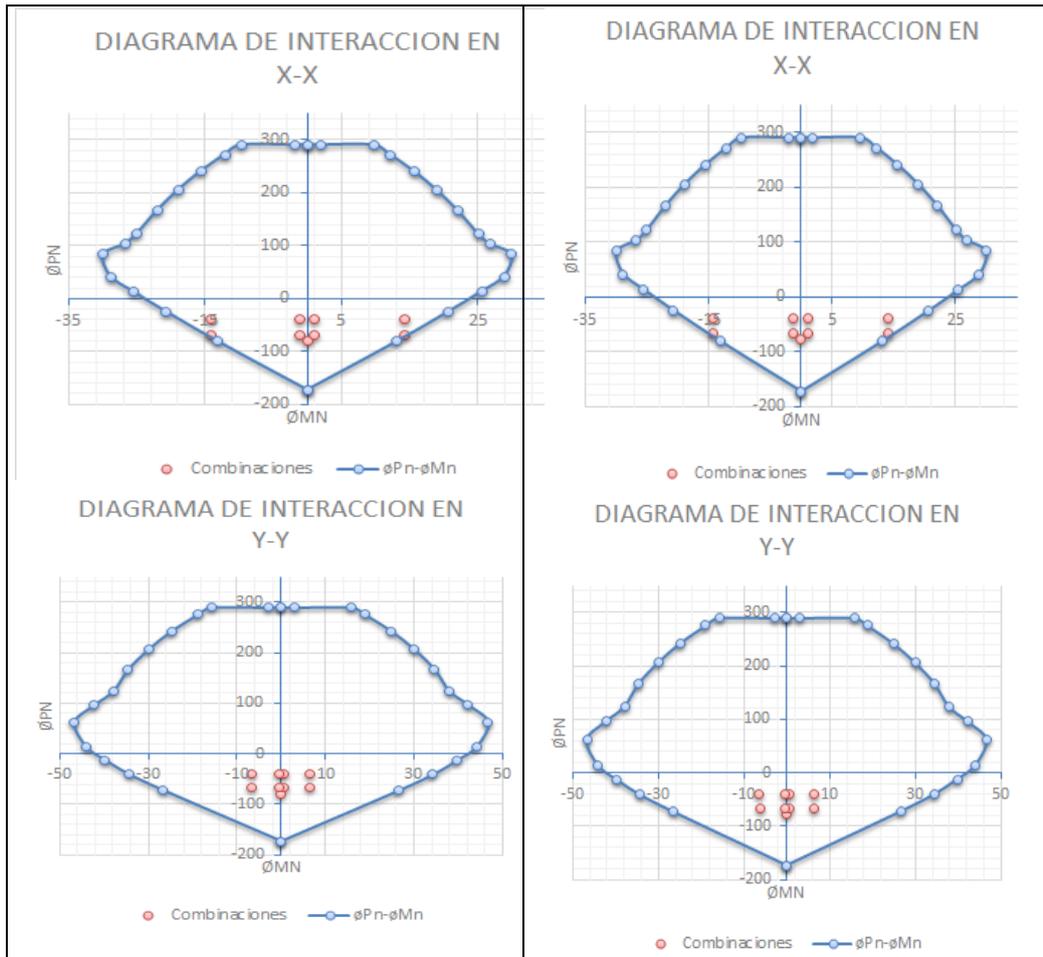
Eje X-X			Eje Y-Y		
Comb.	Pu	Mu	Comb.	Pu	Mu
Comb 1	-79.2599	-0.0294	Comb 1	-79.26	0.01276
Comb 2	-67.938	1.0715	Comb 2	-67.938	6.62435
Comb 3	-67.9231	14.192	Comb 3	-67.923	0.52825
Comb 4	-67.9496	-1.121	Comb 4	-67.95	-6.60285
Comb 5	-67.9645	-14.242	Comb 5	-67.964	-0.50675
Comb 6	-39.425	1.0834	Comb 6	-39.425	6.61918
Comb 7	-39.4101	14.204	Comb 7	-39.41	0.52308
Comb 8	-39.4366	-1.109	Comb 8	-39.437	-6.60802
Comb 9	-39.4515	-14.23	Comb 9	-39.452	-0.51192

Eje X-X			Eje Y-Y		
Comb.	Pu	Mu	Comb.	Pu	Mu
Comb 1	-78.717	-0.0295	Comb 1	-78.717	0.01245
Comb 2	-67.4671	1.1728	Comb 2	-67.4671	6.3888
Comb 3	-67.4523	14.166	Comb 3	-67.4523	0.5582
Comb 4	-67.4789	-1.2226	Comb 4	-67.4789	-6.3678
Comb 5	-67.4937	-14.215	Comb 5	-67.4937	-0.5372
Comb 6	-39.13294	1.1848	Comb 6	-39.1329	6.38379
Comb 7	-39.11814	14.178	Comb 7	-39.1181	0.55319
Comb 8	-39.14474	-1.2106	Comb 8	-39.1447	-6.3728
Comb 9	-39.15954	-14.203	Comb 9	-39.1595	-0.5422

Diseño por Flexo-Compresión

Ahora obtenemos los diagramas de interacción para las columnas con el CScol:





Podemos dar por terminado el diseño por flexo-compresión de las columnas.

Diseño por Corte

Calculamos la *cortante última*. Para ello, del diagrama de interacción, estimamos el momento máximo nominal, para las combinaciones planteadas.

$$V_u = \left(\frac{Mn_{sup} + Mn_{inf}}{ln} \right)$$

X-X		Y-Y		X-X		Y-Y	
Mn	18.8 Ton.m	Mn	34.6 Ton.m	Mn	18.8 Ton.m	Mn	35 Ton.m
ln	3 m	ln	3 m	ln	3.9 m	ln	3.9 m
Vu	12.6 Ton	Vu	23.1 Ton	Vu	9.7 Ton	Vu	17.7 Ton
	OK		OK		OK		OK

Verificamos la *cortante última máxima*.

$$V_{u_{m\acute{a}x}} = 2.6 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

f'c	210 kg/cm ²
ϕ	0.9
bw	35 cm
d	54 cm
Vu max	60.5 Ton

Verificamos el aporte del concreto y del acero:

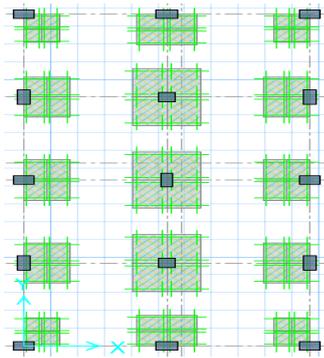
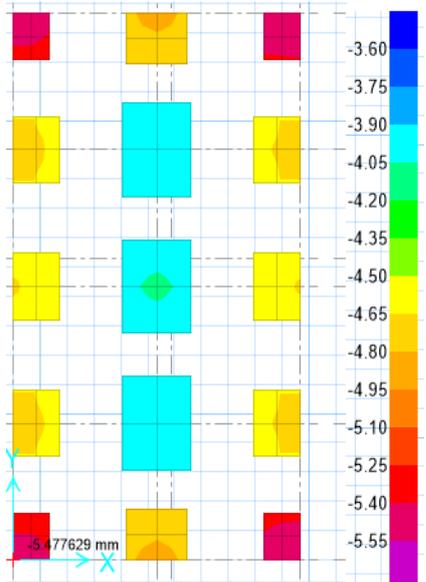
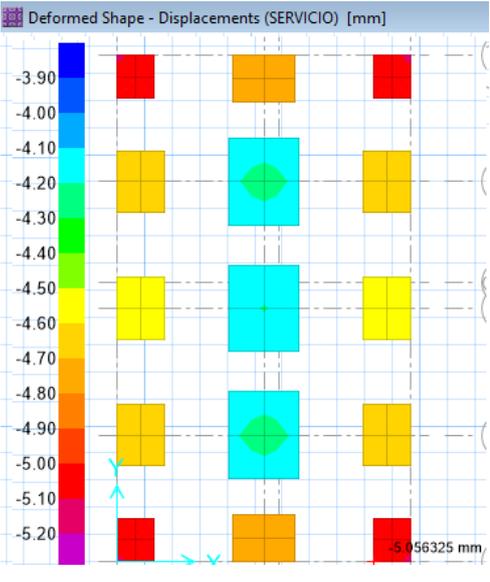
$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 + \frac{0.0071 \cdot Nu}{Ag} \right)$$

<p>h 60 cm Pu 79.3 Ton Ag 2100 cm² Vc 18.4 Ton</p> <p>X-X Y-Y Vs -3.6 Ton Vs 8.7 Ton</p>	<p>h 60 cm Pu 78.7 Ton Ag 2100 cm² Vc 18.4 Ton</p> <p>X-X Y-Y Vs -7.0 Ton Vs 2.5 Ton</p>																											
<p>Calculamos el <i>espaciamento de los estribos</i>.</p> $s = \frac{Av fy d}{Vs}$																												
<p>fy 4200 kg/cm²</p> <p>X-X Y-Y s -177 cm s 74 cm</p>	<p>fy 4200 kg/cm²</p> <p>X-X Y-Y s -92 cm s 258 cm</p>																											
<p>Verificamos si necesita <i>estribos mínimos</i>.</p>																												
<p>X-X Y-Y</p> <p>ϕVc 15.6 ϕVc 15.6 Vu 12.6 Vu 23.1</p>	<p>X-X Y-Y</p> <p>ϕVc 15.6 ϕVc 15.6 Vu 9.7 Vu 17.7</p>																											
<p>$\phi Vc > Vu$ No requiere estribos en teoría. Solo necesita estribos mínimos. En la dirección Y-Y. El espaciamento es muy grande. Por lo que también se requiere acero mínimo.</p>																												
<p>Para todos los modelos</p>																												
<p>Para el espaciamento de estribos :</p>																												
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Zona de confinamiento</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Lo</td> <td>60</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>hn/6</td> <td>65</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>50cm</td> <td>50</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>Entonces</td> <td>65</td> <td>cm</td> </tr> </tbody> </table>	Zona de confinamiento			Lo	60	cm	hn/6	65	cm	50cm	50	cm	Entonces	65	cm	<p>En esta zona el espaciamento maximo es:</p> <table border="1"> <tbody> <tr> <td>8db (longitudinal $\phi 3/4''$)</td> <td>15.24</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>b/2</td> <td>17.5</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>10cm</td> <td>10</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>Entonces</td> <td>10</td> <td>cm</td> </tr> </tbody> </table>	8db (longitudinal $\phi 3/4''$)	15.24	cm	b/2	17.5	cm	10cm	10	cm	Entonces	10	cm
Zona de confinamiento																												
Lo	60	cm																										
hn/6	65	cm																										
50cm	50	cm																										
Entonces	65	cm																										
8db (longitudinal $\phi 3/4''$)	15.24	cm																										
b/2	17.5	cm																										
10cm	10	cm																										
Entonces	10	cm																										
<p>Fuera de la zona de confinamiento s max:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">El requerido por Vu</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>d/2</td> <td>27</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>16db (longitudinal $\phi 3/4''$)</td> <td>30.5</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>48db (estribo $\phi 3/8''$)</td> <td>45.7</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>b</td> <td>35</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>30cm</td> <td>30</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>Entonces</td> <td>30</td> <td>cm</td> </tr> </tbody> </table>		El requerido por Vu			d/2	27	cm	16db (longitudinal $\phi 3/4''$)	30.5	cm	48db (estribo $\phi 3/8''$)	45.7	cm	b	35	cm	30cm	30	cm	Entonces	30	cm						
El requerido por Vu																												
d/2	27	cm																										
16db (longitudinal $\phi 3/4''$)	30.5	cm																										
48db (estribo $\phi 3/8''$)	45.7	cm																										
b	35	cm																										
30cm	30	cm																										
Entonces	30	cm																										
<p>En el nudo el espaciamento maximo:</p> $s_{m\acute{a}x} = Av Fy / 0.2 \sqrt{f'c} b_w$ $s_{m\acute{a}x} = Av Fy / 3.5 b_w$ <p>15 cm</p> <table border="1"> <tbody> <tr> <td>s max</td> <td>17.1</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>s max</td> <td>14.2</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>15cm</td> <td>15</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>Entonces</td> <td>14</td> <td>cm</td> </tr> </tbody> </table>		s max	17.1	cm	s max	14.2	cm	15cm	15	cm	Entonces	14	cm															
s max	17.1	cm																										
s max	14.2	cm																										
15cm	15	cm																										
Entonces	14	cm																										
<p>Estribos - 2$\phi 3/8''$: 1@0.05, 6@0.10, resto @0.30</p>																												

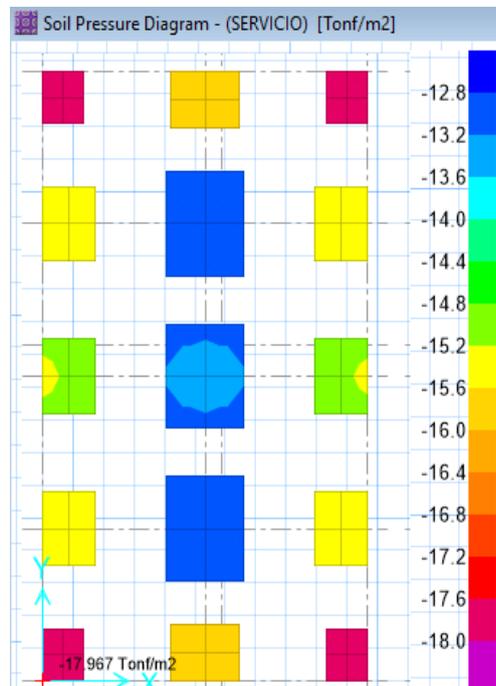
D. DISEÑO DE LA CIMENTACION

Para el diseño de las vigas utilizaremos el software CSI SASE v.16, donde importaremos las cargas, geometría y combinaciones, para realizar las verificaciones de diseño de la cimentación:

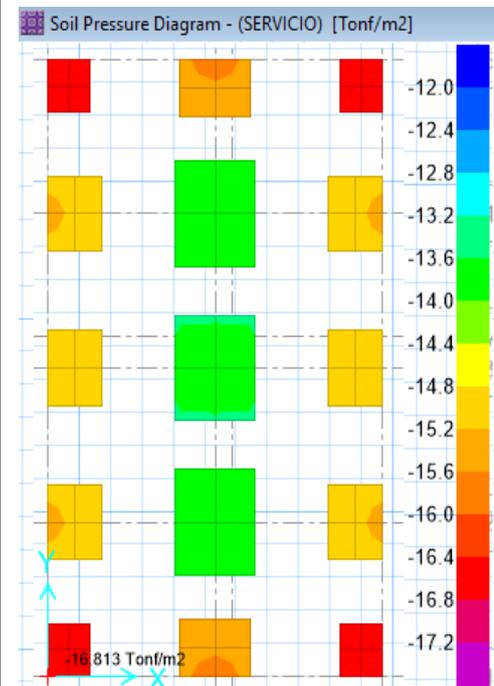
Cuadro N° 4.28. Diseño de la cimentacion.

Diseño de Zapatas	
Para el modelo empotrado.	Para el modelo I.S.E. Winkler.
<p>Para el este modelo importamos las cargas encima de la cimentación "AVOBE" del nivel "Base", definimos las propiedades del material y de las cimentación, de acuerdo al pre-dimensionamiento, dibujamos las zapatas en el SAFE, definimos las combinaciones de carga (SERVICIO: D+L Y DISEÑO: Combinaciones de carga del Etabs), definimos las franjas de diseño "Strips Based", asignamos las propiedades del suelo (Coeficiente de Balasto), asignamos la norma de diseño código ACI 318-14, como paso adicional podemos configurar los diámetros de acero y realizar el análisis.</p>	<p>Para este otro modelo la cimentación viene importada del Etabs, sin embargo, debemos cambiar las propiedades del material de la cimentación. Después se realizan los pasos descritos para el modelo empotrado y se realiza el análisis.</p> 
<p>Procedemos a revisar las siguientes verificaciones o controles:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Asentamiento. (Servicio). -Capacidad portante. (Servicio). - Corte y Punzonamiento. (Diseño). 	
<p>El control de asentamiento nos muestra un valor < 5mm para el asentamiento de las zapatas externas y central, mientras que para la zapata esquinera el asentamiento es de 5.4mm > 5mm, para este tipo de suelo. (Se recomienda aumentar el área de las zapatas esquineras).</p> 	<p>El control de asentamiento nos muestra un valor < 5mm para el asentamiento de las zapatas externas y central, mientras que para la zapata esquinera el asentamiento es de 5.1mm > 5mm, para este tipo de suelo. (Se recomienda aumentar el área de las zapatas esquineras).</p> 

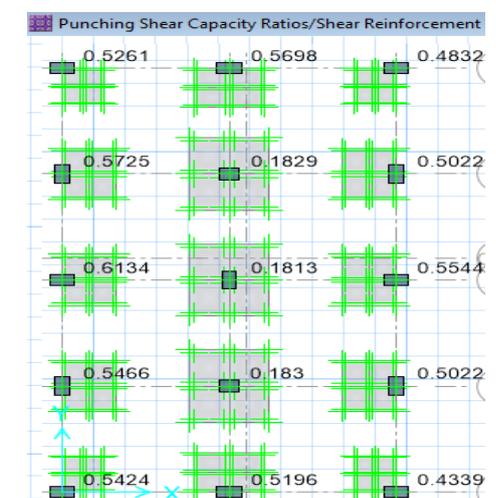
El control por capacidad portante nos indica valores menores $< 16 \text{ Tn/m}^2$, para las zapatas centrales y exteriores, mientras que para la zapata esquinera el valor de la capacidad admisible es $17.9 \text{ Tn/m}^2 > 16 \text{ Tn/m}^2$. (Se recomienda aumentar el área de las zapatas esquineras).



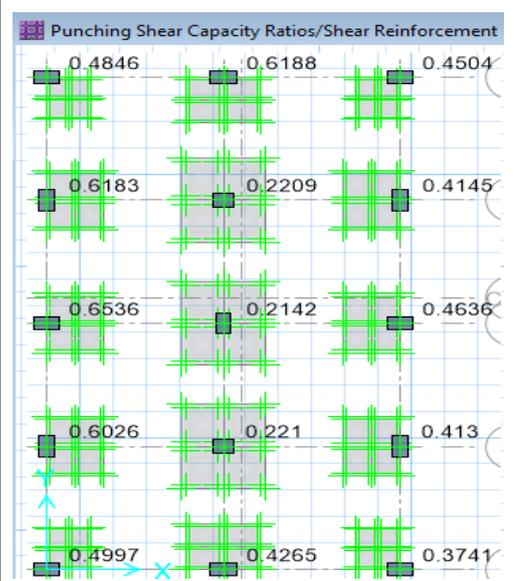
El control por capacidad portante nos indica valores menores $< 16 \text{ Tn/m}^2$, para las zapatas centrales y exteriores, mientras que para la zapata esquinera el valor de la capacidad admisible es $16.8 \text{ Tn/m}^2 > 16 \text{ Tn/m}^2$. (Se recomienda aumentar el área de las zapatas esquineras).

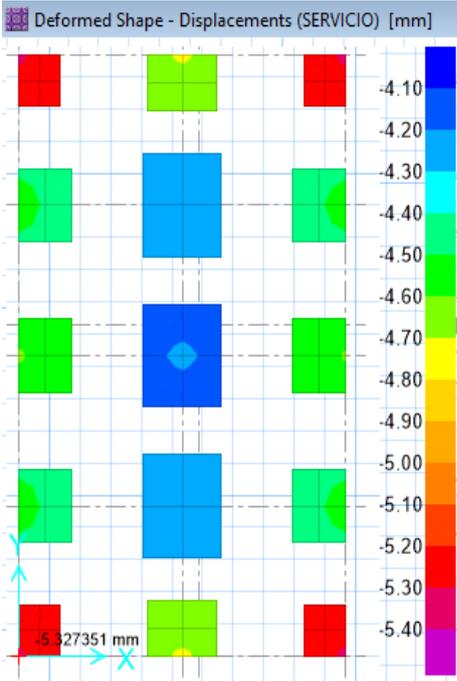
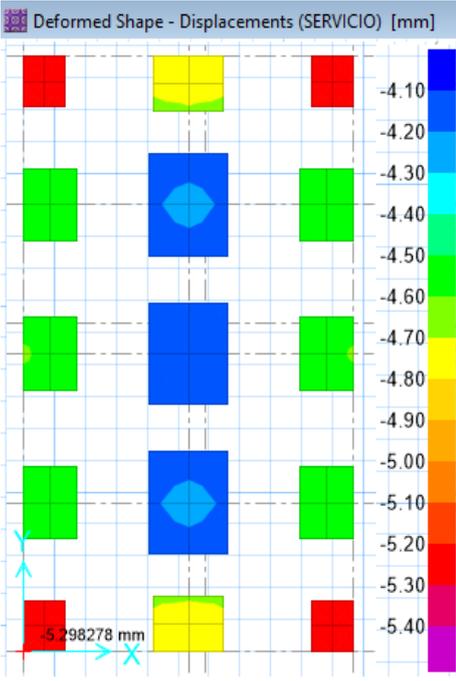


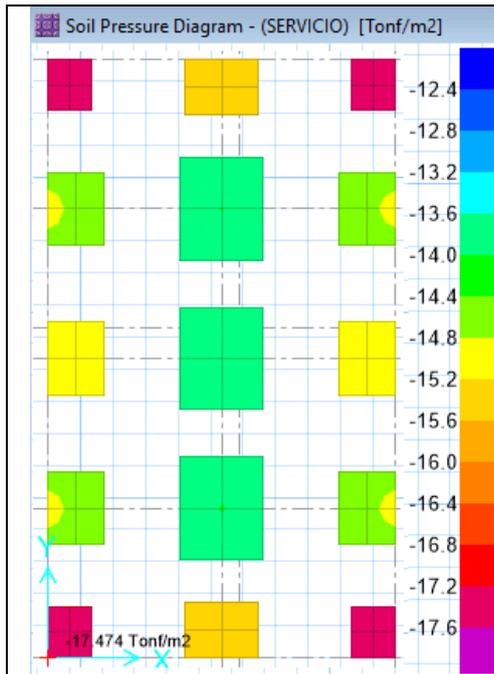
Cabe señalar que si en el software pasa el control por punzonamiento (Valor < 1), el control por cortante también. Todos los valores son muy pequeños, esto que no existe punzonado del concreto. OK. También si este control es efectivo, el control por cortante igual. OK.



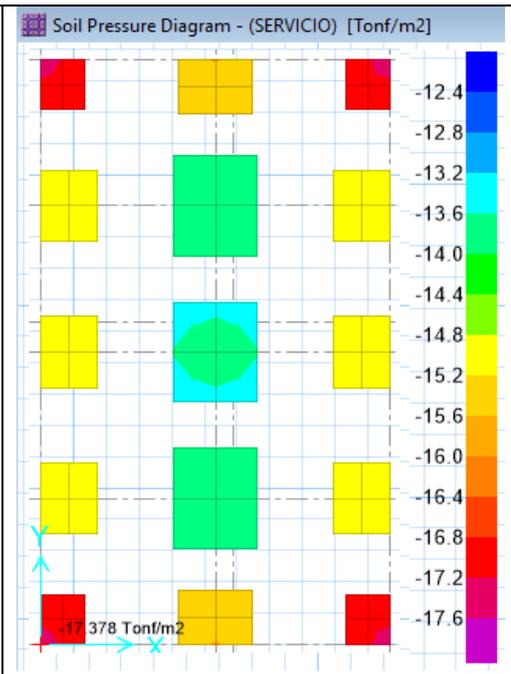
Todos los valores son muy pequeños (< 1), esto que no existe punzonado del concreto. OK. Como este control es efectivo, el control por cortante igual. OK.



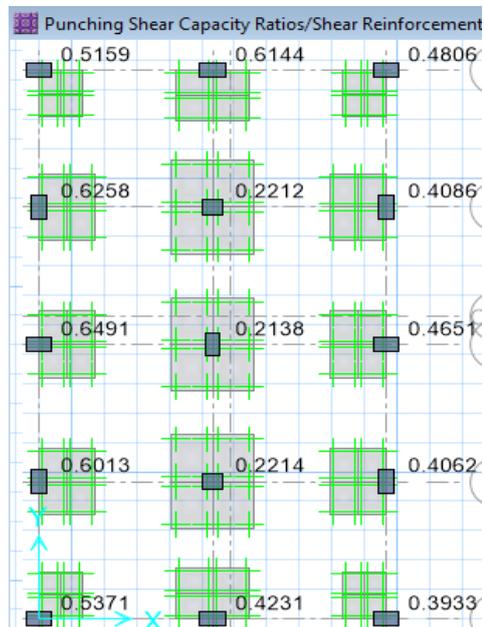
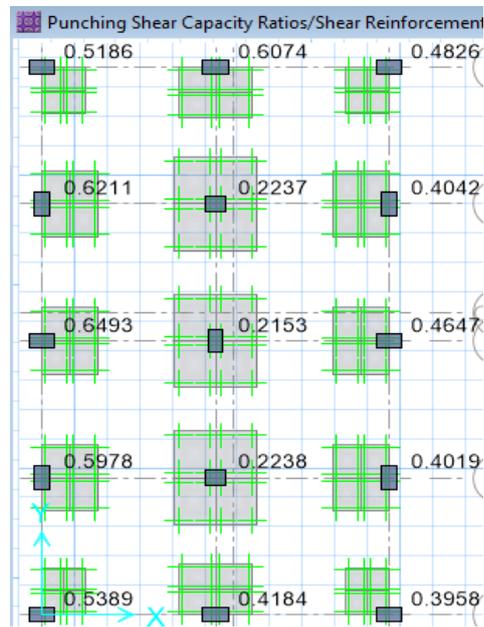
Para el modelo I.S.E. Barkan-Savinov.	Para el modelo I.S.E. Norma Rusa.
<p>Importamos la cimentación del Etabs, sin embargo debemos cambiar las propiedades del material de la cimentación, importamos las cargas encima de la cimentación "AVOBE" del nivel "Base", definimos las propiedades del material y de las cimentación, definimos las combinaciones de carga (SERVICIO: <u>D+L</u> Y DISEÑO: Combinaciones de carga del Etabs), definimos las franjas de diseño "Strips Based", asignamos las propiedades del suelo (Coeficiente de Balasto), asignamos la norma de diseño código ACI 318-14, como paso adicional podemos configurar los diámetros de acero y realizar el análisis.</p>	
<p>Procedemos a revisar las siguientes verificaciones o controles:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Asentamiento. (Servicio). -Capacidad portante. (Servicio). - Corte y Punzonamiento. (Diseño). 	
<p>El control de asentamiento nos muestra un valor < 5mm para el asentamiento de las zapatas externas y central, mientras que para la zapata esquinera el asentamiento es de 5.32mm > 5mm, para este tipo de suelo. (Se recomienda aumentar el área de las zapatas esquineras).</p>	<p>El control de asentamiento nos muestra un valor < 5mm para el asentamiento de las zapatas externas y central, mientras que para la zapata esquinera el asentamiento es de 5.3mm > 5mm, para este tipo de suelo. (Se recomienda aumentar el área de las zapatas esquineras).</p>
	
<p>El control por capacidad portante nos indica valores menores < 16 Tn/m², para las zapatas centrales y exteriores, mientras que para la zapata esquinera el valor de la capacidad admisible es 17.9 Tn/m² > 16 Tn/m². (Se recomienda aumentar el área de las zapatas esquineras).</p>	<p>El control por capacidad portante nos indica valores menores < 16 Tn/m², para las zapatas centrales y exteriores, mientras que para la zapata esquinera el valor de la capacidad admisible es 17.9 Tn/m² > 16 Tn/m². (Se recomienda aumentar el área de las zapatas esquineras).</p>



Todos los valores son muy pequeños (<1), esto indica que no existe punzonado del concreto. OK.
 → Como este control es efectivo, el control por cortante igual. OK.

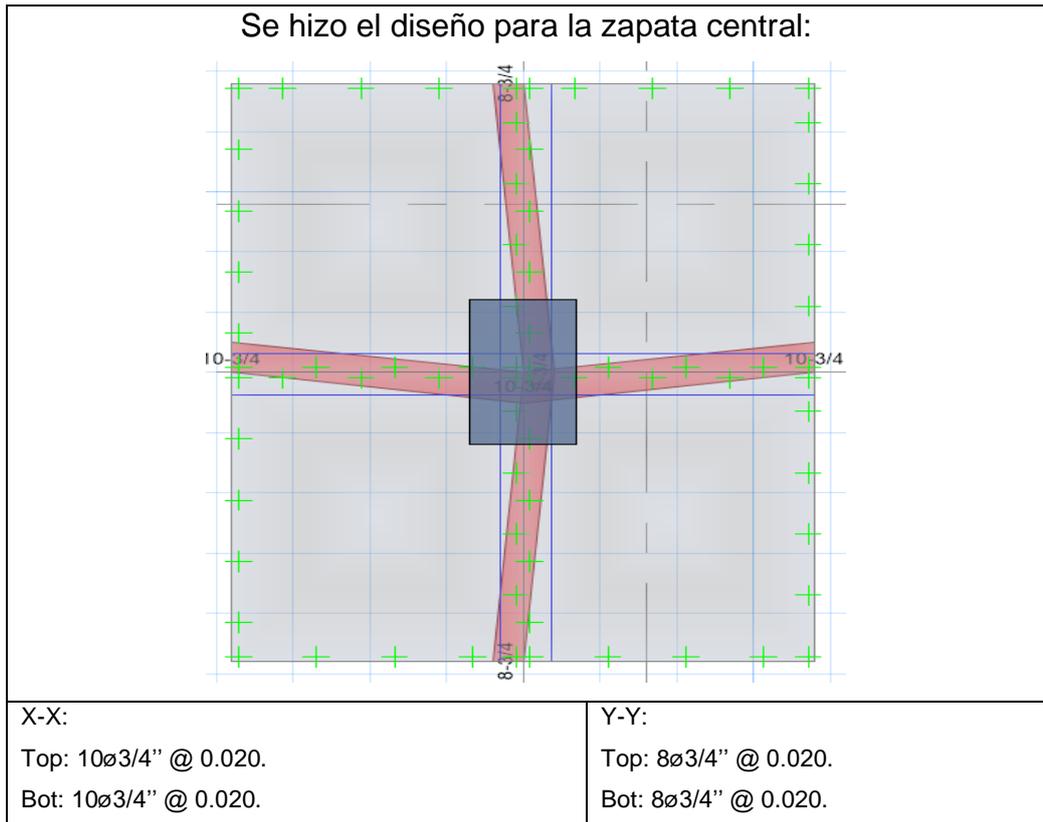


Todos los valores son muy pequeños (<1), esto indica que no existe punzonado del concreto. OK.
 → Como este control es efectivo, el control por cortante igual. OK.



Para la disposición de la armadura de la zapata central de los cuatro modelos

Para el diseño de las zapatas, se analizaron estas en dos direcciones, obteniendo armaduras muy inferiores al área de acero mínimo según la normativa ($0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 190 \times 51.5 = 17.6 \text{ cm}^2$). Este cálculo nos brinda un esquema parecido al determinado por el SAFE (As min: 20.5 cm^2), impuesto por el programa, para la dirección X. Mientras que para la dirección Y, el área mínima es; 22.3 cm^2 y para el SAFE es de 26.04 cm^2 .



4.1.6. RESULTADOS

A. RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

Realizaremos la verificación y comparación de los resultados del análisis sísmico para los diferentes modelos. También verificamos el Control por Deriva Lateral de la edificación y también un control adicional (Control de Giro en Planta).

RESULTADOS ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

➤ Resultados Análisis Sísmico Estático Tradicional

▪ CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, EJE X-X:

PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	20.507	3900	0.005	CUMLPE
2	36.281	2700	0.006	CUMLPE
3	48.537	2700	0.005	CUMLPE
4	56.342	2700	0.003	CUMLPE

▪ CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, EJE Y-Y:

PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	22.572	3900	0.006	CUMLPE
2	37.952	2700	0.006	CUMLPE
3	49.53	2700	0.004	CUMLPE
4	56.522	2700	0.003	CUMLPE

➤ **Resultados Análisis Sísmico Estático I.S.E. Winkler**

▪ **CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, EJE X-X:**

PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	23.896	3900	0.006	CUMLPE
2	44.735	2700	0.008	NO CUMPLE
3	62.51	2700	0.007	CUMLPE
4	75.946	2700	0.005	CUMLPE

▪ **CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, EJE Y-Y:**

PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	24.547	3900	0.006	CUMLPE
2	42.813	2700	0.007	CUMLPE
3	57.455	2700	0.005	CUMLPE
4	67.556	2700	0.004	CUMLPE

➤ **Resultados Análisis Sísmico Estático I.S.E. Barkan-Savinov**

▪ **CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, EJE X-X:**

PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	32.221	3900	0.008	NO CUMPLE
2	51.791	2700	0.007	CUMLPE
3	67.309	2700	0.006	CUMLPE
4	78.253	2700	0.004	CUMLPE

▪ **CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, EJE Y-Y:**

PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	28.675	3900	0.007	CUMLPE
2	45.803	2700	0.006	CUMLPE
3	58.888	2700	0.005	CUMLPE
4	67.352	2700	0.003	CUMLPE

➤ **Resultados Análisis Sísmico Estático I.S.E. N. Rusa**

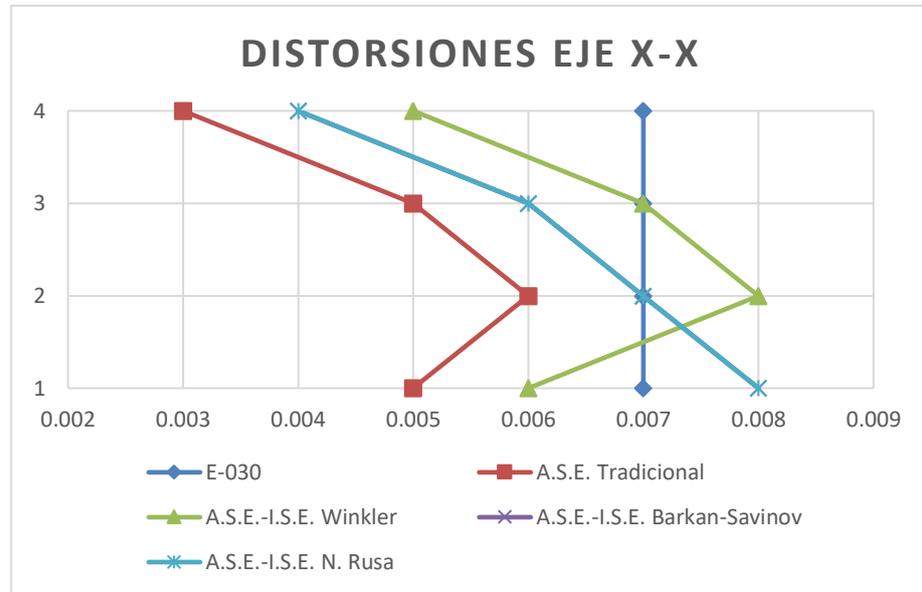
▪ **CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, EJE X-X:**

PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	31.196	3900	0.008	NO CUMPLE
2	50.283	2700	0.007	CUMLPE
3	65.397	2700	0.006	CUMLPE
4	75.957	2700	0.004	CUMLPE

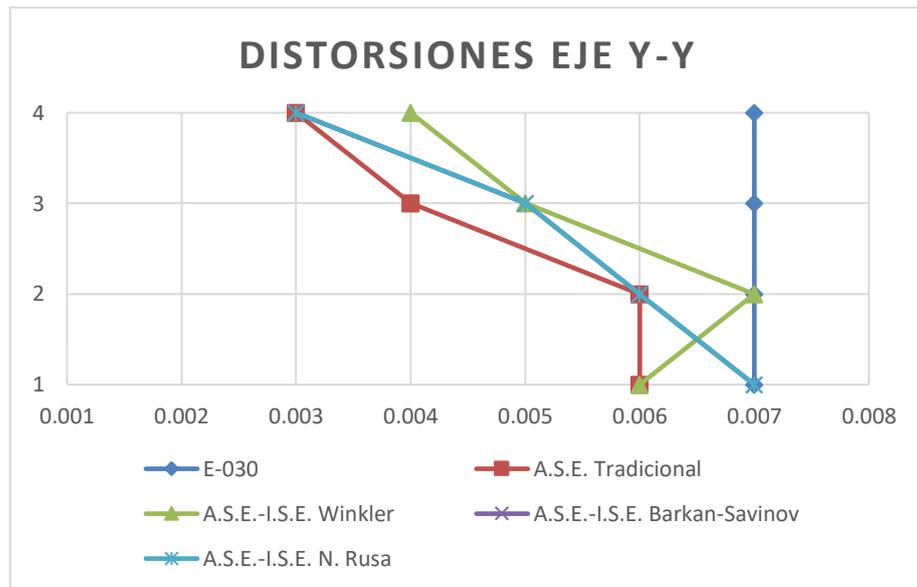
▪ **CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, EJE Y-Y:**

PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	28.42	3900	0.007	CUMLPE
2	45.366	2700	0.006	CUMLPE
3	58.306	2700	0.005	CUMLPE
4	66.631	2700	0.003	CUMLPE

▪ COMPARACION GRAFICA - DERIVAS DE ENTREPISO:



- Para la dirección X-X, las mayores distorsiones se dan para el modelo de I.S.E. Winkler y las menores para el modelo Tradicional (Empotrado).
- Variando en un +28% en promedio para los 3 modelos de I.S.E. (Con respecto al modelo tradicional) y para los 4 niveles.



- Para la dirección Y-Y, las mayores distorsiones se dan para el modelo de I.S.E. Winkler y las menores para el modelo Tradicional (Empotrado).
- Variando en un +13% en promedio para los 3 modelos de I.S.E. (Con respecto al modelo tradicional) y para los 4 niveles.

ENTONCES

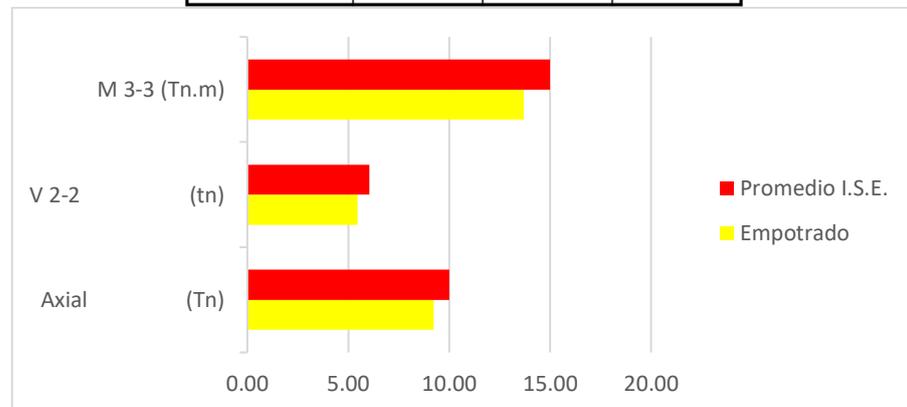
- Todas las distorsiones de entrepiso o derivas en todos los modelos del Análisis Sísmico Estático para el eje Y-Y, están Enel rango límite descrito en la Norma E-030, para edificaciones de concreto armado (0.007). Por lo tanto, cumplen este control; Control de Derivas de Entrepiso Eje Y-Y. Ok.
 - En cambio, para el eje X-X, las derivas exceden lo permitido por la normativa, por lo tanto, no cumplen este control; Control de Derivas de Entrepiso X-X. No cumple.
- No se realizará el control por giro para ninguna dirección, ni para ningún modelo. Esto porque para el Análisis Sísmico Estático no incorporan las masas rotacionales, lo cual condiciona que este control no sea riguroso.

➤ **FUERZAS INTERNAS:**

Realizaremos la comparación de las fuerzas máximas para las columnas, pues estos elementos son los encargados de resistir los efectos sísmicos principalmente. Estos valores serán los máximos que se presenten para ambas direcciones del análisis sísmico.

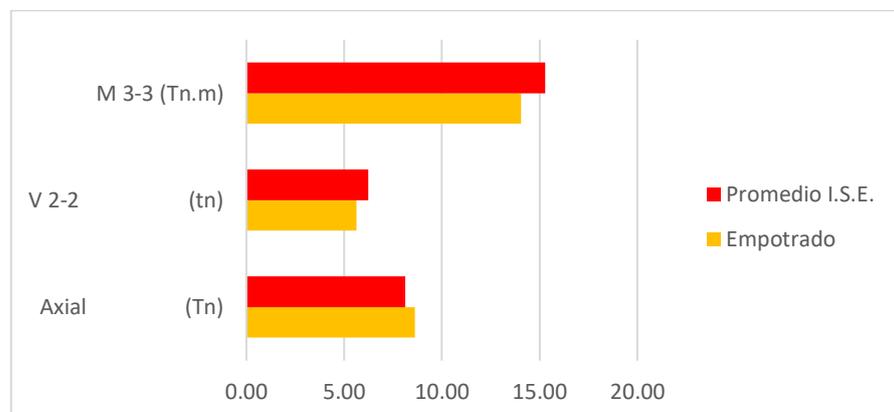
EJE X-X

Esfuerzos Máximos X-X			
Modelo	Axial (Tn)	V 2-2 (tn)	M 3-3 (Tn.m)
Empotrado	9.23	5.47	13.69
Winkler	9.27	5.33	14.57
Barkan-S.	10.41	6.50	15.38
N. Rusa	10.33	6.31	15.08



EJE Y-Y

Esfuerzos Máximos Y-Y			
Modelo	Axial (Tn)	V 2-2 (tn)	M 3-3 (Tn.m)
Empotrado	8.63	5.62	14.05
Winkler	8.19	5.69	14.66
Barkan-S.	8.04	6.50	15.61
N. Rusa	8.15	6.48	15.58



ENTONCES:

- Para el eje X-X: Existe una variación del +8.38% para la Fuerza Axial, +10.54% para la Fuerza Cortante y del +9.64% para el Momento Flector, en promedio para los 3 modelos de I.S.E. (Con respecto al modelo tradicional).
- Para el eje Y-Y: Existe una variación del -5.83% para la Fuerza Axial, +10.74% para la Fuerza Cortante y del +8.78% para el Momento Flector, en promedio para los 3 modelos de I.S.E. (Con respecto al modelo tradicional).

RESULTADOS ANÁLISIS SÍSMICO DINAMICO MODAL-ESPECTRAL

➤ Resultados Análisis Sísmico Dinámico Modal-Espectral Tradicional

- CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, **EJE X-X:**

PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	18.071	3900	0.005	CUMLPE
2	31.806	2700	0.005	CUMLPE
3	42.254	2700	0.004	CUMLPE
4	48.759	2700	0.002	CUMLPE

- CONTROL DE GIRO EN PLANTA, **EJE X-X:**

Piso	Irregularidad de rigidez X-X						
	Desplazamiento Máximo		Desplazamiento Máximo según Norma				
	DESP.(mm)	Desp.Rel.(m)	Dist.Max.	hpiso m	Desp.Max.	50%Desp.Max.	
4	59.452	0.008	0.007	2.7	0.019	0.009	ok
3	51.558	0.013	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
2	38.829	0.017	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
1	22.071	0.022	0.007	3.9	0.027	0.014	Analizar I.T.

Piso	Desplazamiento Máximo		Desp. Promedio				
	D.Max. (mm)	Desp.Rel.(m)	D.Prom.(mm)	Desp.Rel.(m)	1.3*Desp.Rel.		
4	59.452	0.008	48.087	0.006	0.0090	ok	
3	51.558	0.013	41.671	0.010	0.0140	ok	
2	38.829	0.017	31.367	0.014	0.0180	ok	
1	22.071	0.022	17.825	0.018	0.0240	ok	

- CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, **EJE Y-Y:**

PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	20.383	3900	0.005	CUMLPE
2	34.007	2700	0.005	CUMLPE
3	43.954	2700	0.004	CUMLPE
4	49.766	2700	0.002	CUMLPE

▪ CONTROL DE GIRO EN PLANTA, EJE Y-Y:

Piso	Irregularidad de rigidez Y-Y						
	Desplazamiento Máximo		Desplazamiento Máximo según Norma				
	DESP.(mm)	Desp.Rel.(m)	Dist.Max.	hpiso m	Desp.Max.	50%Desp.Max.	
4	53.174	0.006	0.007	2.7	0.019	0.009	ok
3	46.922	0.011	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
2	36.25	0.015	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
1	21.662	0.022	0.007	3.9	0.027	0.014	Analizar I.T.

Piso	Desplazamiento Máximo		Desp. Promedio			
	D.Max. (mm)	Desp.Rel.(m)	D.Prom.(mm)	Desp.Rel.(m)	1.3*Desp.Rel.	
4	53.174	0.006	49.437	0.006	0.008	ok
3	46.922	0.011	43.666	0.010	0.013	ok
2	36.25	0.015	33.789	0.014	0.018	ok
1	21.662	0.022	20.259	0.020	0.026	ok

➤ Resultados Análisis Sísmico Dinámico Modal-Espectral I.S.E.

Winkler

▪ CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, EJE X-X:

PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	20.75	3900	0.005	CUMLPE
2	38.774	2700	0.007	CUMLPE
3	54.062	2700	0.006	CUMLPE
4	65.557	2700	0.004	CUMLPE

▪ CONTROL DE GIRO EN PLANTA, EJE X-X:

Piso	Irregularidad de rigidez X-X						
	Desplazamiento Máximo		Desplazamiento Máximo según Norma				
	DESP.(mm)	Desp.Rel.(m)	Dist.Max.	hpiso m	Desp.Max.	50%Desp.Max.	
4	75.262	0.013	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
3	62.406	0.017	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
2	45.002	0.021	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
1	24.253	0.024	0.007	3.9	0.027	0.014	Analizar I.T.

Piso	Desplazamiento Máximo		Desp. Promedio			
	D.Max. (mm)	Desp.Rel.(m)	D.Prom.(mm)	Desp.Rel.(m)	1.3*Desp.Rel.	
4	75.262	0.013	65.557	0.011	0.015	ok
3	62.406	0.017	54.062	0.015	0.020	ok
2	45.002	0.021	38.774	0.018	0.024	ok
1	24.253	0.024	20.75	0.021	0.027	ok

▪ CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, EJE Y-Y:

PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	21.869	3900	0.006	CUMLPE
2	37.937	2700	0.006	CUMLPE
3	50.605	2700	0.005	CUMLPE
4	59.219	2700	0.003	CUMLPE

▪ CONTROL DE GIRO EN PLANTA, EJE Y-Y:

Irregularidad de rigidez Y-Y							
Desplazamiento Máximo			Desplazamiento Máximo según Norma				
Piso	DESP.(mm)	Desp.Rel.(m)	Dist.Max.	hpiso m	Desp.Max.	50%Desp.Max.	
4	62.443	0.009	0.007	2.7	0.019	0.009	ok
3	53.382	0.013	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
2	40.015	0.017	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
1	23.04	0.023	0.007	3.9	0.027	0.014	Analizar I.T.

Desplazamiento Máximo			Desp. Promedio			
Piso	D.Max. (mm)	Desp.Rel.(m)	D.Prom.(mm)	Desp.Rel.(m)	1.3*Desp.Rel.	
4	62.443	0.009	59.219	0.009	0.011	ok
3	53.382	0.013	50.605	0.013	0.016	ok
2	40.015	0.017	37.937	0.016	0.021	ok
1	23.04	0.023	21.869	0.022	0.028	ok

➤ **Resultados Análisis Sísmico Dinámico Modal-Espectral I.S.E. Barkan-Savinov**

▪ **CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, EJE X-X:**

PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	29.014	3900	0.007	CUMLPE
2	46.336	2700	0.006	CUMLPE
3	59.765	2700	0.005	CUMLPE
4	69.078	2700	0.003	CUMLPE

▪ **CONTROL DE GIRO EN PLANTA, EJE X-X:**

Irregularidad de rigidez X-X							
Desplazamiento Máximo			Desplazamiento Máximo según Norma				
Piso	DESP.(mm)	Desp.Rel.(m)	Dist.Max.	hpiso m	Desp.Max.	50%Desp.Max.	
4	81.359	0.011	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
3	70.63	0.016	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
2	54.922	0.020	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
1	34.488	0.034	0.007	3.9	0.027	0.014	Analizar I.T.

Desplazamiento Máximo			Desp. Promedio			
Piso	D.Max. (mm)	Desp.Rel.(m)	D.Prom.(mm)	Desp.Rel.(m)	1.3*Desp.Rel.	
4	81.359	0.011	68.058	0.009	0.012	ok
3	70.63	0.016	58.870	0.013	0.018	ok
2	54.922	0.020	45.633	0.017	0.023	ok
1	34.488	0.034	28.571	0.029	0.038	ok

▪ **CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, EJE Y-Y:**

PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	26.136	3900	0.007	CUMLPE
2	41.391	2700	0.006	CUMLPE
3	52.69	2700	0.004	CUMLPE
4	59.81	2700	0.003	CUMLPE

▪ CONTROL DE GIRO EN PLANTA, EJE Y-Y:

Piso	Irregularidad de rigidez Y-Y						
	Desplazamiento Máximo		Desplazamiento Máximo según Norma				
	DESP.(mm)	Desp.Rel.(m)	Dist.Max.	hpiso m	Desp.Max.	50%Desp.Max.	
4	63.959	0.008	0.007	2.7	0.019	0.009	ok
3	56.362	0.012	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
2	44.294	0.016	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
1	27.987	0.028	0.007	3.9	0.027	0.014	Analizar I.T.

Piso	Desplazamiento Máximo		Desp. Promedio			
	D.Max. (mm)	Desp.Rel.(m)	D.Prom.(mm)	Desp.Rel.(m)	1.3*Desp.Rel.	
4	63.959	0.008	59.417	0.007	0.009	ok
3	56.362	0.012	52.343	0.011	0.015	ok
2	44.294	0.016	41.116	0.015	0.020	ok
1	27.987	0.028	25.961	0.026	0.034	ok

➤ Resultados Análisis Sísmico Dinámico Modal-Espectral I.S.E.

N. Rusa

▪ CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, EJE X-X:

PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	28.053	3900	0.007	CUMLPE
2	44.908	2700	0.006	CUMLPE
3	57.952	2700	0.005	CUMLPE
4	66.905	2700	0.003	CUMLPE

▪ CONTROL DE GIRO EN PLANTA, EJE X-X:

Piso	Irregularidad de rigidez X-X						
	Desplazamiento Máximo		Desplazamiento Máximo según Norma				
	DESP.(mm)	Desp.Rel.(m)	Dist.Max.	hpiso m	Desp.Max.	50%Desp.Max.	
4	79.543	0.010	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
3	69.153	0.015	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
2	53.788	0.020	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
1	33.764	0.034	0.007	3.9	0.027	0.014	Analizar I.T.

Piso	Desplazamiento Máximo		Desp. Promedio			
	D.Max. (mm)	Desp.Rel.(m)	D.Prom.(mm)	Desp.Rel.(m)	1.3*Desp.Rel.	
4	79.543	0.010	73.224	0.010	0.013	ok
3	69.153	0.015	63.553	0.014	0.018	ok
2	53.788	0.020	49.348	0.018	0.024	ok
1	33.764	0.034	30.909	0.031	0.040	ok

▪ CONTROL DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO, EJE Y-Y:

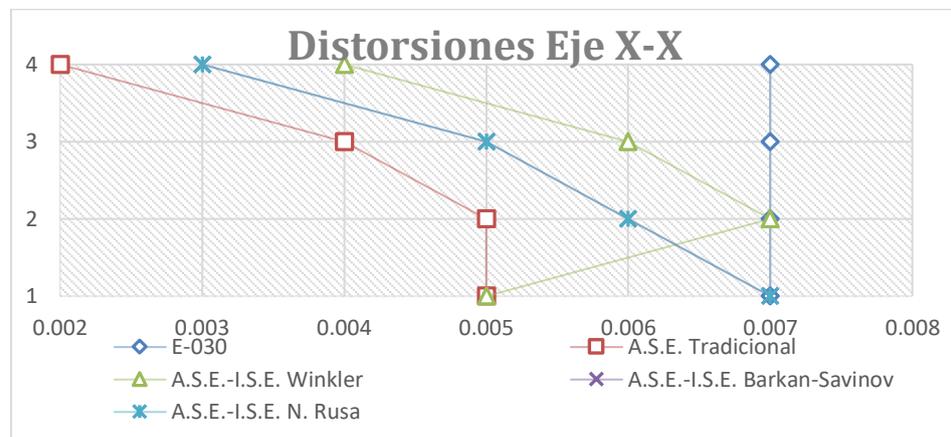
PISO	DESP. (mm)	H(mm)	DIST.	
1	25.898	3900	0.007	CUMLPE
2	40.977	2700	0.006	CUMLPE
3	52.137	2700	0.004	CUMLPE
4	59.125	2700	0.003	CUMLPE

▪ CONTROL DE GIRO EN PLANTA, EJE Y-Y:

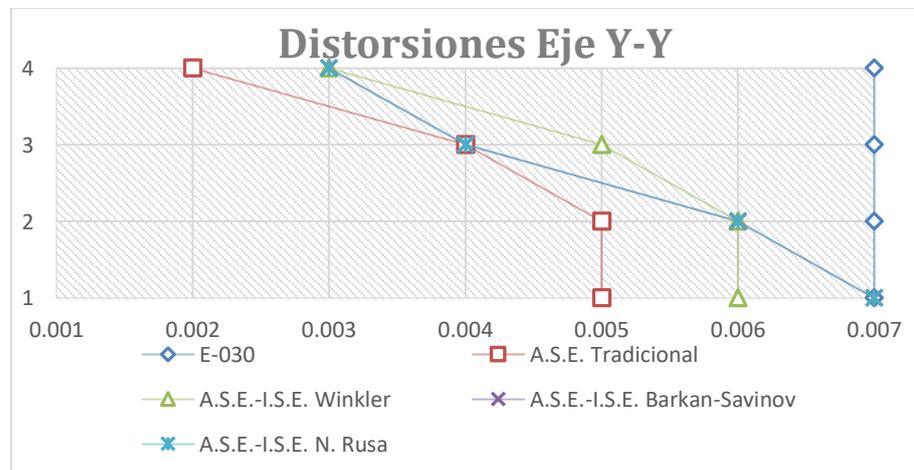
Piso	Irregularidad de rigidez Y-Y						
	Desplazamiento Máximo		Desplazamiento Máximo según Norma				
	DESP.(mm)	Desp.Rel.(m)	Dist.Max.	hpiso m	Desp.Max.	50%Desp.Max.	
4	63.333	0.007	0.007	2.7	0.019	0.009	ok
3	55.867	0.012	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
2	43.937	0.016	0.007	2.7	0.019	0.009	Analizar I.T.
1	27.802	0.028	0.007	3.9	0.027	0.014	Analizar I.T.

Piso	Desplazamiento Máximo		Desp. Promedio			
	D.Max. (mm)	Desp.Rel.(m)	D.Prom.(mm)	Desp.Rel.(m)	1.3*Desp.Rel.	
4	63.333	0.007	58.731	0.007	0.009	ok
3	55.867	0.012	51.787	0.011	0.014	ok
2	43.937	0.016	40.701	0.015	0.019	ok
1	27.802	0.028	25.721	0.026	0.033	ok

➤ DERIVAS DE ENTREPISO:



- Para la dirección X-X, las mayores distorsiones se dan para el modelo de I.S.E. Winkler y las menores para el modelo Tradicional (Empotrado).
- Variando en un +29% en promedio para los 3 modelos de I.S.E. (Con respecto al modelo tradicional) y para los 4 niveles.



- Para la dirección Y-Y, las mayores distorsiones se dan para el modelo de I.S.E. Barkan-Savinov y las menores para el modelo Tradicional (Empotrado).
- Variando en un +28% en promedio para los 3 modelos de I.S.E. (Con respecto al modelo tradicional) y para los 4 niveles.

ENTONCES:

- Todas las distorsiones de entrepiso o derivas en todos los modelos del Análisis Sísmico Dinámico, están por debajo del límite descrito en la Norma E-030, para edificaciones de concreto armado (0.007), por lo tanto, cumplen este control; Control de Derivas de Entrepiso. Ok.
- Todos los modelos cumplen con el control de Giro en Planta. Ok.

➤ CORTANTE BASAL DINAMICA:

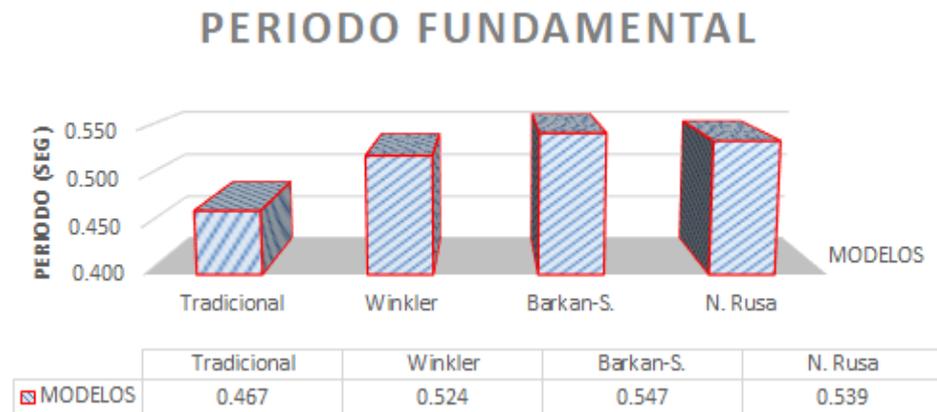
Recordemos que la cortante basal dinámica es por lo menos el 80% de la cortante basal estática (Para estructuras regulares).

COMPRACION CORTANTE BASAL DINAMICA			COMPRACION CORTANTE BASAL DINAMICA		
X-X			Y-Y		
Cortante basal Estática	50.600	Ton	Cortante basal Estática	50.600	Ton
$\frac{V_{din.}}{V_{est}} \geq 0.8$			$\frac{V_{din.}}{V_{est}} \geq 0.8$		
MODELO	CORTANETE Ton	¿SE ESCALA?	MODELO	CORTANETE Ton	¿SE ESCALA?
Tradicional	44.315	No	Tradicional	45.818	No
Winkler	43.809	No	Winkler	45.273	No
Barkan-S.	45.758	No	Barkan-S.	46.461	No
N. Rusa	45.627	No	N. Rusa	46.433	No



- Se obtienen valores menores para el modelo de I.S.E. Winkler y los mayores para el modelo I.S.E. Barkan-Savinov, para ambas direcciones del análisis sísmico.
 - Variando en un +1.7% en X-X y +0.5% en Y-Y. Promedio para los 3 modelos de I.S.E. (Con respecto al modelo tradicional).
- PERIODODO FUNDAMENTAL:

COMPARACION PERIODO FUNDAMENTAL	
MODELO	T (SEG)
Tradicional	0.467
Winkler	0.524
Barkan-S.	0.547
N. Rusa	0.539



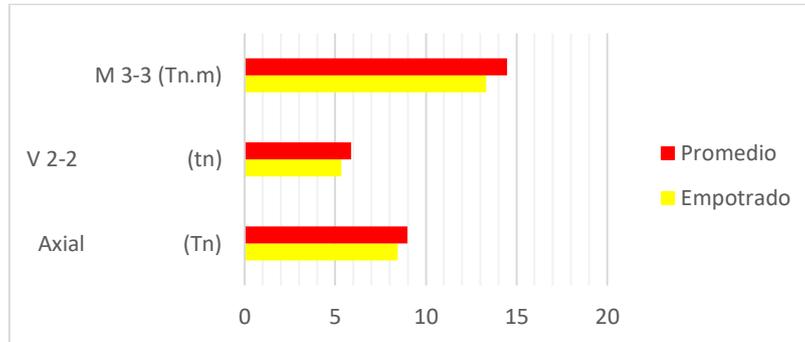
- Se obtienen valores menores para el modelo de Tradicional y los mayores para el modelo I.S.E. Barkan-Savinov, para ambas direcciones del análisis sísmico.
- Variando en un +13% en promedio para los 3 modelos de I.S.E. (Con respecto al modelo tradicional).

➤ FUERZAS INTERNAS:

Realizaremos la comparación de las fuerzas máximas para las columnas, pues estos elementos son los encargados de resistir los efectos sísmicos principalmente. Estos valores serán los máximos que se presenten para ambas direcciones del análisis sísmico.

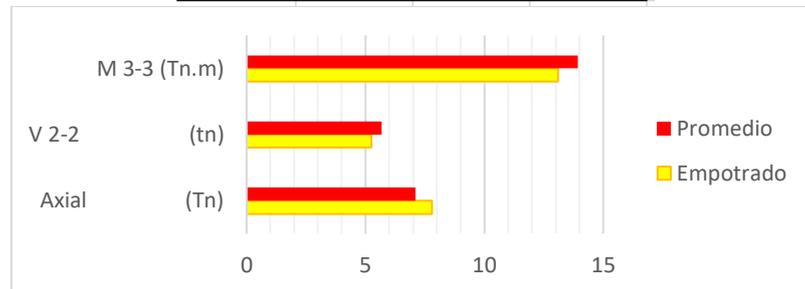
EJE X-X

Esfuerzos Máximos X-X			
Modelo	Axial (Tn)	V 2-2 (tn)	M 3-3 (Tn.m)
Empotrado	8.44	5.33	13.31
Winkler	8.18	5.01	13.56
Barkan-S.	9.43	6.38	15.02
N. Rusa	9.36	6.23	14.82



EJE Y-Y

Esfuerzos Máximos Y-Y			
Modelo	Axial (Tn)	V 2-2 (tn)	M 3-3 (Tn.m)
Empotrado	7.81	5.25	13.1
Winkler	7.13	5.18	13.41
Barkan-S.	7.03	5.93	14.22
N. Rusa	7.12	5.92	14.19



ENTONCES:

- Para el eje X-X: Existe una variación del +6.52% para la Fuerza Axial, +10.19% para la Fuerza Cortante y del +8.69% para el Momento Flector, en promedio para los 3 modelos de I.S.E. (Con respecto al modelo tradicional).
- Para el eje Y-Y: Existe una variación del -9.18% para la Fuerza Axial, +8.13% para la Fuerza Cortante y del +6.41% para el Momento Flector, en promedio para los 3 modelos de I.S.E. (Con respecto al modelo tradicional).

B. RESULTADOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

En cuanto al concreto armado del diseño final, estos muestran diferencias significativas en el *área de refuerzo*, más no en la sección (dimensiones) de los elementos evaluados (Elementos estructurales representativos en el diseño):

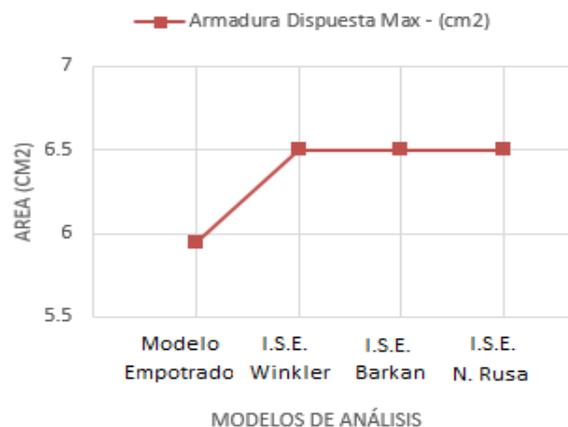
- Para las ***losas aligeradas*** tenemos:

		Modelo Empotrado	I.S.E. Barkan	I.S.E. N. Rusa	I.S.E. Winkler
h losa (cm)		20	20	20	20
		-	0%	0%	0%
Acero Positivo (-)	Armadura Requerida - (cm2)	1.17	1.2	1.21	1.2
		-	3%	3%	3%
Acero Positivo (-)	Armadura Dispuesta - (cm2)	1.27	1.27	1.27	1.27
		-	0%	0%	0%
Acero Positivo (+)	Armadura Requerida + (cm2)	0.71	0.71	0.71	0.71
		-	0%	0%	0%
Acero Positivo (+)	Armadura dispuesta + (cm2)	0.71	0.71	0.71	0.71
		-	0%	0%	0%

- Para las ***vigas*** tenemos:

		Modelo Empotrado	I.S.E. Barkan	I.S.E. N. Rusa	I.S.E. Winkler
Dimensiones (m)		25x40	25x40	25x40	25x40
		-	0%	0%	0%
Acero Positivo (-)	Armadura Requerida Max - (cm2)	5.77	6.09	6.42	6.37
		-	6%	11%	10%
Acero Positivo (-)	Armadura Dispuesta Max - (cm2)	5.94	6.5	6.5	6.5
		-	9%	9%	9%
Acero Positivo (+)	Armadura Requerida Max + (cm2)	3	3	3.06	3.04
		-	0%	2%	1%
Acero Positivo (+)	Armadura dispuesta Max + (cm2)	3.96	3.96	3.96	3.96
		-	0%	0%	0%

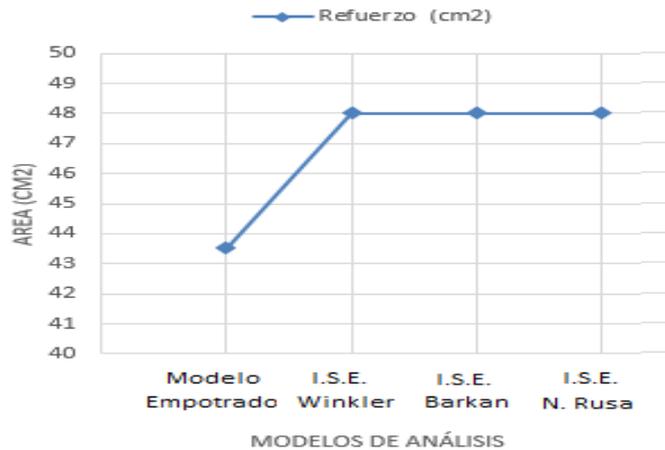
VIGA: REFUERZO



- Para las **columnas** tenemos:

	Modelo Empotrado	I.S.E. Barkan	I.S.E. N. Rusa	I.S.E. Winkler
Dimensiones (cm x cm)	35X60	35X60	35X60	35X60
	-	0%	0%	0%
Refuerzo (cm ²)	43.52	48	48	48
	-	10%	10%	10%

COLUMNA: REFUERZO



ENTONCES:

- Para las Losas Aligeradas existe una variación promedio de los modelos de I.S.E. con respecto al modelo empotrado de; +3% para el acero positivo requerido. Sin variar la disposición final de la armadura (armadura dispuesta) para ningún modelo.
- Para las Vigas existe una variación promedio de los modelos de I.S.E. con respecto al modelo empotrado de; +9% para el acero positivo requerido y dispuesto y del +1% para el acero negativo requerido.
- Para las Columnas existe una variación promedio de los modelos de I.S.E. con respecto al modelo empotrado de; +10% para el refuerzo de la columna más representativa.
- No existe una variación significativo en las zapatas tanto en sección como en área de refuerzo, pues se impone la armadura mínima.

CAPITULO V

DISCUSION DE RESULTADOS

5.1. DISCUSION DE RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUTURAL

- Las derivas o distorsiones del análisis estático son mayores respecto a las distorsiones producto del análisis dinámico. Incluso las derivas con I.S.E. Del análisis estático exceden la norma en la dirección X-X. Por estas razones es obvio que el diseño en concreto armado no toma en cuenta los resultados de este análisis (Análisis estático).
- Los esfuerzos internos máximos en los principales elementos estructurales que soportan las acciones sísmicas (Columnas), presentan valores inferiores para el análisis estático en comparación al análisis dinámico.
- El valor de los esfuerzos internos máximos tiende a incrementarse en los modelos con I.S.E. respecto al modelo tradicional.
- Los periodos de vibración aumentan para los modelos de I.S.E. en comparación del modelo tradicional (Para análisis dinámico), esto debido a la flexibilidad del suelo fundación incorporada en estos modelos. Lo mismo sucede con la cortante basal, la cual se ve incrementada en un porcentaje mínimo.
- Al realizar el análisis sísmico considerando los efectos de la I.S.E. El análisis dinámico presenta mejor concordancia con la normativa actual.

5.2. DISCUSION DE RESULTADOS DEL DISEÑO EN C°A°

- La disposición final de la armadura de los modelos con I.S.E. no varía respecto al modelo tradicional, pese a que en los modelos con I.S.E. existen pequeños incrementos de esfuerzos. Sin embargo, el área de acero dispuesto es suficiente para hacer frente a dichos esfuerzos.
- Los modelos de I.S.E. presentan un incremento de esfuerzos significativo en el valor del acero requerido máximo de la viga mas representativa para el diseño, lo que se resume en un incremento de acero positivo dispuesto para estos modelos de I.S.E. respecto al modelo empotrado.
- La columna representativa de diseño para los modelos de I.S.E. Presenta un mayor valor en la disposición de la armadura, en comparación al modelo tradicional.
- El diseño de losas no se ve afectado en cuanto a su disposición final para ningún modelo analizado. Sin embargo los resultados indican que las zapatas esquineras deberían incrementar su sección a fin de no exceder los controles de asentamiento y capacidad admisible.

CONCLUSIONES

01. Se determinó que la Interacción Suelo-Estructura influyo significativamente en el Análisis y Diseño Estructural de una Edificación Multifamiliar de Concreto Armado. Palián. Huancayo.
02. Se identifico que, si existen diferencias significativas en los resultados del Análisis Estructural mediante el uso del software Etabs de una Edificación Multifamiliar de Concreto Armado, considerando y no la interacción suelo - estructura.
Señalando principalmente que:
 - En el análisis estático, para los modelos de interacción suelo-estructura; En el eje X-X, se supera el límite máximo de la deriva establecida en la Norma E-030, para este tipo de edificación. Sin embargo para el eje Y-Y, estas están dentro del límite.
 - En todos los modelos de interacción suelo-estructura (tanto en el análisis estático y dinámico), los desplazamientos, las derivas de entrepiso, la cortante basal y los periodos fundamentales de vibración, tienden a incrementarse.
 - Para todos los modelos de interacción suelo-estructura (tanto en el análisis estático y dinámico), los esfuerzos internos máximos en las columnas tienden a aumentar, con excepción de la fuerza axial en la dirección Y-Y, esto para ambos métodos de análisis.
03. Se determinó que realizar el Análisis de Cargas por Gravedad (Con los controles de; capacidad portante y asentamientos) y el Análisis Sísmico Estático-Dinámico (Con los controles de; las derivas de entrepiso y giro en planta), establecen los pasos necesarios del adecuado Análisis Estructural de una edificación de concreto armado utilizando el software Etabs.
04. Se estableció, que sí existen diferencias significativas en el Diseño en Concreto Armado, al considerar y no la Interacción Suelo-Estructura de una Edificación Multifamiliar de Concreto Armado.

Señalando principalmente que:

- Para el análisis dinámico en todos los modelos de interacción suelo-estructura, el diseño de las Losas de entrepiso, y de la Cimentación no difieren con el diseño del modelo empotrado. Esto porque las variaciones en el área de refuerzo no influyen en la Disposición de la Armadura Final, puesto que el área de acero nominal es suficiente para resistir los esfuerzos actuantes. Sin embargo, para los modelos de interacción suelo-estructura, el diseño de vigas columnas presenta un incremento significativo en la armadura de refuerzo dispuesto.

RECOMENDACIONES

01. Se recomienda aplicar y/o incorporar los modelos de Interacción Suelo-Estructura al análisis y diseño de la edificación multifamiliar de concreto armado. Palián. Huancayo, pues se determinó que la I.S.E. influye significativamente en ambas etapas.

02. Se recomienda que al realizar un análisis estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado Palian. Huancayo, utilizando el software Etabs. Consideremos la Interacción Suelo-Estructura, ya que se estableció que existen diferencias significativas en los resultados, si los comparamos con un “análisis tradicional”.
Señalando principalmente que:
 - Es preferible realizar un análisis dinámico al análisis estático, para los modelos de interacción suelo-estructura, porque en estos no se supera el límite máximo de la deriva establecida en la Norma E-030, para este tipo de edificación.
 - Es importante realizar un análisis incorporando los modelos de interacción suelo-estructura, puesto que, al incrementarse los desplazamientos y las derivas de entrepiso, estos pueden excederse de los límites máximos establecidos.
 - Es importante incorporar los modelos de interacción suelo-estructura al análisis estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado Palian-Huancayo. Puesto que las columnas tienen una variación significativo en los esfuerzos, tendiendo a incrementar su valor con respecto al modelo empotrado.

03. Se recomienda; realizar el Análisis de Cargas por Gravedad (Con los controles de; capacidad portante, asentamientos y asentamientos diferenciales) y el Análisis Sísmico Estático-Dinámico (Con los controles de; las derivas de entrepiso y giro en planta). Pues estos estos controles determinan los pasos necesarios para realizar un adecuado análisis

estructural de una edificación de concreto armado utilizando el software Etabs.

04. Se recomienda realizar el análisis de una edificación multifamiliar de concreto armado Palián. Huancayo, considerando la interacción suelo-estructura, puesto que se estableció que existen diferencias significativas en el diseño en Concreto Armado.

Señalando principalmente que:

- Es importante diseñar los elementos de concreto armado, considerando los resultados del análisis con modelos de interacción suelo-estructura. Porque existe un incremento significativo en el área de refuerzo de la armadura de vigas y principalmente de las columnas. Pues son los elementos estructurales que soportan los efectos sísmicos, y se deben analizar con detalle.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

01. Daniel Silva Gutierrez y Gustavo Ipanaque Sanchez, “Interacción Sísmica Suelo–Estructura en Edificaciones Aporticadas”, Piura, Universidad Nacional de Piura, 2009.
02. Efrain Manuel Lopez Sotelo, “Análisis de interacción sísmica suelo – estructura para reducir esfuerzos en los elementos estructurales en edificaciones regulares e irregulares con zapatas aisladas en Huaraz”, Huaraz, Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, 2012.
03. Genner Villarreal Castro, “Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas”, Trujillo, Imprenta Gráfica Norte, 2006.
04. Gustavo Vladimir, Condori Uchiri, “Comparación del comportamiento sísmico lineal y no-lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e interacción suelo-estructura”, Arequipa, Universidad Católica de Santa María, 2014.
05. SENCICO, “Norma Técnica de Edificación NTE-E030 Diseño Sismorresistente”, Lima, 2016.
06. SENCICO, “Norma Técnica de Edificación NTE-E050 Suelos y Cimentaciones”, Lima, 2014.

BIBLIOGRAFIA

01. ANTONIO BLANCO BLASCO, “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, Lima, 1931.
02. ALEX HENRRY PALOMINO ENCINAS, “Manual de Análisis Estático y Dinámico NTE.030 Diseño Sismo resistente”, Cajamarca, 2016.
03. GENNER VILLAREAL CASTRO, “Interacción Sísmica Suelo –Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas”, Lima, 2006.
04. PATRICIO MARCELO VASCO LOPEZ, “Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Concreto Armado”, Ambato-Ecuador, 2003.
05. ROBERTO ROCHEL AWAD, “Análisis y Diseño Sísmico de Edificios”, Medellín-Colombia, 2012.
06. ICG, “Análisis y diseño de edificaciones con Etabs”, 4º Edición, Lima, 2012.
07. SENCICO, “Norma Técnica de Edificación NTE-E030 Diseño Sismorresistente”, Lima, 2016.
08. SENCICO, “Norma Técnica de Edificación NTE-E060 Concreto Armado”, Lima, 2009.
09. SENCICO, “Norma Técnica de Edificación NTE-E050 Suelos y Cimentaciones”, Lima, 2014.
10. SENCICO, “Norma Técnica de Edificación NTE-E020 Cargas”, Lima, 2006.

ANEXOS

Anexo N° 01. Matriz de Consistencia del Plan de Tesis.

Anexo N° 02. Instrumento de validación (Encuesta).

Anexo N° 03. Resultado encuestas, Validación de Hipótesis e Informe de opinión de juicio de experto.

Anexo N° 04. Planos y/o esquemas.

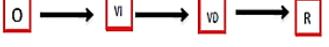
Anexo N° 05. Estudio de suelos.

ANEXO N°1

MATRIZ DE CONSISTECIA

MATRIZ DE CONSISTENCIA DE LA TESIS

TÍTULO: “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA. PALIÁN. HUANCAYO”

I. PROBLEMA	II. OBJETIVO	III. HIPÓTESIS	IV. VARIABLES Y DIMENSIONES	V. METODOLOGÍA
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	VARIABLES	TIPO DE INVESTIGACION
¿Cómo influye la Interacción Suelo-Estructura en el Análisis y Diseño Estructural de una Edificación Multifamiliar de Concreto Armado. Palián. Huancayo?	Determinar, si la Interacción Suelo-Estructura influye en el Análisis y Diseño Estructural de una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado. Palián. Huancayo.	Ho= Nunca, la Interacción Suelo-Estructura, influirá significativamente el Análisis y Diseño Estructural de una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado. Palián. Huancayo. H1= Siempre, la Interacción Suelo-Estructura, influirá significativamente el Análisis y Diseño Estructural de una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado. Palián. Huancayo.	VARIABLES: - INDEPENDIENTE (x): Interacción Suelo-Estructura. - DEPENDIENTE (y): Edificación Multifamiliar De Concreto Armado. DIMENSIONES: - Interacción Suelo-Estructura: ▪ Coeficientes de Rigidez de Suelo. ▪ Masas de la Cimentación. ▪ Capacidad Admisible de Terreno. ▪ Coeficiente de Balasto del Suelo. - Edificación Multifamiliar De Concreto Armado: ▪ Derivas de entrepiso. ▪ Giro en planta. ▪ Control de asentamientos. ▪ Sección de los Elementos Estructurales. ▪ Área de Refuerzo Longitudinal y Transversal.	MÉTODO DE INVESTIGACIÓN: CUALITATIVO-CUANTITATIVO TIPO DE INVESTIGACIÓN: APLICADA Observacional-Comparativa. NIVEL DE INVESTIGACIÓN DESCRIPTIVA-EXPLICATIVA. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN: No Experimental-Corelacional  Dónde: - VI = Variable Independiente. - VD = Variable Dependiente. - O = Objetivo. - R = Resultados.
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECIFICAS		
A. ¿Qué diferencias existen en los resultados del análisis estructural mediante el uso del software Etabs de una edificación multifamiliar de Concreto Armado, considerando y no la Interacción suelo-estructura?	A. Identificar las diferencias en los resultados del análisis estructural mediante el uso del software Etabs de una edificación multifamiliar de concreto armado, considerando y no la Interacción suelo- estructura.	Ho= No, existen diferencias significativas en los resultados del análisis estructural mediante el uso del software Etabs de una edificación multifamiliar de concreto armado, considerando y no la Interacción suelo-estructura. H1= Sí, existen diferencias significativas en los resultados del análisis estructural mediante el uso del software Etabs de una edificación multifamiliar de concreto armado, considerando y no la Interacción suelo-estructura.		
B. ¿Cuál es el proceso necesario para realizar el adecuado análisis estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado?	B. Determinar los pasos necesarios para realizar el adecuado análisis estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado.	Ho= Nunca, realizar el Análisis de Cargas por Gravedad (Con los controles de; capacidad portante y asentamientos) y el Análisis Sísmico Estático-Dinámico (Con los controles de; las derivas de entrepiso y giro en planta), determinan los pasos necesarios del adecuado Análisis Estructural de una edificación de concreto armado utilizando el software Etabs. H1= Siempre, realizar el Análisis de Cargas por Gravedad (Con los controles de; capacidad portante y asentamientos) y el Análisis Sísmico Estático-Dinámico (Con los controles de; las derivas de entrepiso y giro en planta), determinan los pasos necesarios del adecuado Análisis Estructural de una edificación de concreto armado utilizando el software Etabs.		
C. ¿Cuáles son las diferencias en el diseño en concreto armado, al considerar y no la interacción suelo-estructura de una edificación multifamiliar de concreto armado?	C. Establecer las diferencias en el diseño en concreto armado, al considerar y no la Interacción suelo-estructura de una edificación multifamiliar de concreto armado.	Ho= No, existen diferencias significativas en el diseño en concreto armado, al considerar y no la interacción suelo-estructura de una edificación multifamiliar de concreto armado. H1= Si, existen diferencias significativas en el diseño en concreto armado, al considerar y no la interacción suelo-estructura de una edificación multifamiliar de concreto armado.		

ANEXO N°2

INSTRUMENTOS DE VALIDACION

(Encuesta).

ENCUESTA: INGENIEROS - TÉCNICOS.

INTRODUCCIÓN:

- La presente encuesta tiene por objetivo determinar si la Interacción Suelo - Estructura influye en el Análisis y Diseño Estructural de una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado. Palián - Huancayo.

DATOS GENERALES:.....

PROFESIÓN / OCUPACIÓN:..... **ÁREA:**

FECHA:

TABLA DE ESPECIFICACIÓN:

A. VARIABLES:

- VARIABLE INDEPENDIENTE (x):
 - Interacción Suelo - Estructura.
- VARIABLE DEPENDIENTE (y):
 - Edificación Multifamiliar de Concreto Armado.

B. CATEGORÍAS DIAGNÓSTICAS:

Las categorías varían de acuerdo al objetivo de ítems propuesto.

C. ÍTEMS:

a = 5, b = 4; c = 3; d = 2 y e = 1.

D. PUNTAJE:

15 Ptos. Escala de Licker.

INSTRUCCIONES:

- A continuación, presentamos 15 preguntas sencillas, las cuales marcará con un aspa (x), la alternativa correcta (sólo una).

1. ¿La aplicación de la Norma Peruana E-030 conduce a la construcción de edificios de concreto armado aporticados rígidos, con un excelente desempeño sismorresistente (con una deriva lateral límite de 7‰ exigida por la Normativa)?
a) Si b) No c) A veces d) Casi siempre e) No opina
2. ¿Los análisis expuestos en la Norma Peruana E-030 (Análisis Sísmico Estático y Análisis Sísmico Dinámico), son aplicables al diseño de edificios multifamiliares aporticados en Palian-Huancayo?
a) Si b) No c) A veces d) Casi siempre e) No opina
3. ¿La interacción suelo-estructura, influye apreciablemente en el análisis y diseño de una edificación multifamiliar de concreto armado Palián-Huancayo?
a) Si b) No c) A veces d) Casi siempre e) No opina
4. ¿Según su comportamiento frente a un sismo moderado, un edificio multifamiliar aporticado en el distrito de Palián-Huancayo, trabajaría mejor que uno con sistema de muros estructurales?
a) Si b) No c) A veces d) Casi siempre e) No opina
5. ¿Existen diferencias apreciables en el análisis y diseño de una edificación multifamiliar de concreto armado Palián-Huancayo, al considerar y no la interacción suelo-estructura?
a) Siempre b) Casi siempre c) A veces d) Casi nunca e) Nunca
6. ¿Una edificación multifamiliar ante un sismo severo percibe un comportamiento superior al elástico, por tanto, para el cálculo de la respuesta sísmica es necesario utilizar modelos de comportamientos inelásticos?
a) Si b) No c) A veces d) Casi siempre e) No opina

7. ¿Realizar el Análisis de Cargas por Gravedad (Con los controles de; capacidad portante, asentamientos y asentamientos diferenciales) y el Análisis Sísmico Estático-Dinámico (Con los controles de; las derivas de entrepiso y giro en planta), establecen los pasos necesarios para realizar el adecuado Análisis Estructural de una edificación de concreto armado?
- a) Si b) No c) A veces d) Casi siempre e) No opina
8. ¿En el análisis de un edificio multifamiliar aporticado, se debe realizar conjuntamente el análisis sísmico de la superestructura con la subestructura ?
- a) Siempre b) Casi siempre c) A veces d) Casi nunca
9. ¿El modelo o idealización del “empotramiento perfecto” en la base del diseño sismo resistente de la normativa actual E-030, es suficiente para garantizar la obtención de resultados óptimos y reales ?
- a) Si b) No c) A veces d) Casi siempre e) No opina
10. ¿La incorporación de modelos elásticos en la base de fundación, conllevan a resultados fehacientes en cuanto al comportamiento sísmico de un edificio multifamiliar aporticado?
- a) Si b) No c) A veces d) Casi siempre e) No opina
11. ¿La capacidad portante del suelo limita en cierto modo el diseño de un edificio multifamiliar aporticado o solo es variable a considerar?
- a) Si b) No c) A veces d) Casi siempre e) No opina
12. ¿Los suelos de tipo limo-arcillosos son óptimos para a la construcción de edificios multifamiliares aporticados?
- a) Siempre b) Casi siempre c) A veces d) Casi nunca e) Nunca
13. ¿Es necesario incorporar los modelos de interacción suelo-estructura (I.S.E.) al modelo matemático de análisis sísmico en edificios aporticados?
- a) Siempre b) Casi siempre c) A veces d) Casi nunca e) Nunca
14. ¿Mientras más grados de libertad tenga un modelo de interacción suelo estructura en el modelo de la base de fundación (cimentación) más óptimo serán los resultados del análisis sísmico?
- a) Siempre b) Casi siempre c) A veces d) Casi nunca e) Nunca
15. ¿La aplicación de modelos de interacción suelo-estructura al diseño empotrado (sin I.S.E.) de edificios aporticados de concreto armado en Palian-Huancayo, generan variaciones importantes en los esfuerzos internos de los elementos estructurales?
- a) Siempre b) Casi siempre c) A veces d) Casi nunca e) Nunca

GRACIAS

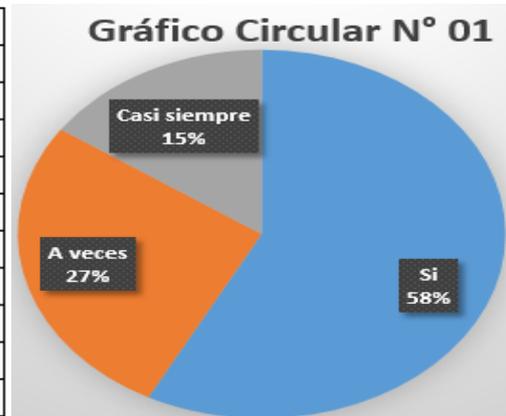
ANEXO N°3

RESULTADO ENCUESTAS, VALIDACIÓN DE HIPÓTESIS
E INFORME DE OPINIÓN DE JUICIO DE EXPERTO.

RESULTADO ENCUESTAS

01. ¿La aplicación de la Norma Peruana E-030 conduce a la construcción de edificios de concreto armado aporticados rígidos, con un excelente desempeño sismorresistente (con una deriva lateral límite de 7% exigida por la Normativa)?

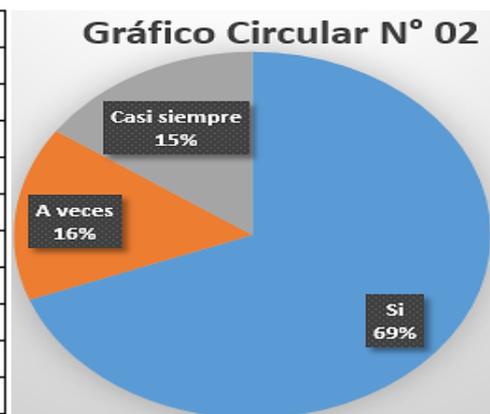
Estadístico N° 01		
N	Válidos	26
	Perdidos	0
Media		20,000
Mediana		10,000
Moda		1,00
Desv. típ.		123,288
Varianza		1,520
Asimetría		,555
Error típ. de asimetría		,456
C.V.		19.10%



Cuadro Porcentual N° 01					
		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Si	15	57,7	57,7	57,7
	A veces	7	26,9	26,9	84,6
	Casi siempre	4	15,4	15,4	100,0
	Total	26	100,0	100,0	

02. ¿Los análisis expuestos en la Norma Peruana E-030 (Análisis Sísmico Estático y Análisis Sísmico Dinámico), son aplicables al diseño de edificios multifamiliares aporticados en Palián-Huancayo?

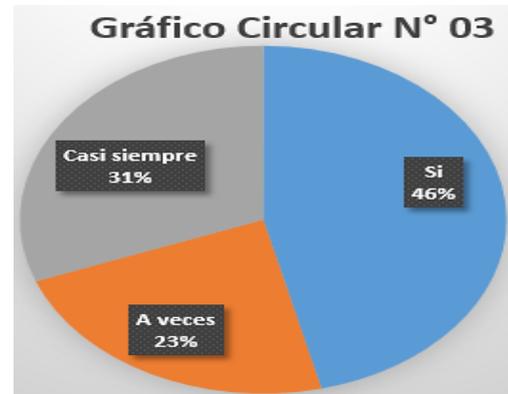
Estadístico N° 02		
N	Válidos	26
	Perdidos	0
Media		17,692
Mediana		10,000
Moda		1,00
Desv. típ.		121,021
Varianza		1,465
Asimetría		1,068
Error típ. de asimetría		,456
C.V.		22.82%



Cuadro Porcentual N° 02					
		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Si	18	69,2	69,2	69,2
	A veces	4	15,4	15,4	84,6
	Casi siempre	4	15,4	15,4	100,0
	Total	26	100,0	100,0	

03. ¿La interacción suelo-estructura, influye significativamente en el análisis y diseño de una edificación multifamiliar de concreto armado Palián-Huancayo?

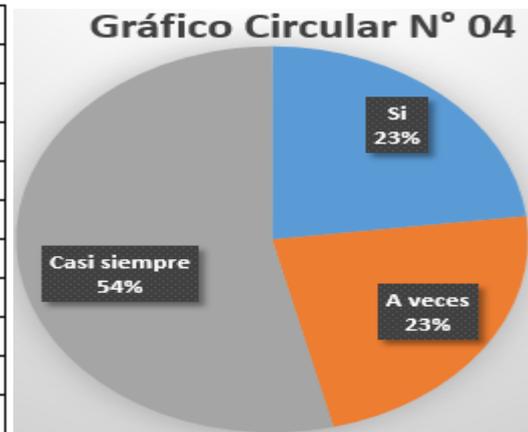
Estadístico N° 03		
N	Válidos	26
	Perdidos	0
Media		23,846
Mediana		30,000
Moda		1,00
Desv. típ.		135,873
Varianza		1,846
Asimetría		,056
Error típ. de asimetría		,456
C.V.		32.40%



Cuadro Porcentual N° 03					
		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Si	12	46,2	46,2	46,2
	A veces	6	23,1	23,1	69,2
	Casi siempre	8	30,8	30,8	100,0
	Total	26	100,0	100,0	

04. ¿Según su comportamiento frente a un sismo moderado, un edificio multifamiliar aporricado en el distrito de Palián Huancayo, trabajaría mejor que uno con sistema de muros estructurales?

Estadístico N° 04		
N	Válidos	26
	Perdidos	0
Media		30,769
Mediana		40,000
Moda		4,00
Desv. típ.		123,038
Varianza		1,514
Asimetría		-,994
Error típ. de asimetría		,456
C.V.		33.76%



Cuadro Porcentual N° 04					
		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Si	6	23,1	23,1	23,1
	A veces	6	23,1	23,1	46,2
	Casi siempre	14	53,8	53,8	100,0
	Total	26	100,0	100,0	

05. ¿Existen diferencias significativas en el análisis y diseño de una edificación multifamiliar de concreto armado Palián-Huancayo, al considerar y no la interacción suelo-estructura?

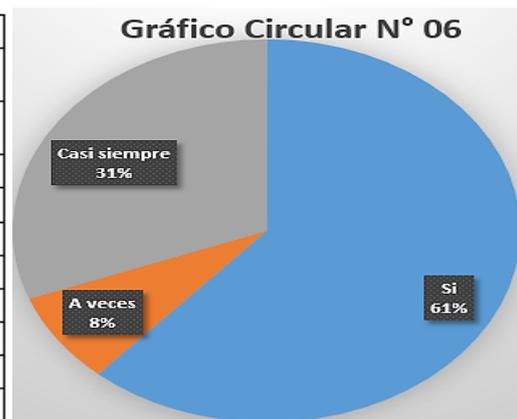
Estadístico N° 05		
N	Válidos	26
	Perdidos	0
Media		21,538
Mediana		20,000
Moda		2,00
Desv. típ.		,36795
Varianza		,135
Asimetría		2,038
Error típ. de asimetría		,456
C.V.		35.63%



Cuadro Porcentual N° 05					
		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Casi siempre	22	84,6	84,6	84,6
	A veces	4	15,4	15,4	100,0
	Total	26	100,0	100,0	

06. ¿Una edificación multifamiliar ante un sismo severo percibe un comportamiento superior al elástico, por tanto para el cálculo de la respuesta sísmica es necesario utilizar modelos de comportamientos inelásticos?

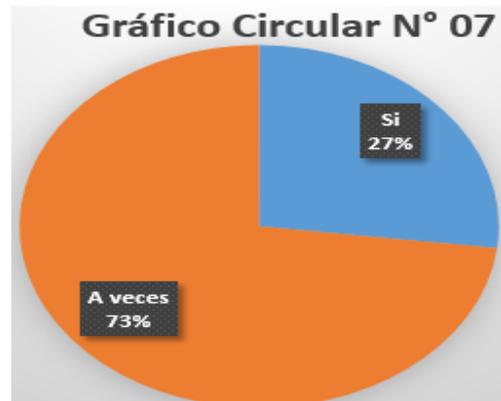
Estadístico N° 06		
N	Válidos	26
	Perdidos	0
Media		20,769
Mediana		10,000
Moda		1,00
Desv. típ.		141,204
Varianza		1,994
Asimetría		,592
Error típ. de asimetría		,456
C.V.		32.32%



Cuadro Porcentual N° 06					
		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Si	16	61,5	61,5	61,5
	A veces	2	7,7	7,7	69,2
	Casi siempre	8	30,8	30,8	100,0
	Total	26	100,0	100,0	

07. ¿Realizar el Análisis de Cargas por Gravedad (Con los controles de; capacidad portante, asentamientos y asentamientos diferenciales) y el Análisis Sísmico Estático-Dinámico (Con los controles de; las derivas de entrepiso y giro en planta), ¿establecen los pasos necesarios para realizar el adecuado Análisis Estructural de una edificación de concreto armado?

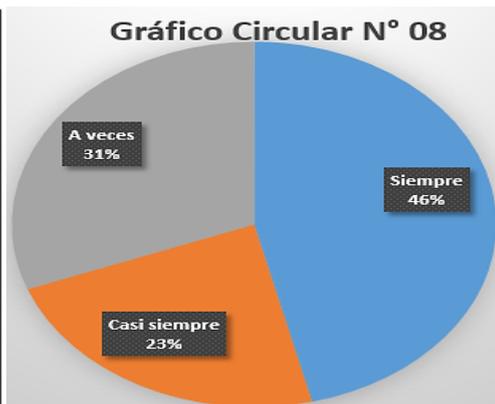
Estadístico N° 07		
N	Válidos	26
	Perdidos	0
Media		24,615
Mediana		30,000
Moda		3,00
Desv. típ.		,90469
Varianza		,818
Asimetría		-1,105
Error típ. de asimetría		,456
C.V.		34.59%



Cuadro Porcentual N° 07					
		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Si	7	26,9	26,9	26,9
	A veces	19	73,1	73,1	100,0
	Total	26	100,0	100,0	

08. ¿En el análisis de un edificio multifamiliar aporcionado, se debe realizar conjuntamente el análisis sísmico de la superestructura con la subestructura?

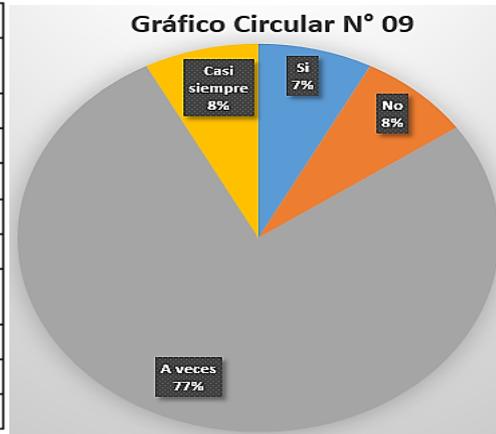
Estadístico N° 08		
N	Válidos	26
	Perdidos	0
Media		18,462
Mediana		20,000
Moda		1,00
Desv. típ.		,88056
Varianza		,775
Asimetría		,320
Error típ. de asimetría		,456
C.V.		29.48%



Cuadro Porcentual N° 08					
		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Siempre	12	46,2	46,2	46,2
	Casi siempre	6	23,1	23,1	69,2
	A veces	8	30,8	30,8	100,0
	Total	26	100,0	100,0	

09. ¿El modelo o idealización del "empotramiento perfecto" en la base del diseño sísmo resistente de la normativa actual E-030, es suficiente para garantizar la obtención de resultados óptimos y reales?

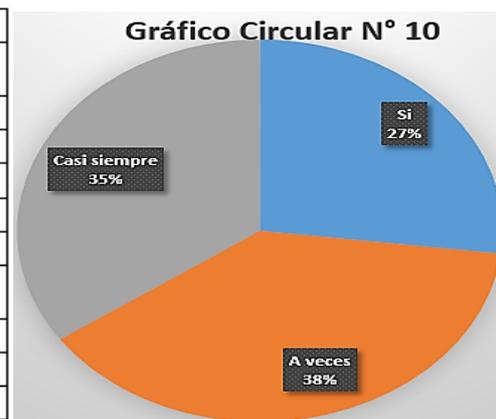
Estadístico N° 09		
N	Válidos	26
	Perdidos	0
Media		28,462
Mediana		30,000
Moda		3,00
Desv. típ.		,67482
Varianza		,455
Asimetría		-1,502
Error típ. de asimetría		,456
C.V.		29.48%



Cuadro Porcentual N° 09					
		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Si	2	7,7	7,7	7,7
	No	2	7,7	7,7	15,4
	A veces	20	76,9	76,9	92,3
	Casi siempre	2	7,7	7,7	100,0
	Total	26	100,0	100,0	

10. ¿La incorporación de modelos elásticos en la base de fundación, conllevan a resultados fehacientes en cuanto al comportamiento sísmico de un edificio multifamiliar apoticado?

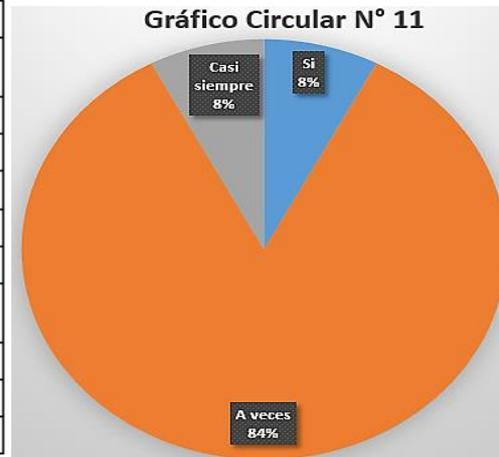
Estadístico N° 10		
N	Válidos	26
	Perdidos	0
Media		28,077
Mediana		30,000
Moda		3,00
Desv. típ.		120,064
Varianza		1,442
Asimetría		-,652
Error típ. de asimetría		,456
C.V.		24.75%



Cuadro Porcentual N° 10					
		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Si	7	26,9	26,9	26,9
	A veces	10	38,5	38,5	65,4
	Casi siempre	9	34,6	34,6	100,0
	Total	26	100,0	100,0	

11. ¿La capacidad portante del suelo limita en cierto modo el diseño de un edificio multifamiliar aporricado o solo es variable a considerar?

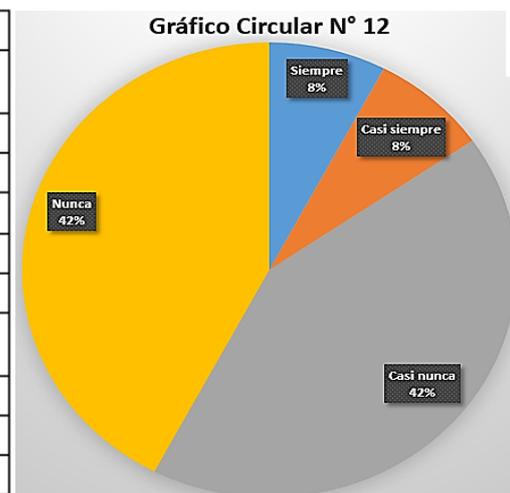
Estadístico N° 11		
N	Válidos	26
	Perdidos	0
Media		29,231
Mediana		30,000
Moda		3,00
Desv. típ.		,62757
Varianza		,394
Asimetría		-2,054
Error típ. de asimetría		,456
C.V.		32.18%



Cuadro Porcentual N° 11					
		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Si	2	7,7	7,7	7,7
	A veces	22	84,6	84,6	92,3
	Casi siempre	2	7,7	7,7	100,0
	Total	26	100,0	100,0	

12. ¿Los suelos de tipo limo-arcillosos son óptimos para a la construcción de edificios multifamiliares aporricados?

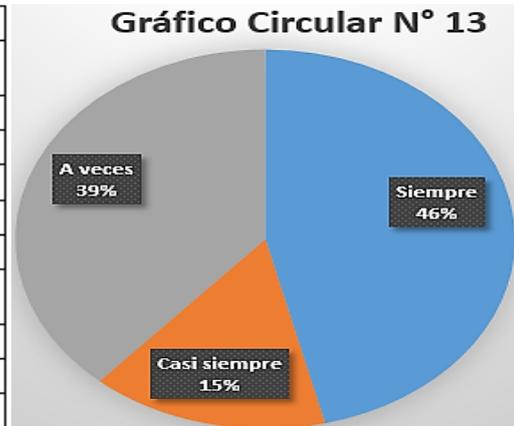
Estadístico N° 12		
N	Válidos	26
	Perdidos	0
Media		40,385
Mediana		40,000
Moda		4,00
Desv. típ.		121,592
Varianza		1,478
Asimetría		-1,525
Error típ. de asimetría		,456
C.V.		22.40%



Cuadro Porcentual N° 12					
		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Siempre	2	7,7	7,7	7,7
	Casi siempre	2	7,7	7,7	15,4
	Casi nunca	11	42,3	42,3	57,7
	Nunca	11	42,3	42,3	100,0
	Total	26	100,0	100,0	

13. ¿Es necesario incorporar los modelos de interacción suelo-estructura (I?SE.) al modelo matemático de análisis sísmico en edificios aporricados?

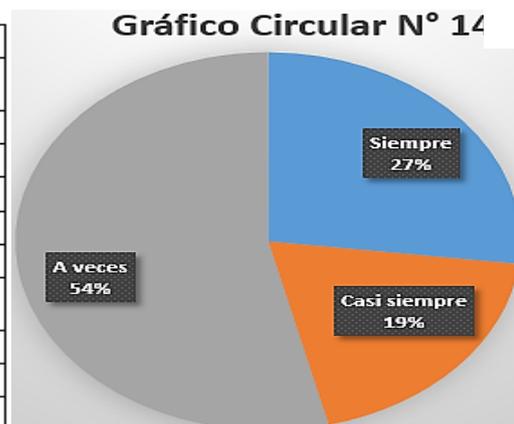
Estadístico N° 13		
N	Válidos	26
	Perdidos	0
Media		19,231
Mediana		20,000
Moda		1,00
Desv. típ.		,93480
Varianza		,874
Asimetría		,162
Error típ. de asimetría		,456
C.V.		29.85%



Cuadro Porcentual N° 13					
		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Siempre	12	46,2	46,2	46,2
	Casi siempre	4	15,4	15,4	61,5
	A veces	10	38,5	38,5	100,0
	Total	26	100,0	100,0	

14. ¿Mientras más grados de libertad tenga un modelo de interacción suelo estructura en el modelo de la base de fundación (cimentación) más óptimo serán los resultados del análisis sísmico?

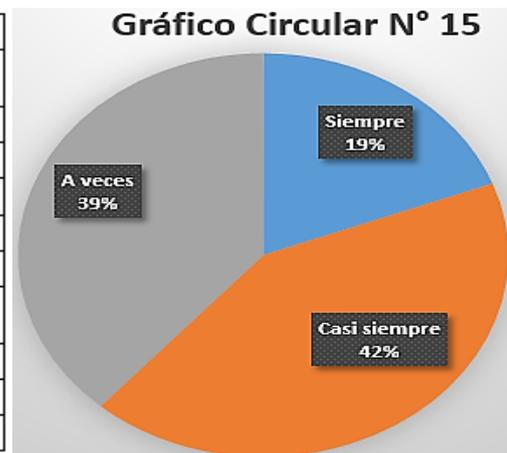
Estadístico N° 14		
N	Válidos	26
	Perdidos	0
Media		22,692
Mediana		30,000
Moda		3,00
Desv. típ.		,87442
Varianza		,765
Asimetría		-,580
Error típ. de asimetría		,456
C.V.		35.32%



Cuadro Porcentual N° 14					
		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Siempre	7	26,9	26,9	26,9
	Casi siempre	5	19,2	19,2	46,2
	A veces	14	53,8	53,8	100,0
	Total	26	100,0	100,0	

15. ¿La aplicación de modelos de interacción suelo-estructura al diseño empotrado (sin I.S.E.) de edificios aporricados de concreto armado en Palián-Huancayo, generan variaciones importantes en los esfuerzos internos de los elementos estructurales?

Estadístico N° 15		
N	Válidos	26
	Perdidos	0
Media		21,923
Mediana		20,000
Moda		2,00
Desv. típ.		,74936
Varianza		,562
Asimetría		-,338
Error típ. de asimetría		,456
C.V.		29.88%



Cuadro Porcentual N° 15					
		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Siempre	5	19,2	19,2	19,2
	Casi siempre	11	42,3	42,3	61,5
	A veces	10	38,5	38,5	100,0
	Total	26	100,0	100,0	

PRUEBA DE HIPOTESIS

HIPOTESIS GENERAL

La Interacción Suelo-Estructura, influirá significativamente el Análisis y Diseño Estructural de una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado. Palián. Huancayo.

Cálculo del Estimado Puntual o Centrado:

$$P(\bar{X} - E_0 \leq \mu \leq \bar{X} + E_0) = 1 - \alpha; \quad E_0 = \frac{Z_0 \cdot \delta}{\sqrt{n}}$$

$$1.562 \leq \mu \leq 2.438$$

Cálculo de Z_0 : $Z_0 = 1.96$

Reemplazando: $\mu = 1.55$

Prueba de Hipótesis concerniente a la Media Poblacional:

$$H_0 : \mu = 1.55$$

$$H_1 : \mu > 1.55$$

H_0 . Nunca, La Interacción Suelo-Estructura, influirá significativamente el Análisis y Diseño Estructural de una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado. Palián. Huancayo.

H_1 Siempre, La Interacción Suelo-Estructura, influirá significativamente el Análisis y Diseño Estructural de una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado. Palián. Huancayo.

Regla de Decisión:

Se rechaza H_0 si:

$$t > -t_{1-\alpha}^{(gl)}$$

Decisión:

$$t > -t_{1-\alpha}^{(gl)}$$

$$2.18 > 1.73$$

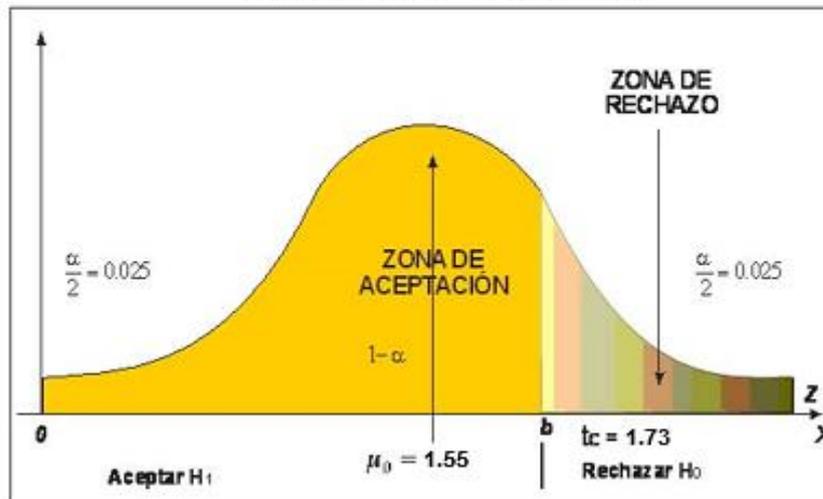
Cálculo de "t":

$$t = \frac{\bar{X} - \mu}{\frac{S}{\sqrt{n}}} \quad t = 2.18$$

Cálculo de t_c :

$$t_{1-\alpha}^{(gl)} \quad t_c = 1.73$$

Curva de Simétrica de Gauss.



Interpretación:

Se acepta la H1: “Siempre, La Interacción Suelo-Estructura, influirá significativamente el Análisis y Diseño Estructural de una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado. Palián. Huancayo.”, con un índice de aprobación del 73% y se rechaza la Ho: debido a que el valor de $t_c = 1.73$ se encuadra en la zona de rechazo derecha de la Curva Simétrica de Gauss (Coeficiente de Pearson).

HIPOTESIS ALTERNATIVAS

HIPOTESIS ALTERNATIVA “A”

Existen diferencias significativas en los resultados del análisis estructural mediante el uso del software Etabs de una edificación multifamiliar de concreto armado, considerando y no la Interacción suelo-estructura.

Cálculo del Estimado Puntual o Centrado:

$$P(\bar{X} - E_0 \leq \mu \leq \bar{X} + E_0) = 1 - \alpha; \quad E_0 = \frac{Z_0 \cdot \delta}{\sqrt{n}}$$

$$1.558 \leq \mu \leq 2.74$$

Cálculo de Z_0 : $Z_0 = 1.96$

Reemplazando : $\mu = 1.6$

Prueba de Hipótesis concerniente a la Media Poblacional:

$$\begin{aligned} H_0 : \mu &= 1.6 \\ H_1 : \mu &> 1.6 \end{aligned}$$

H₀ No, existen diferencias significativas en los resultados del análisis estructural mediante el uso del software Etabs de una edificación multifamiliar de concreto armado, considerando y no la Interacción suelo-estructura.

H₁ Sí, existen diferencias significativas en los resultados del análisis estructural mediante el uso del software Etabs de una edificación multifamiliar de concreto armado, considerando y no la Interacción suelo-estructura.

Regla de Decisión:

Se rechaza H₀ si:

$$t > -t_{1-\alpha} (gl)$$

Decisión:

$$t > -t_{1-\alpha} (gl)$$

$$2.09 > 1.95$$

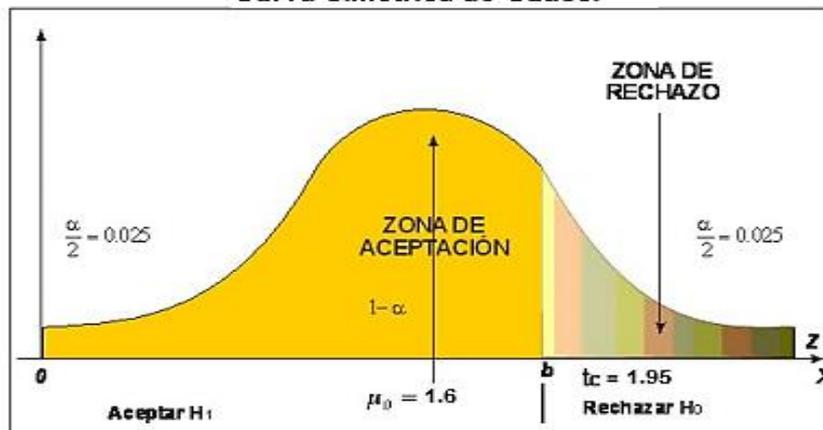
Cálculo de "t":

$$t = \frac{\bar{X} - \mu}{\frac{S}{\sqrt{n}}} \quad t = 2.09$$

Cálculo de t_c:

$$t_{1-\alpha} (gl) \quad t_c = 1.95$$

Curva Simétrica de Gauss.



Interpretación:

Se acepta la H₁: "Sí, existen diferencias significativas en los resultados del análisis estructural mediante el uso del software Etabs de una edificación multifamiliar de concreto armado, considerando y no la Interacción suelo-estructura", con un índice de aprobación del 29% y se rechaza la H₀: debido a que el valor de t_c = 1.95 se encuadra en la zona de rechazo derecha de la Curva Simétrica de Gauss (Coeficiente de Pearson).

HIPOTESIS ALTERNATIVA "B"

Realizar el Análisis de Cargas por Gravedad (Con los controles de; capacidad portante y asentamientos) y el Análisis Sísmico Estático-Dinámico (Con los controles de; las derivas de entrepiso y giro en planta), determinan los pasos necesarios del adecuado Análisis Estructural de una edificación de concreto armado utilizando el software Etabs.

Cálculo del Estimado Puntual o Centrado:

$$P(\bar{X} - E_0 \leq \mu \leq \bar{X} + E_0) = 1 - \alpha; \quad E_0 = \frac{Z_0 \cdot \delta}{\sqrt{n}}$$

$$1.52\mu \leq 2.48$$

Cálculo de Z_0 : $Z_0 = 1.96$

Reemplazando : $\mu = 1.35$

Prueba de Hipótesis concerniente a la Media Poblacional:

$$H_0 : \mu = 1.35$$

$$H_1 : \mu > 1.35$$

H₀ Nunca, realizar el Análisis de Cargas por Gravedad (Con los controles de; capacidad portante y asentamientos) y el Análisis Sísmico Estático-Dinámico (Con los controles de; las derivas de entrepiso y giro en planta), determinan los pasos necesarios del adecuado Análisis Estructural de una edificación de concreto armado utilizando el software Etabs.

H₁ Siempre, realizar el Análisis de Cargas por Gravedad (Con los controles de; capacidad portante y asentamientos) y el Análisis Sísmico Estático-Dinámico (Con los controles de; las derivas de entrepiso y giro en planta), determinan los pasos necesarios del adecuado Análisis Estructural de una edificación de concreto armado utilizando el software Etabs.

Regla de Decisión:

Se rechaza H₀ si:

$$t > -t_{1-\alpha}^{(gl)}$$

Decisión:

$$t > -t_{1-\alpha}^{(gl)}$$

$$1.91 > 1.65$$

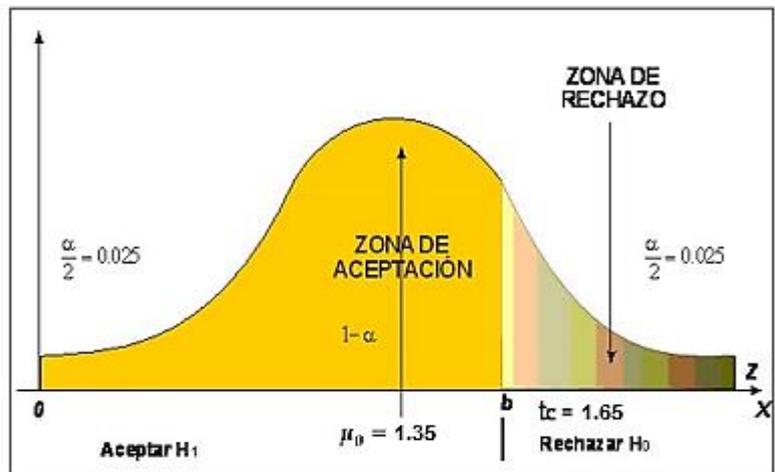
Cálculo de "t":

$$t = \frac{\bar{X} - \mu}{\frac{S}{\sqrt{n}}} \quad t = 1.91$$

Cálculo de t_c:

$$t_{1-\alpha}^{(gl)} \quad t_c = 1.65$$

Curva Simétrica de Gauss.



Interpretación:

Se acepta la H_1 : "Siempre, realizar el Análisis de Cargas por Gravedad (Con los controles de; capacidad portante y asentamientos) y el Análisis Sísmico Estático-Dinámico (Con los controles de; las derivas de entepiso y giro en planta), determinan los pasos necesarios del adecuado Análisis Estructural de una edificación de concreto armado utilizando el software Etabs.", con un índice de aprobación del 38% y se rechaza la H_0 : debido a que el valor de $t_c = 1.65$ se encuadra en la zona de rechazo derecha de la Curva Simétrica de Gauss (Coeficiente de Pearson).

HIPOTESIS ALTERNATIVA "C"

Existen diferencias significativas en el diseño en concreto armado, al considerar y no la interacción suelo-estructura de una edificación multifamiliar de concreto armado.

Cálculo del Estimado Puntual o Centrado:

$$P(\bar{X} - E_0 \leq \mu \leq \bar{X} + E_0) = 1 - \alpha; \quad E_0 = \frac{Z_0 \cdot \delta}{\sqrt{n}}$$

$$1.645 \leq \mu \leq 2.655$$

Cálculo de Z_0 : $Z_0 = 1.96$

Reemplazando : $\mu = 1.25$

Prueba de Hipótesis concerniente a la Media Poblacional:

$$H_0 : \mu = 1.25$$

$$H_1 : \mu > 1.25$$

H₀ No, existen diferencias significativas en el diseño en concreto armado, al considerar y no la interacción suelo-estructura de una edificación multifamiliar de concreto armado.

H₁ Si, existen diferencias significativas en el diseño en concreto armado, al considerar y no la interacción suelo-estructura de una edificación multifamiliar de concreto armado.

Regla de Decisión:

Se rechaza H_0 si:

$$t > -t_{1-\alpha}^{(gl)}$$

Decisión:

$$t > -t_{1-\alpha}^{(gl)}$$

$$1.85 > 1.80$$

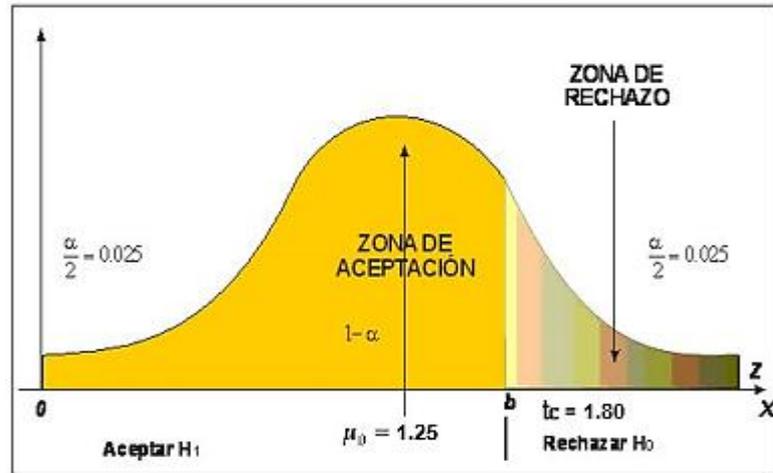
Cálculo de "t":

$$t = \frac{\bar{X} - \mu}{\frac{S}{\sqrt{n}}} \quad t = 1.85$$

Cálculo de t_c :

$$t_{1-\alpha}^{(gl)} \quad t_c = 1.80$$

Curva Simétrica de Gauss.



Interpretación:

Se acepta la H_1 : "Si, existen diferencias significativas en el diseño en concreto armado, al considerar y no la interacción suelo-estructura de una edificación multifamiliar de concreto armado.", con un índice de aprobación del 33% y se rechaza la H_0 : debido a que el valor de $t_c = 1.80$ se encuadra en la zona de rechazo derecha de la Curva Simétrica de Gauss (Coeficiente de Pearson).

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
INFORME DE OPINIÓN DE JUICIO DE EXPERTOS DEL INSTRUMENTO DE
INVESTIGACIÓN

I. DATOS GENERALES:

- 1.1. Apellidos y Nombres del Informante : SERGIO BARANDIARÁN SERGIO JOSÉ
 1.2. Cargo e Institución donde labora : Docente en Métodos de la Invest. - UNCP.
 1.3. Nombre del Instrumentos motivo de evaluación: ENCUESTA - INSTRUMENTO DE
RESOLUCIÓN DE 2018.
 1.4. Título de la Investigación: "de análisis y diseño estructural de una edificación
múlti familiar de concreto armado revid. la interacc. vello-estruct. (Huanayo. 2018)"
 1.5. Autor del Instrumento: (Cajado, M. 2008 y aporte del investigador).

II. ASPECTOS DE VALIDACIÓN:

INDICADORES	CRITERIOS	Deficiente 00-20%	Regular 21-40%	Buena 41-60%	Muy Buena 61-80%	Excelente 81-100%
1. CLARIDAD	Está formulado con lenguaje apropiado			60%		
2. OBJETIVIDAD	Está expresado en conductas observables				80%	
3. ACTUALIDAD	Adecuado al avance de la ciencia y la tecnología				75%	
4. ORGANIZACIÓN	Existe una organización lógica					90%
5. SUFICIENCIA	Comprende los aspectos en cantidad y calidad				80%	
6. INTENCIONALIDAD	Adecuado para valorar aspectos de las estrategias			60%		
7. CONSISTENCIA	Basado en aspectos teóricos – científicos				75%	
8. COHERENCIA	Entre los índices, indicadores y las dimensiones					90%
9. METODOLOGÍA	La estrategia responde al propósito del diagnóstico				80%	
10. PERTENENCIA	El instrumento es adecuado para el propósito de la investigación				80%	
PROMEDIO DE VALIDACIÓN						

III. PROMEDIO DE VALORACIÓN: 77 % **IV. OPINIÓN DE APLICABILIDAD:** BUENO

- () El Instrumento puede ser aplicado, tal como está elaborado.
 () El Instrumento debe ser mejorado antes de ser aplicado.

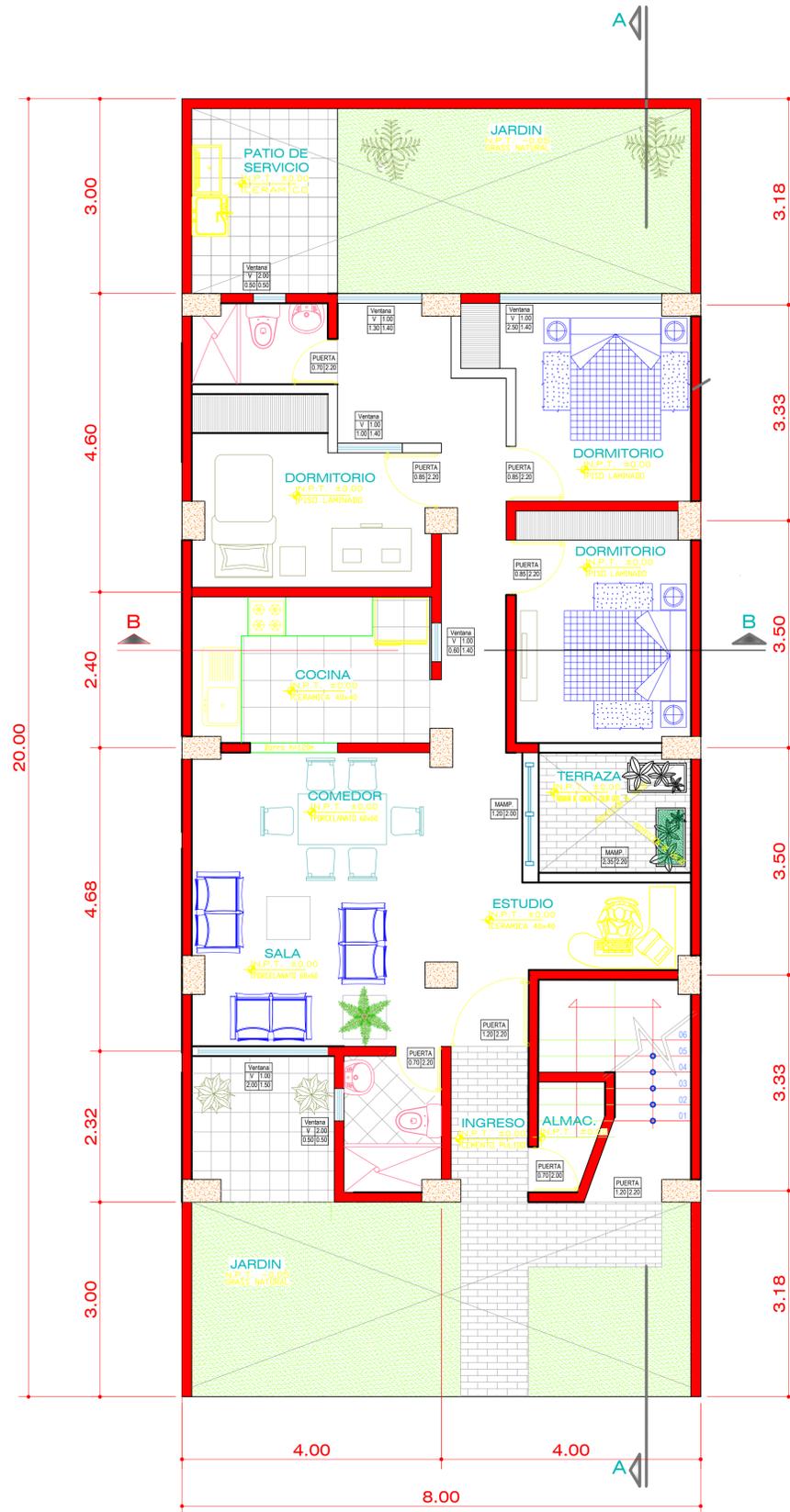
Huanayo, 09 de Enero del 2018

Sergio Guerra B
 Dr. Sergio Guerra Barandiarán

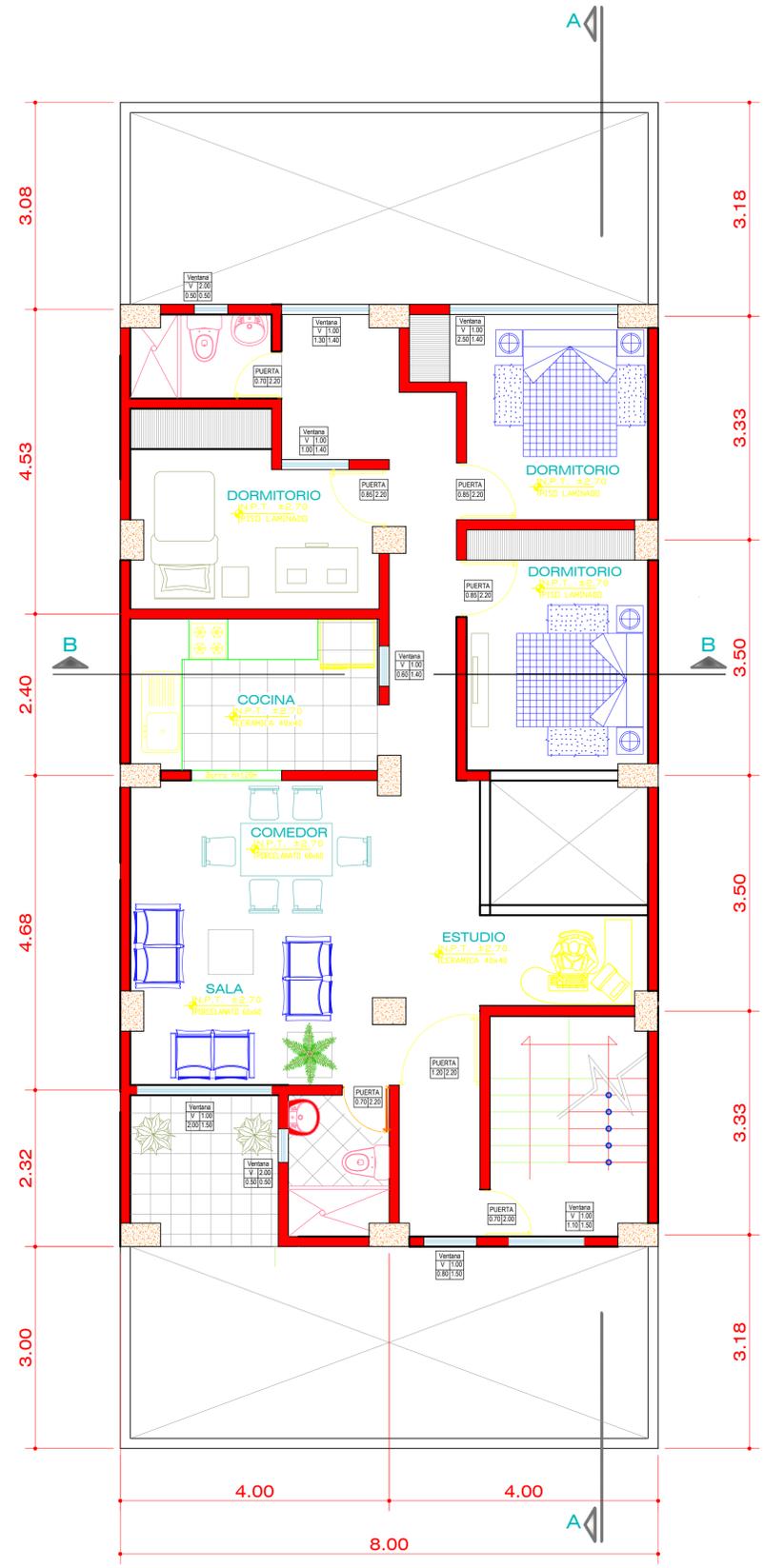
MITHA del Experto Investigador
 DNI N° 01431411 Teléfono: 98478477484

ANEXO N°4

PLANOS Y/O ESQUEMAS

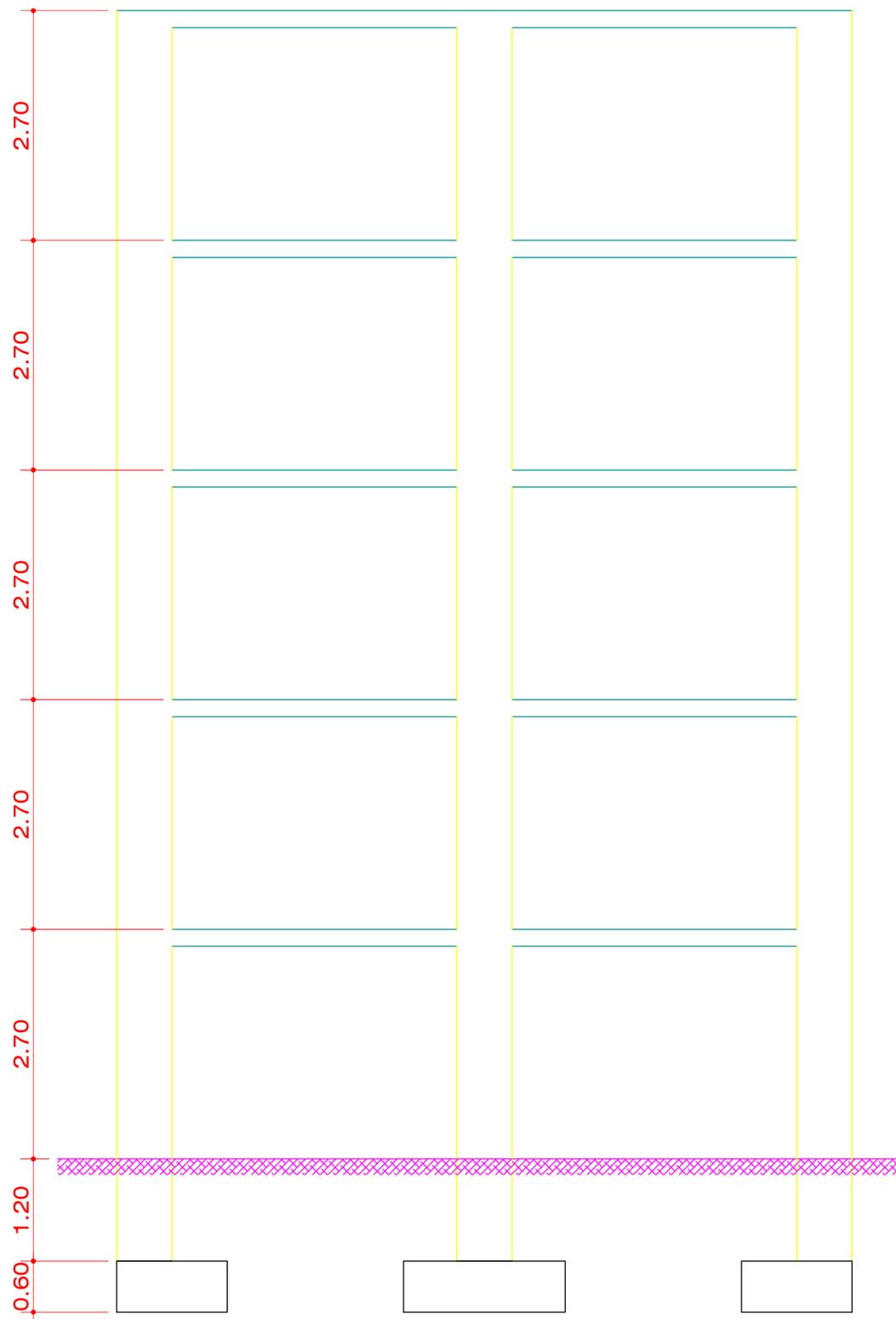


PRIMER PISO

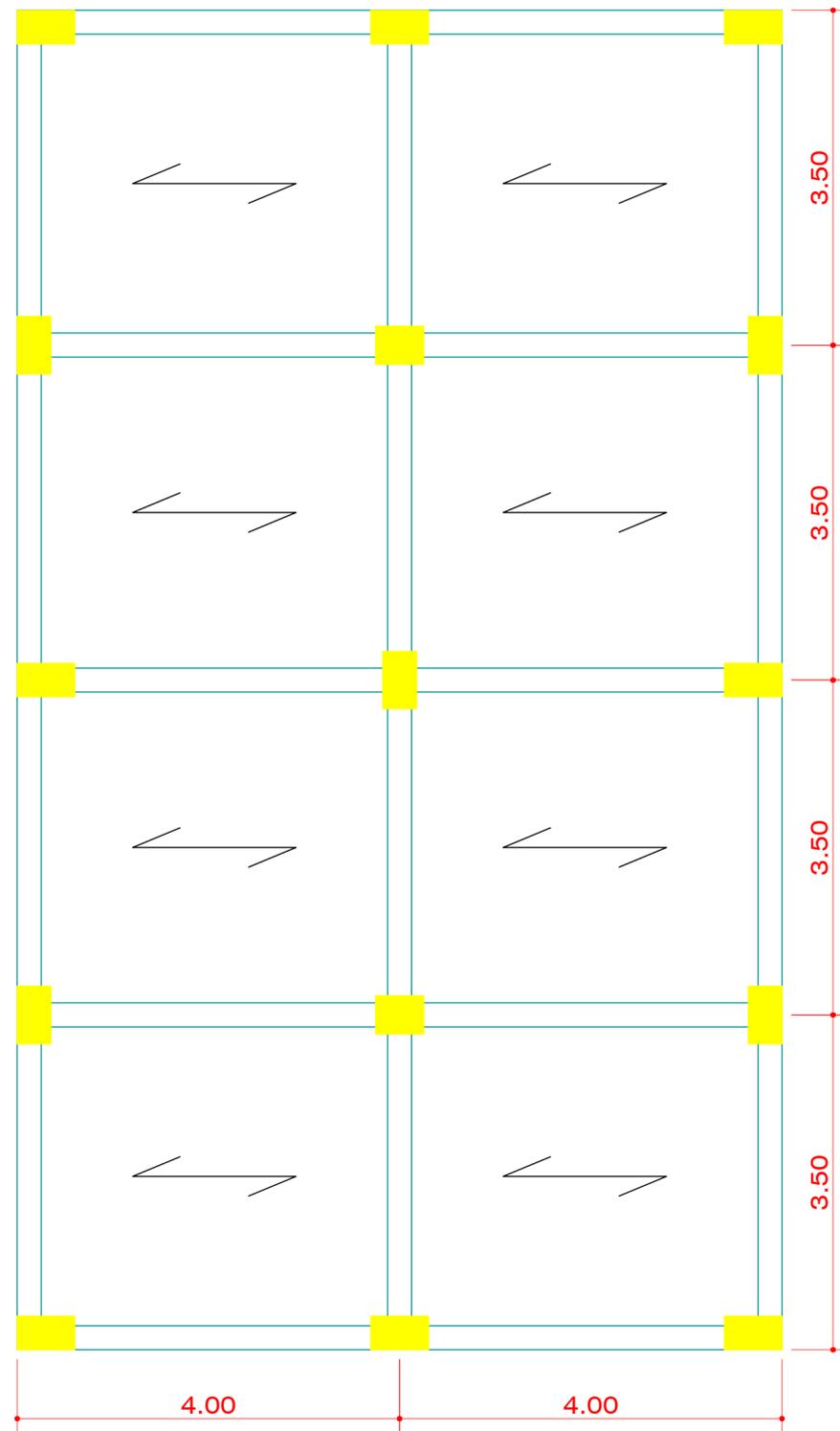


2°, 3° Y 4° PISO

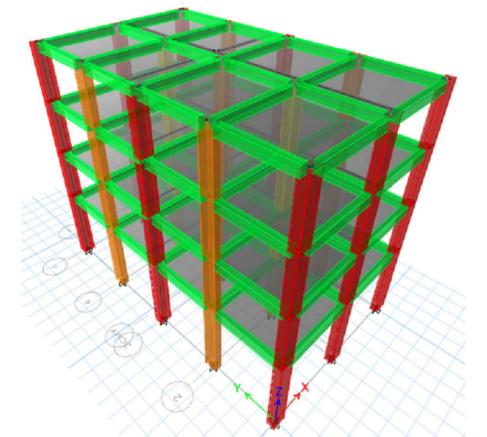
PROPIETARIO	D. E. B.Z.	
PROYECTO	Propuesta - VIVIENDA MULTIFAMILAR	
PLANO	PLANTA	LAMINA
UBICACION	URB. SANTA MARTHA Pdl. Las Rosas - 101 - Palán - Huancayo	
DISEÑO Y DIBUJO	D. E. B.Z.	100
FECHA	Mayo - 2019	



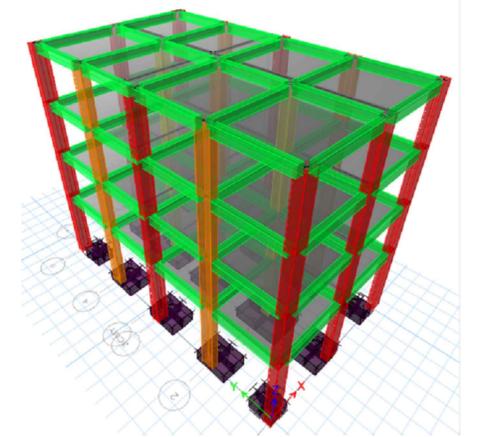
ELEVACION



PLANTA



MODELO 3D EMPOTRADO



MODELO 3D CON I.S.E.

PROPIETARIO:	D. E. B.Z.		
PROYECTO:	Propuesta - VIVIENDA MULTIFAMILIAR		
PLANO:	ELEVACION - PLANTA		LÁMINA:
UBICACION:	URB. SANTA MARTHA Paj. Las flores - N° 110 - Pallán - Hunacayo		
DISEÑO Y DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:	ESQUEMAS
ader	1/50	Mayo - 2019	

ANEXO N°5

ESTUDIO DE SUELOS



Código proyecto	05CISAC-2019-4023	Fecha de emisión	29/05/2019
Cliente	HERBERTH ADDERLY ANYAIPOMA BENDEZU	Fecha de recepción	25/05/2019
Solicitante	HERBERTH ADDERLY ANYAIPOMA BENDEZU		
Proyecto	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA, PALIAN - HUANCAYO		
Ubicación	PALIAN - HUANCAYO		

Código	05CISAC-2019-4023	Sondaje	C - 1	Profundidad	1.80 m
Localiz.	PALIAN - HUANCAYO	Muestra	M-01	Velocidad	0.25 mm/min
		Condición	Inalterado		

Ensayo	CORTE DIRECTO (CONSOLIDADO DRENADO) - ASTM D-3080: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.
--------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

ESPECIMEN 01	
Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	1
Altura (cm)	2.00
Diámetro (cm)	6.00
Cont. Humedad (%)	5.2
Densidad Seca (g/cm ³)	1.800
Velocidad (mm/min)	0.25
Estado	Remoldeado

ESPECIMEN 02	
Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	2
Altura (cm)	2.00
Diámetro (cm)	6.00
Cont. Humedad (%)	5.2
Densidad Seca (g/cm ³)	1.800
Velocidad (mm/min)	0.25
Estado	Remoldeado

ESPECIMEN 03	
Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	4
Altura (cm)	2.00
Diámetro (cm)	6.00
Cont. Humedad (%)	5.2
Densidad Seca (g/cm ³)	1.800
Velocidad (mm/min)	0.25
Estado	Remoldeado

1 Kg		
Deformación (%)	Esf. Corte	Esf. Norma.
0.00	0.000	0.00
0.05	0.142	0.43
0.10	0.185	0.56
0.20	0.235	0.64
0.35	0.347	0.74
0.50	0.412	0.80
0.75	0.534	0.85
1.00	0.684	0.87
1.25	0.742	0.87
1.50	0.814	0.86
1.75	0.837	0.84
2.00	0.912	0.82
2.50	0.939	0.79
3.00	0.966	0.76
3.50	0.974	0.74
4.00	0.992	0.73
4.50	1.010	0.72
5.00	1.020	0.71
6.00	1.036	0.68
7.00	1.060	0.66
8.00	1.071	0.64
9.00	1.097	0.63
10.00	1.101	0.63
11.00	1.115	0.63
12.00	1.115	0.63

2 Kg		
Deformación (%)	Esf. Corte	Esf. Norma.
0.00	0.000	0.00
0.05	0.287	0.39
0.10	0.465	0.45
0.20	0.638	0.50
0.35	0.862	0.55
0.50	0.936	0.58
0.75	1.145	0.62
1.00	1.352	0.65
1.25	1.486	0.66
1.50	1.584	0.68
1.75	1.654	0.68
2.00	1.762	0.69
2.50	1.865	0.70
3.00	1.934	0.70
3.50	2.085	0.71
4.00	2.177	0.72
4.50	2.195	0.72
5.00	2.205	0.72
6.00	2.221	0.71
7.00	2.245	0.69
8.00	2.256	0.69
9.00	2.282	0.69
10.00	2.286	0.68
11.00	2.300	0.68
12.00	2.300	0.68

4 Kg		
Deformación (%)	Esf. Corte	Esf. Norma.
0.00	0.000	0.00
0.05	0.468	0.28
0.10	0.895	0.32
0.20	1.247	0.36
0.35	1.432	0.41
0.50	1.598	0.45
0.75	1.675	0.51
1.00	1.795	0.54
1.25	1.924	0.57
1.50	2.240	0.59
1.75	2.315	0.59
2.00	2.587	0.60
2.50	2.896	0.62
3.00	2.974	0.64
3.50	3.085	0.66
4.00	3.184	0.67
4.50	3.245	0.67
5.00	3.284	0.68
6.00	3.337	0.68
7.00	3.361	0.68
8.00	3.372	0.68
9.00	3.398	0.68
10.00	3.402	0.68
11.00	3.416	0.68
12.00	3.416	0.68



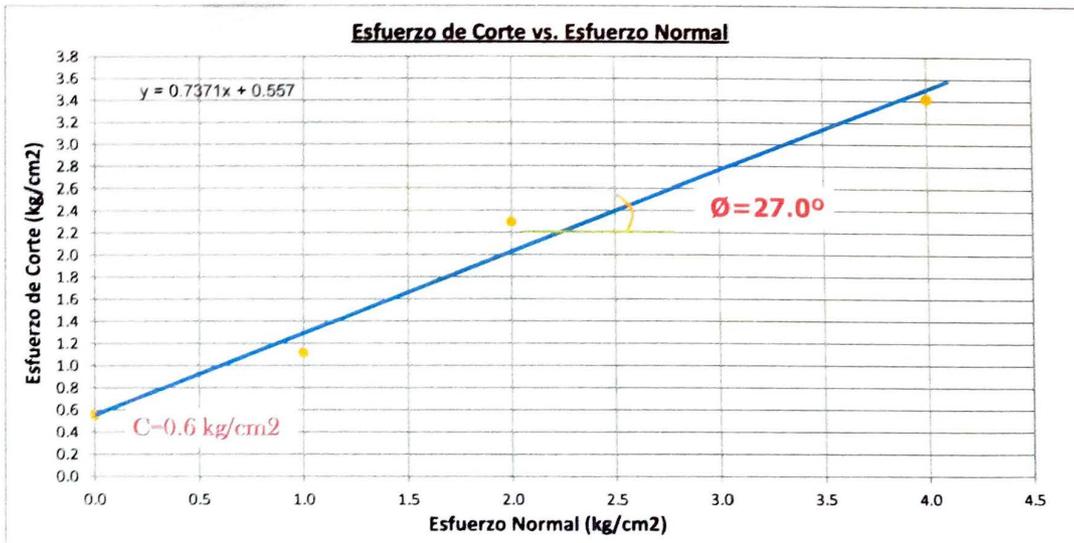
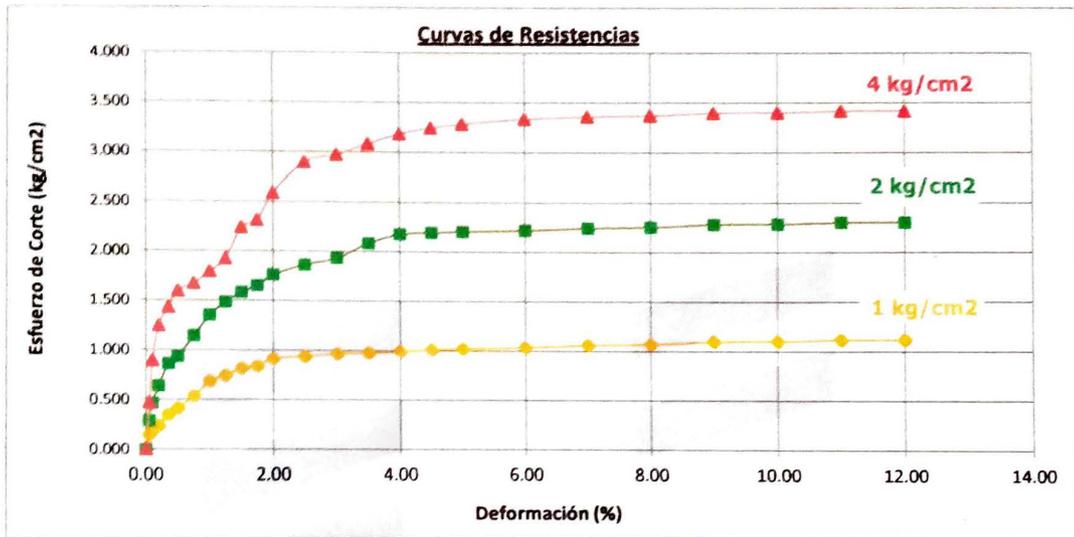
La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante, estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.

Prohibida la reproducción total o parcial del presente Informe de ensayo sin la autorización escrita del Laboratorio de Suelos, Asfaltos y Concretos CISAC-PERU E.I.R.L.
Los resultados corresponden a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente al Laboratorio de Suelos, Asfaltos y Concretos CISAC-PERU E.I.R.L.

Código proyecto	05CISAC-2019-4023	Fecha de emisión	29/05/2019
Cliente	HERBERTH ADDERLY ANYAIPOMA BENDEZU	Fecha de recepción	25/05/2019
Solicitante	HERBERTH ADDERLY ANYAIPOMA BENDEZU		
Proyecto	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA, PALIAN - HUANCAYO		
Ubicación	PALIAN - HUANCAYO		

Código	05CISAC-2019-4023	Sondaje	C-1	Profundidad	1.80 m
Localiz	PALIAN - HUANCAYO	Muestra	M-01	Velocidad	0.25 mm/min
		Condición	Inalterado		

Ensayo	CORTE DIRECTO (CONSOLIDADO DRENADO) - ASTM D-3080: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.				
--------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--	--	--	--

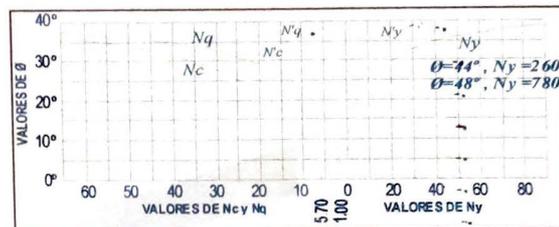


ANGULO DE FRICCION INTERNA	:	27.0 °
COHESION (kg/cm2)	:	0.6



Código proyecto	OSCSAC-2019-4023	Fecha de emisión	29/05/2019
Cliente	HERBERTH ADDERLY ANYAIPOMA BENDEZU	Fecha de recepción	25/05/2019
Solicitante	HERBERTH ADDERLY ANYAIPOMA BENDEZU		
Proyecto	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA, PALIAN - HUANCAYO		
Ubicación	PALIAN - HUANCAYO		
Código	OSCSAC-2019-4023	Sondaje	C - 1
Localiz.	PALIAN - HUANCAYO	Muestra	M-01
		Condición	Inalterada
DISEÑO	CAPACIDAD PORTANTE		

N° DE CALICATA		C-1	
MUESTRA		M-01	
CLASIFICACION SUCS		SC-SM	
PESO ESPECIFICO	ym	1.8	gr/cm ³
ANGULO FRICCIÓN	φ	27.0	°
COHESION	C	0.6	Kg/cm ²

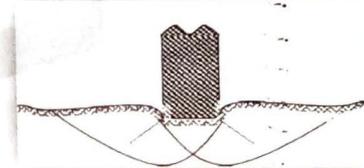


Según Terzagui

Capacidad de Carga Ultima para Cimentaciones Cuadradas

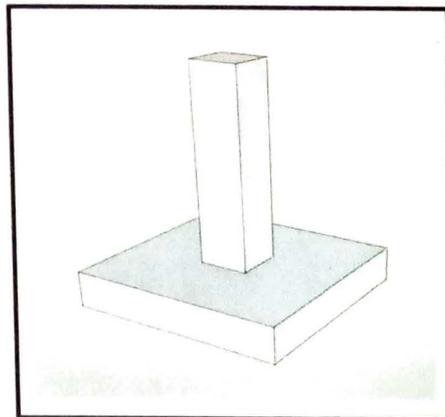
qc = Capacidad de Carga Ultima
qd = Capacidad Admisible

$$q_c = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_y$$



CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGAS PARA DIFERENTES ALTURAS DE CIMENTACION											
TIPO DE FALLA LOCAL PARA ZAPATA CUADRADA											
P. ESPECIFICO (Kg/cm ³)	φ	φ'	C	C'	N'c	N'q	N'y	Sc	Sq	Sy	F.S.
0.0018	27	19	0.6	0.40	25.13	12.72	8.34	1.51	1.34	0.6	3

ZAPATA CUADRADA			
Base (cm)	Prof. (cm)	qc (kg/cm ²)	qd (kg/cm ²)
1.2	180	4.80	1.60
1.2	190	5.10	1.70
1.2	200	5.41	1.80
1.2	210	5.72	1.91
1.2	220	6.02	2.01
1.2	230	6.33	2.11
1.2	240	6.64	2.21
1.7	180	5.12	1.71
1.7	190	5.43	1.81
1.7	200	5.73	1.91
1.7	210	6.04	2.01
1.7	220	6.35	2.12
1.7	230	6.65	2.22
1.7	240	6.96	2.32
2.4	180	5.37	1.79
2.4	190	5.68	1.89
2.4	200	5.99	2.00
2.4	210	6.29	2.10
2.4	220	6.60	2.20
2.4	230	6.91	2.30
2.4	240	7.21	2.40



La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante, estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.

Prohibida la reproducción total o parcial del presente informe de ensayo sin la autorización escrita del Laboratorio de Suelos, Asfaltos y Concretos CISAC-PERU E.I.R.L.

Los resultados corresponden a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente al Laboratorio de Suelos, Asfaltos y Concretos CISAC-PERU E.I.R.L.