

UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

**FACULTAD DE INGENIERÍA DE SISTEMAS E INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**APLICACIÓN Y ANÁLISIS DE UN MODELO DINAMICO CON
INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA (ISE) PARA
CIMENTACIONES CON PILOTES DE LA SEDE CENTRAL DEL
GOBIERNO EN LA CIUDAD DE PUCALLPA – UCAYALI.**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

BACH. BERNARDO JAIMES IVEHT BIAANEE

BACH. RAMIREZ LAURENTE RAUL JEREMIAS

PUCALLPA – PERÚ

2021



UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

FACULTAD DE INGENIERÍA DE SISTEMAS E INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



INFORME DE ASESORIA DE TESIS

1. **Tesistas** : Bach. Bernardo Jaimes, Iveht Biaanee
Bach. Ramírez Laurente, Raúl Jeremías
2. **Tesis** : "APLICACIÓN Y ANÁLISIS DE UN MODELO DINAMICO CON INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA (ISE) PARA CIMENTACIONES CON PILOTES DE LA SEDE CENTRAL DEL GOBIERNO EN LA CIUDAD DE PUCALLPA - UCAYALI".
3. **Referencia:** Resolución de Comité de Planeamiento N°672/2019-CP-FIS y e IC-UNU.

Que, los tesisistas en Ingeniería Civil, BERNARDO JAIMES, IVEHT BIAANEE y RAMÍREZ LAURENTE, RAÚL JEREMIAS, ha cumplido con ejecutar la tesis titulada: "APLICACIÓN Y ANÁLISIS DE UN MODELO DINAMICO CON INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA (ISE) PARA CIMENTACIONES CON PILOTES DE LA SEDE CENTRAL DEL GOBIERNO EN LA CIUDAD DE PUCALLPA - UCAYALI", de conformidad con el Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad Nacional de Ucayali, así mismo, habiendo sido evaluada en la aplicación URKUND y estando dentro de lo permitido (10%), por lo que mi asesoría declara: **APROBADO** y, encontrándose apta para ser presentada y evaluada por la Comisión de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería de Sistemas e Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ucayali.

Se expide el presente documento, a solicitud de los interesados para los fines consiguientes.

30 de noviembre del 2020

Ing. Mg. Horacio Soriano Alava
Asesor de Tesis



UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI
FACULTAD DE INGENIERÍA DE SISTEMAS E INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
COMISIÓN DE GRADOS Y TÍTULOS



ACTA DE EVALUACIÓN DE SUSTENTACIÓN DE TESIS N° 004-2022

GRADUANDO : Bach. BERNARDO JAIMES IVEHT BIAANEE
 Bach. RAMIREZ LAURENTE RAÚL JEREMÍAS

TEMA : "APLICACIÓN Y ANÁLISIS DE UN MODELO DINAMICO CON INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA (ISE) PARA CIMENTACIONES CON PILOTES DE LA SEDE CENTRAL DEL GOBIERNO EN LA CIUDAD DE PUCALLPA - UCAYALI".

ASESOR : MG. SORIANO ALAVA HORACIO

CRITERIOS	PUNTAJE			
	3	2	1	0
I- PRESENTACION				
* MOTIVACION	X			
* TONO DE VOZ		X		
* CALIDAD DE MATERIAL AUDIOVISUAL		X		
II- DESARROLLO DE CONTENIDO				
* SECUENCIA	X			
* DOMINIO DE VOZ		X		
* USO ADECUADO DEL MATERIAL		X		
* VALIDEZ DE LOS HALLAZGOS		X		
III- ABSOLUCION DE PREGUNTAS				
* RESPONDE A LAS PREGUNTAS FORMULADAS POR EL JURADO		X		
IV- APORTE CIENTIFICO Y TECNOLÓGICO				
* AL DESARROLLO DE LA COMUNIDAD	X			
* A LA PROFESION	X			

EVALUACION

- EXCELENCIA 26 A 30 PUNTOS
- UNANIMIDAD 21 A 25 PUNTOS
- MAYORIA 16 A 20 PUNTOS
- DESAPROBADO 15 A MENOS

CALIFICACION FINAL:

PUNTAJE : 24/ 30

CONCLUSIONES:

APROBADO POR : UNANIMIDAD
 DESAPROBADO POR :

JURADO EVALUADOR

- ING Mg. MG. DEVYN OMAR DONAYRE HERNANDEZ
- ING. Mg. MIJAEI MERCADO ROJAS
- ING. ESTUARDO ALONSO LIZARZABURU VELARDE

Presidente

Miembro

Miembro

SECRETARIA ACADÉMICA: ING. MSC. CLOTILDE RÍOS HIDALGO DE CERNA

PUCALLPA, 28 De enero Del 2022



UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI
FACULTAD DE INGENIERÍA DE SISTEMAS E INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
COMISIÓN DE GRADOS Y TÍTULOS



TESIS TITULADO :
“APLICACIÓN Y ANÁLISIS DE UN MODELO DINAMICO CON INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA (ISE) PARA CIMENTACIONES CON PILOTES DE LA SEDE CENTRAL DEL GOBIERNO EN LA CIUDAD DE PUCALLPA – UCAYALI”.

ELABORADO POR
Bach. BERNARDO JAIMES IVEHT BIAANEE
Bach. RAMIREZ LAURENTE RAÚL JEREMÍAS

APROBADO POR:



Ing. Mg. DEVYN OMAR DONAYRE HERNANDEZ
JURADO PRESIDENTE



Ing. Mg. MIJAEL MERCADO ROJAS
JURADO MIEMBRO



Ing. ESTUARDO ALONSO LIZARZABURU
VELARDE JURADO MIEMBRO



Ing. Mg. SORIANO ALAVA HORACIO
ASESOR DE TESIS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI
VICERRECTORADO DE INVESTIGACION
DIRECCION DE PRODUCCION INTELECTUAL

CONSTANCIA

ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACION SISTEMA ANTIPLAGIO URKUND

N° V/0522-2021

La Dirección de Producción Intelectual, hace constar por la presente, que el Informe Final (Tesis),
Titulado:
“APLICACIÓN Y ANÁLISIS DE UN MODELO DINÁMICO CON INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA
(ISE) PARA CIMENTACIONES CON PILOTES DE LA SEDE CENTRAL DEL GOBIERNO EN LA CIUDAD
DE PUCALLPA – UCAYAL”

Autor (a) : BERNARDO JAIMES IVEHT BIAANEE
RAMIREZ LAURENTE RAUL JEREMIAS

Facultad : INGENIERIA DE SISTEMAS E INGENIERÍA CIVIL
Escuela Profesional : INGENIERÍA CIVIL
Asesor(a) : Mg. SORIANO ALAVA HORACIO

Después de realizado el análisis correspondiente en el Sistema Antiplagio URKUND, dicho documento presenta un **porcentaje de similitud de 8%**.

En tal sentido, de acuerdo a los criterios de porcentaje establecidos en el artículo 9 de la DIRECTIVA DE USO DEL SISTEMA ANTIPLAGIO URKUND, el cual indica que no se debe superar el 10%. Se declara, que el trabajo de investigación: SI Contiene un porcentaje aceptable de similitud, por lo que SI se aprueba su originalidad.

En señal de conformidad y verificación se entrega la presente constancia.

Fecha: 13/12/2021



Dr. ABRAHAM ERMITANIO HUAMAN ALMIRON
Dirección de Producción Intelectual



UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

OEBYP - REPOSITORIO INSTITUCIONAL

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACION DE TESIS

REPOSITORIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

Yo, IVEHT BIAÑEE BERNARDO JAIMES

Autor(a) de la TESIS de pregrado titulada:

" APLICACION Y ANÁLISIS DE UN MODELO DINAMICO CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA (ISE) PARA CIMENTACIONES CON PILOTES DE LA SEDE CENTRAL DEL GOBIERNO EN LA CIUDAD DE PUCALLPA- UCAYALI "

Sustentada el año: 2022

Con la asesoría de: Ing. Mg. HORACIO SORIANO ALAVA

En la Facultad: INGENIERIA DE SISTEMAS E INGENIERIA CIVIL

Escuela profesional: INGENIERIA CIVIL

Autorizo la publicación:

PARCIAL Significa que se publicará en el repositorio institucional solo la caratula, la dedicatoria y el resumen de la tesis. Esta opción solo es válida marcar si su tesis o documento presenta material patentable, para ello deberá presentar el trámite de CATI y/o INDECOPI cuando se lo solicite la DGPI UNU.

TOTAL Significa que todo el contenido de la tesis y/o documento será publicada en el repositorio institucional.

De mi trabajo de investigación en el Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Ucayali (www.repositorio.unu.edu.pe), bajo los siguientes términos:

Primero: Otorgo a la Universidad Nacional de Ucayali licencia no exclusiva para reproducir, distribuir, comunicar, transformar (únicamente mediante su traducción a otros idiomas) y poner a disposición del público en general mi tesis (incluido el resumen) a través del Repositorio Institucional de la UNU, en formato digital sin modificar su contenido, en el Perú y en el extranjero; por el tiempo y las veces que considere necesario y libre de remuneraciones.

Segundo: Declaro que la tesis es una creación de mi autoría y exclusiva titularidad, por tanto me encuentro facultado a conceder la presente autorización, garantizando que la tesis no infringe derechos de autor de terceras personas, caso contrario, me hago único(a) responsable de investigaciones y observaciones futuras, de acuerdo a lo establecido en el estatuto de la Universidad Nacional de Ucayali y del Ministerio de Educación.

En señal de conformidad firmo la presente autorización.

Fecha: 24 / 05 / 2022

Email: iveht1993@gmail.com

Teléfono: 96159 8870

Firma:

DNI: 7050 8749

www.repositorio.unu.edu.pe

✉ repositorio@unu.edu.pe



UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

OEByP - REPOSITORIO INSTITUCIONAL

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACION DE TESIS

REPOSITORIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

Yo, RAUL JEREMIAS RAMIREZ LAURENTE

Autor(a) de la TESIS de pregrado titulada:

“ APLICACIÓN Y ANÁLISIS DE UN MODELO DINAMICO CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (ISE) PARA CIMENTACIONES CON PILOTES DE LA SEDE CENTRAL DEL GOBIERNO EN LA CIUDAD DE PUCALLPA-UCAYALI ”

Sustentada el año: 2022

Con la asesoría de: Ing. Mg. HORACIO SORIANO ALAYA

En la Facultad: INGENIERIA DE SISTEMAS E INGENIERIA CIVIL

Escuela profesional: INGENIERIA CIVIL

Autorizo la publicación:

PARCIAL Significa que se publicará en el repositorio institucional solo la caratula, la dedicatoria y el resumen de la tesis. Esta opción solo es válida marcar si su tesis o documento presenta material patentable, para ello deberá presentar el trámite de CATI y/o INDECOPI cuando se lo solicite la DGPI UNU.

TOTAL Significa que todo el contenido de la tesis y/o documento será publicada en el repositorio institucional.

De mi trabajo de investigación en el Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Ucayali (www.repositorio.unu.edu.pe), bajo los siguientes términos:

Primero: Otorgo a la Universidad Nacional de Ucayali licencia no exclusiva para reproducir, distribuir, comunicar, transformar (únicamente mediante su traducción a otros idiomas) y poner a disposición del público en general mi tesis (incluido el resumen) a través del Repositorio Institucional de la UNU, en formato digital sin modificar su contenido, en el Perú y en el extranjero; por el tiempo y las veces que considere necesario y libre de remuneraciones.

Segundo: Declaro que la tesis es una creación de mi autoría y exclusiva titularidad, por tanto me encuentro facultado a conceder la presente autorización, garantizando que la tesis no infringe derechos de autor de terceras personas, caso contrario, me hago único(a) responsable de investigaciones y observaciones futuras, de acuerdo a lo establecido en el estatuto de la Universidad Nacional de Ucayali y del Ministerio de Educación.

En señal de conformidad firmo la presente autorización.

Fecha: 24 / 05 / 2022

Email: raul.jeromias1994@gmail.com

Teléfono: 957660142

Firma: 

DNI: 70138881

www.repositorio.unu.edu.pe

✉ repositorio@unu.edu.pe

DEDICATORIA:

El presente trabajo de investigación, va dedicado a Dios todo poderoso, por la vida y salud que nos da. Y a continuación dedicar a mis padres y hermanos, por el apoyo incondicional que me brindaron durante el desarrollo.

Iveht B. Bernardo

A Dios rey del universo, por la sabiduría, vida y salud que nos da. Y a continuación dedicar a mis padres y hermano, por el apoyo constante durante toda mi etapa de universidad hasta estas etapas de mi vida.

Raúl J. Ramírez

AGRADECIMIENTO:

A Dios por salud, al Ingeniero Andrés G. Godier Mestanza, agradecimiento profundo que nos brindaron su apoyo incondicional, conocimiento, información y sugerencias para llevar a cabo la culminación de la investigación; a nuestra casa de estudios por todo el conocimiento brindado, a todos los docentes de la escuela de ingeniería civil, y a todos los que hicieron posible el desarrollo de este trabajo.

RESUMEN

La presente investigación tuvo como objetivo general determinar en qué medida se modifican los efectos obtenidos al utilizar modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelamiento convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, orientada al análisis sísmico de la Sede Central del Gobierno Regional de Ucayali, un edificio de 8 niveles y un sótano con cimentación de pilotaje ubicado en la ciudad de Pucallpa, considerando la flexibilidad de la fundación, llamado Interacción Suelo Estructura. El presente estudio posee un enfoque cuantitativo, es de tipo aplicada, con un diseño experimental y su nivel de investigación es explicativo transversal. Para determinar la respuesta dinámica de la estructura se realizó un modelamiento considerando el empotramiento perfecto en la base (Modelo Convencional) y considerando el efecto de la interacción suelo estructura en cimentaciones con Pilotes. Para evaluar la respuesta dinámica de la estructura a través del modelo de base empotrada, se realizó un análisis dinámico espectral según lo establece la Norma Peruana E030 “Diseño sismorresistente” y para la obtención de la respuesta del edificio producida por el efecto de interacción suelo-estructura se aplicaron modelos dinámicos Ilichev, ASCE, y el modelo propuesto por la Norma Rusa. El estudio del modelo dinámico con interacción suelo – estructura tuvo como base modelamiento de la estructura de la edificación a través de software ETABS complementado del análisis de suelos y de la memoria de cálculo del diseño estructural de la edificación.

Como conclusión, se ha encontrado que existe una modificación

significativa en los efectos obtenidos al utilizar modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, en contraste al modelamiento convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU y, que, por otro lado, dichos los modelos dinámicos son compatibles con la Norma Técnica Peruana E.030.

Palabras clave: Interacción sísmica suelo-estructura, análisis dinámico espectral, respuesta dinámica.

ABSTRACT

This research general objective was to determine to what extent the effects obtained when using dynamic models with soil-structure interaction for foundations with piles are modified, with respect to conventional modeling, applied in the building of the new GOREU Headquarter, oriented to the seismic analysis of the Central Headquarters of the Regional Government of Ucayali, a building with 8 levels and a basement with Pilotage foundation located in the city of Pucallpa, considering the flexibility of the foundation, called Interaction Soil Structure. The present study has a quantitative approach, it is applied, with an experimental design and its level of investigation is cross-sectional explanatory. To determine the dynamic response of the structure, a modeling was carried out considering the perfect embedment in the base (Conventional Model) and considering the effect of the soil-structure interaction in foundations with Piles. To evaluate the dynamic response of the structure through the embedded base model, a dynamic spectral analysis was carried out as established by the Peruvian Standard E030 "Seismic resistant design" and to obtain the response of the building produced by the effect of soil-structure interaction, dynamic models Ilichev, ASCE, and the model proposed by the Russian Standard were applied. The study of the dynamic model with soil-structure interaction was based on modeling the structure of the building through ETABS software, complemented by the analysis of soils and the calculation memory of the structural design of the building.

In conclusion, it has been found that there is a significant modification in the effects obtained using dynamic models with soil-structure interaction for foundations with piles, in contrast to the conventional

modeling, applied in the construction of the new GOREU Headquarter and, on the other hand, said dynamic models are compatible with the Peruvian Technical Standard E.030.

Keywords: Soil-structure seismic interaction, dynamic spectral analysis, dynamic response.

INDICE DE CONTENIDO

	Pág.
Contenido	
DEDICATORIA	viii
AGRADECIMIENTO.....	iv
RESUMEN.....	x
ABSTRACT	xii
ÍNDICE DE CONTENIDO	xiv
ÍNDICE DE FIGURAS	xxii
INTRODUCCIÓN	xxvi
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1. DESCRIPCIÓN Y FUNDAMENTACIÓN DEL PROBLEMA.....	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	3
1.2.1 Problema general.....	3
1.2.2 Problemas específicos.....	3
1.3. OBJETIVOS.....	4
1.3.1 Objetivo general.....	4
1.3.2 Objetivos específicos.....	4
1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA.....	4
1.5. LIMITACIONES Y ALCANCES.....	6
1.6. HIPÓTESIS.....	6
1.6.1 Hipótesis general.....	6
1.6.2 Hipótesis específicas.....	7
1.7. SISTEMA DE VARIABLES DIMENSIONES E INDICADORES.....	7
1.7.1 Variable independiente.....	7
1.7.2 Variable dependiente.....	8
1.8. OPERACIONALIZACION DE VARIABLES.....	9
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	10
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	10
2.1.1 Antecedentes internacionales.....	10
2.1.2 Antecedentes nacionales.....	11
2.2. BASES TEORÍCAS.....	14

2.2.1	Interacción suelo estructura.....	14
2.2.2	Pilotes.....	14
2.2.3	Análisis Dinámico modal espectral.....	18
2.2.4	Cálculo sísmico de edificaciones, considerando la flexibilidad del suelo de fundación.....	20
2.2.5	Cálculo sísmico con Acelerogramas.....	29
2.2.6	Modelos dinámicos para cimentaciones con pilotes.....	30
2.2.6.1.	Modelo dinámico por la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.....	31
2.2.6.2.	Modelo V.A. Ilichev-Yu.V. Mongolov-V.M Shaevich	37
2.2.6.3.	Metodología ASCE.....	44
2.3.	GLOSARIO DE TERMINOS.....	78
2.4.	MARCO SITUACIONAL.....	79
2.4.1	Ámbito de la investigación.....	79
2.4.2	Descripción del proyecto arquitectónico.....	80
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....		83
3.1.	METODOLOGÍA Y TÉCNICAS UTILIZADAS.....	83
3.1.1	Tipo de investigación.....	83
3.1.2	Nivel de investigación.....	83
3.1.3	Diseño de investigación.....	83
3.2.	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	83
3.2.1	Población.....	83
3.2.2	Muestra.....	84
CAPÍTULO IV: RESULTADOS.....		86
4.1.	PRINCIPALES ASPECTOS DE LA EDIFICACIÓN.....	86
4.1.1	Descripción del bloque 01B.....	86
4.1.2	Parámetro de diseño.....	89
4.1.3	Espectro de diseño.....	90
4.1.4	Métodos de diseño.....	91
4.1.5	Cargas de servicio.....	91
4.1.6	Predimensionamiento y metrado de elementos estructurales.....	92
4.2.	PROCESO DE SIMULACIÓN EXPERIMENTAL.....	98
4.3.	ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE DATOS.....	99
4.4.	CONTRASTE DE HIPÓTESIS.....	119
4.4.1	Contraste de la hipótesis específica N° 1.....	119

4.4.2	Contraste de la hipótesis específica N° 2.....	128
4.4.3	Contraste de la hipótesis específica N° 3.....	133
4.4.4	Contraste de la hipótesis general.....	138
CAPÍTULO V: DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....		140
5.1.	Discusión de la hipótesis específica N° 1.....	140
5.2.	Discusión de la hipótesis específica N° 2.....	142
5.3.	Discusión de la hipótesis específica N° 3.....	144
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		149
CONCLUSIONES.....		149
RECOMENDACIONES.....		151
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....		152
ANEXOS.....		154
ANEXOS D: PLANOS DE EDIFICACIÓN.....		158
ANEXOS E: TABLAS DE PRUEBAS ESTADÍSTICA.....		159

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Operacionalización de variables	9
Tabla 2. Parámetros de rigidez y amortiguamiento de la respuesta horizontal... 52	52
Tabla 3. Tipo de columnas	94
Tabla 4. Modos de vibración	96
Tabla 5. Derivas en Sentido X.....	97
Tabla 6. Derivas en Sentido Y	98
Tabla 7. Estadísticos descriptivos calculados a partir de los esfuerzos internos obtenidos por modelamiento convencional.....	101
Tabla 8. Estadísticos descriptivos calculados a partir de los esfuerzos internos obtenidos por modelamiento dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.....	101
Tabla 9. Estadísticos descriptivos calculados a partir de los esfuerzos internos obtenidos por modelamiento dinámico basado en la metodología llichev.....	102
Tabla 10. Estadísticos descriptivos calculados a partir de los esfuerzos internos obtenidos por modelamiento dinámico basado en la metodología ASCE.....	102
Tabla 11. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos axiales sobre las columnas en la dirección X-X.....	103
Tabla 12. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos axiales sobre las columnas en la dirección Y-Y	104
Tabla 13. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las columnas en la dirección X-X	105
Tabla 14. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las columnas en la dirección Y-Y	106
Tabla 15. Variación porcentual de las medias de los momentos flectores sobre las columnas en la dirección X-X	107
Tabla 16. Variación porcentual de las medias de los momentos flectores sobre las columnas en la dirección Y-Y	107

Tabla 17. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las vigas en la dirección X-X.....	108
Tabla 18. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las vigas en la dirección Y-Y.....	109
Tabla 19. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos axiales sobre las placas en la dirección X-X.....	109
Tabla 20. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos axiales sobre las placas en la dirección Y-Y.....	110
Tabla 21. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las placas en la dirección X-X.....	111
Tabla 22. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las placas en la dirección Y-Y.....	111
Tabla 23. Variación porcentual de las medias de los momentos flectores sobre las placas en la dirección X-X.....	112
Tabla 24. Variación porcentual de las medias de los momentos flectores sobre las placas en la dirección Y-Y.....	113
Tabla 25. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las columnas obtenidos con modelamiento convencional... ..	114
Tabla 26. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las columnas obtenidos con modelamiento dinámico según Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.....	114
Tabla 27. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las columnas obtenidos con modelamiento dinámico según la metodología de Ilichev.....	114
Tabla 28. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las columnas obtenidos con modelamiento dinámico según la metodología ASCE... ..	115
Tabla 29. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las vigas obtenidos con modelamiento convencional.....	115
Tabla 30. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las vigas obtenidos con modelamiento dinámico según Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.....	115
Tabla 31. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las vigas obtenidos con modelamiento dinámico según la metodología de Ilichev.....	116

Tabla 32. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las vigas obtenidos con modelamiento dinámico según la metodología ASCE.....	116
Tabla 33. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las placas obtenidos con modelamiento convencional.....	116
Tabla 34. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las placas obtenidos con modelamiento dinámico según Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	117
Tabla 35. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las placas obtenidos con modelamiento dinámico según la metodología de Llichev	117
Tabla 36. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las placas obtenidos con modelamiento dinámico según la metodología ASCE.....	118
Tabla 37. Prueba de normalidad para los desplazamientos laterales de entrepiso de los 9 niveles de la edificación	118
Tabla 38. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.....	122
Tabla 39. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico de Llichev	122
Tabla 40. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico ASCE... ..	123
Tabla 41. Porcentaje de rechazo de H_0 para el contraste de los esfuerzos internos de las columnas.	123
Tabla 42. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.....	124
Tabla 43. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico de Llichev	124
Tabla 44. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico ASCE... ..	125
Tabla 45. Porcentaje de rechazo de H_0 para el contraste de los esfuerzos internos de las vigas.	125

Tabla 46. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.....	126
Tabla 47. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico de Ilichev	126
Tabla 48. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico ASCE... ..	127
Tabla 49. Porcentaje de rechazo de H_0 para el contraste de los esfuerzos internos de las placas.	127
Tabla 50. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.....	131
Tabla 51. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico de Ilichev	131
Tabla 52. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico ASCE... ..	132
Tabla 53. Porcentaje de rechazo de H_0 para el contraste de los desplazamientos laterales de entrepiso	132
Tabla 54. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.....	136
Tabla 55. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico de Ilichev	136
Tabla 56. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico ASCE... ..	137
Tabla 57. Porcentaje de rechazo de H_0 para el contraste de las derivas.....	137

Tabla 58. Variaciones porcentuales de las medias de los esfuerzos internos de las columnas con respecto al modelo convencional...	140
Tabla 59. Variaciones porcentuales de las medias de los esfuerzos internos de las vigas con respecto al modelo convencional...	140
Tabla 60. Variaciones porcentuales de las medias de los esfuerzos internos de las placas con respecto al modelo convencional...	140
Tabla 61. Variaciones porcentuales de los desplazamientos laterales de entrepiso en la dirección OX	142
Tabla 62. Variaciones porcentuales de los desplazamientos laterales de entrepiso en la dirección OY	143
Tabla 63. Variaciones porcentuales de los periodos de vibración	144
Tabla 64. Verificación del cumplimiento de la NORMA E.030 de las derivas halladas mediante modelamiento dinámico basado en la Norma Rusa – Dirección XX	144
Tabla 65. Verificación del cumplimiento de la NORMA E.030 de las derivas halladas mediante modelamiento dinámico basado en la Norma Rusa – Dirección YY	145
Tabla 66. Verificación del cumplimiento de la NORMA E.030 de las derivas halladas mediante modelamiento dinámico basado en la metodología Ilichev – Dirección XX	145
Tabla 67. Verificación del cumplimiento de la NORMA E.030 de las derivas halladas mediante modelamiento dinámico basado en la metodología Ilichev – Dirección YY	146
Tabla 68. Verificación del cumplimiento de la NORMA E.030 de las derivas halladas mediante modelamiento dinámico basado en la metodología ASCE – Dirección XX	146
Tabla 69. Verificación del cumplimiento de la NORMA E.030 de las derivas halladas mediante modelamiento dinámico basado en la metodología ASCE – Dirección YY	147

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes... ..	16
Figura 2. (a) y (b) pilotes de punta; (c) pilotes de fricción.....	18
Figura 3. Cuerpo Sólido con 6 grados de libertad.....	21
Figura 4. Giróscopo vertical libre.....	21
Figura 5. Sistema vertical de dos cuerpos sólidos.....	22
Figura 6. Modelo mecánico FPI.....	27
Figura 7. Fuerzas y momentos C_1, C_2, C_3, C_4	38
Figura 8. Dependencia del coeficiente C_1 respecto a la profundidad de hincado del pilote (1 y 2 corresponden a los valores experimental y teórico).....	39
Figura 9. Coeficientes $a_y(\xi), a_\varphi(\xi), a_M(\xi), a_H(\xi), a_p(\xi)$ para pilotes con extremo inferior libre.....	40
Figura 10. Coeficientes $a_y^H(\xi), a_\varphi^H(\xi), a_M^H(\xi), a_H^H(\xi), a_p^H(\xi)$ para pilotes con extremo inferior.....	41
Figura 11. Coeficientes $a_y^M(\xi), a_\varphi^M(\xi), a_M^M(\xi), a_H^M(\xi), a_p^M(\xi)$ para pilotes con extremo inferior libre.....	41
Figura 12. Coeficientes $a_y(\xi), a_\varphi(\xi), a_M(\xi), a_H(\xi), a_p(\xi)$ para pilotes con extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado.....	42
Figura 13. Coeficientes $a_y^H(\xi), a_\varphi^H(\xi), a_M^H(\xi), a_H^H(\xi), a_p^H(\xi)$ para pilotes con extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado.....	42
Figura 14. Coeficientes $a_y^M(\xi), a_\varphi^M(\xi), a_M^M(\xi), a_H^M(\xi), a_p^M(\xi)$ para pilotes con extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado.....	43

Figura 15. Generación de rigidez del pilote en direcciones individuales... ..	45
Figura 16. Ejemplo de variación de la rigidez vertical del pilote con la frecuencia y la rigidez del suelo (Nogami y Novak, 1976)...	48
Figura 17. Comparación de la rigidez vertical y los parámetros de amortiguamiento de pilotes flotantes con pilotes de apoyo.....	49
Figura 18. Variación en los parámetros de rigidez y amortiguamiento con esbeltez para puntas fijas y pilotes de puntas fijas.....	50
Figura 19. Parámetros de rigidez y amortiguamiento de la respuesta vertical para pilotes de apoyo final.....	51
Figura 20. Parámetros de rigidez y amortiguamiento de la respuesta vertical para pilotes flotantes.....	53
Figura 21. Desplazamientos de pilotes para la determinación de la rigidez y la amortiguación del grupo relacionadas con la reacción $\psi=1$	55
Figura 22. Desplazamientos de pilotes para la determinación de la rigidez del grupo y la amortiguación en torsión.....	57
Figura 23. Eficacia grupal de la rigidez vertical de dos pilotes de apoyo para la separación de pilote variable (s/d) y diferentes frecuencias.....	59
Figura 24. Eficacia grupal de la rigidez vertical y la amortiguación de dos pilotes flotantes para diferentes separaciones y zonas debilitadas alrededor de los pilotes	60
Figura 25. Variación de (a) Rigidez y (b) Amortiguación de Grupo de Cuatro Pilotes con Frecuencia y Perfil de Suelo.....	61
Figura 26. Factores de interacción para pilotes cargados verticalmente	64
Figura 27. Factores de interacción para pilotes de carga fija cargados horizontalmente	65
Figura 28. Relación de eficiencia de grupo estático para grupos de 4 y 16 pilotes: Vertical, Modos horizontal, torsional y oscilante	67

Figura 29. Curvas de interacción para el desplazamiento horizontal y vertical de la pilote 2 debido a la fuerza horizontal y vertical en el pilote 1.....	73
Figura 30. Curvas de interacción para la rotación del pilote 2 debido a la fuerza horizontal y Momento en la pilote 1	74
Figura 31. a) Modelo de masa concentrada del Pilote, (b) Reacción cíclica observada. Características de deflexión.....	76
Figura 32. Constantes de rigidez en elementos y coordenadas globales... ..	77
Figura 33. Ubicación de la Sede Central y de las direcciones regionales adscritas en la provincia de Coronel Portillo del GOREU... ..	80
Figura 34. Configuración estructural resistente a fuerzas laterales... ..	87
Figura 35. Configuración estructural resistente a fuerzas laterales... ..	88
Figura 36. Configuración estructural resistente a fuerzas laterales... ..	89
Figura 37. Espectro de la norma sísmica peruana E-030	90
Figura 38. Período natural de vibración, $T=0.449$ s.....	96
Figura 39. 2do modo de vibración, $T = 0.402$ s... ..	97
Figura 40. Variación de las medias de los esfuerzos axiales sobre las columnas en la dirección X-X.....	104
Figura 41. Variación de las medias de los esfuerzos axiales sobre las columnas en la dirección Y-Y	105
Figura 42. Variación de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las columnas en la dirección X-X.....	106
Figura 43. Variación de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las columnas en la dirección Y-Y	104
Figura 44. Variación de las medias de los momentos flectores sobre las columnas en la dirección X-X.....	107

Figura 45. Variación de las medias de los momentos flectores sobre las columnas en la dirección Y-Y	108
Figura 46. Variación de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las vigas en la dirección X-X.....	108
Figura 47. Variación de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las vigas en la dirección Y-Y	109
Figura 48. Variación de las medias de los esfuerzos axiales sobre las placas en la dirección X-X.....	110
Figura 49. Variación de las medias de los esfuerzos axiales sobre las placas en la dirección Y-Y.....	110
Figura 50. Variación de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las placas en la dirección X-X.....	111
Figura 51. Variación de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las placas en la dirección Y-Y	112
Figura 52. Variación de las medias de los momentos flectores sobre las placas en la dirección X-X.....	112
Figura 53. Variación de las medias de los momentos flectores sobre las placas en la dirección Y-Y	113

INTRODUCCIÓN

La presente investigación, lleva por título “APLICACIÓN Y ANÁLISIS DE UN MODELO DINÁMICO CON INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA (ISE) PARA CIMENTACIONES CON PILOTES DE LA SEDE CENTRAL DEL GOBIERNO EN LA CIUDAD DE PUCALLPA - UCAYALI”.

El Perú geográficamente se encuentra en una zona sísmica, de modo que los diseños y la modelación estructural deben estar ajustados a la realidad. Según García 2006, señala que “el efecto interacción suelo-estructura influye en el comportamiento dinámico de la estructura, refleja un aumento en el periodo fundamental, así como un aumento en el amortiguamiento del sistema en comparación con el modelo de base fija, que no considera al suelo de cimentación”.

El diseño sísmico de estructuras de construcciones, convencionales o masivas desplantadas en lugares, con terreno blando, la interacción dinámica entre el suelo y la estructura cobra una importancia significativa. La interacción modifica principalmente las propiedades dinámicas de la estructura y las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación, por este motivo, el presente estudio está basado en determinar la medida en que se modifican los efectos obtenidos al aplicar modelos dinámicos con interacción suelo - estructura.

La presente investigación consta de 5 capítulos, los cuales están estructurados de la siguiente manera:

Capítulo I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA, donde se detalla la descripción y fundamentación del problema, formulación del problema, objetivos, justificación e importancia y sistema de variables, dimensiones e indicadores.

Capítulo II: MARCO TEÓRICO, donde se refiere a los antecedentes de la investigación, bases teóricas, glosario de términos y marco situacional.

Capítulo III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN, incluye el tipo, nivel y diseño de investigación, así como la población y muestra de la investigación.

CAPITULO IV: RESULTADOS, se detalla el análisis estadístico de los hallazgos del estudio.

CAPITULO V: DISCUSION, consta de la confrontación con resultados obtenidos en investigaciones pasadas.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES, de manera clara y precisa se especifica lo encontrado por los investigadores y las recomendaciones del caso para mejorar la situación actual.

Finalmente se listan en orden alfabético las referencias bibliográficas y todos los anexos del presente documento.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. DESCRIPCIÓN Y FUNDAMENTACIÓN DEL PROBLEMA

En la Amazonía Peruana la mayor parte de los suelos son flexibles, sin embargo, al diseñar las estructuras de las edificaciones se les considera como suelos rígidos por lo que los parámetros de diseño obtenidos mediante un modelamiento de Interacción Suelo – Estructura (ISE) serían los más apropiados para usarlos en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU ubicada en la ciudad de Pucallpa.

El hecho de contar con un suelo flexible modificaría ciertas características dinámicas de la estructura, tales como el incremento de su flexibilidad, un mayor periodo de vibración, aumento en las derivas de entrepiso, variación de la cortante basal y las fuerzas internas, todo ello debido a que se produce una redistribución de la energía sísmica desde la base hacia la superestructura puesto que una parte de la misma se disipa en la cimentación, variando así la respuesta estructural lo que pudiera conllevar a daños o deformaciones en la edificación.

La respuesta dinámica de un sistema Suelo-Cimentación-Estructura depende fundamentalmente de las propiedades geométricas de la cimentación, hasta el momento se ha puesto especial interés en el estudio de la interacción dinámica en cimentaciones superficiales, sin embargo, gran parte de las edificaciones localizadas en terrenos blandos transmiten grandes descargas al suelo ya que se encuentran apoyadas sobre cimentaciones profundas constituidas principalmente por pilotes.

El problema de interacción dinámica suelo-estructura se compone de la interacción inercial e interacción cinemática. Los efectos inerciales afectan directamente al comportamiento de la estructura; aumentan el periodo fundamental de vibración, modifican el amortiguamiento y, hasta donde se tiene conocimiento, reducen la ductilidad. Estos fenómenos ocurren por el aumento de flexibilidad que sufre la estructura al encontrarse sin empotramiento fijo en su base.

La interacción cinemática se refiere al comportamiento de la cimentación, la que por su geometría y rigidez filtra las altas frecuencias de la excitación. La cimentación al incorporarse al sistema, experimenta efectos de torsión y cabeceo, lo que origina, generalmente, reducción en su movimiento.

Las edificaciones se incrementan a diario en las zonas sísmicas de nuestro país. Por lo tanto, la seguridad estructural es de mucha importancia para el desarrollo nacional. Uno de los problemas centrales que atraviesa nuestro país es la reducción de costos y la seguridad de las obras en zonas sísmicas, motivo principal en la solución de este problema es la incorporación de metodologías de cálculos sísmicos para cimentaciones con pilotes considerando la interacción de suelo-pilote-estructura.

La importancia que posee la Interacción suelo estructura en el análisis y diseño estructural, es que ninguna edificación podría aislarse del suelo de fundación ya que sería un contexto irreal, ya que dicha interacción influye en la determinación de los modos de vibración de la estructura y la distribución de esfuerzo, así como la cimentación. Por lo cual el comportamiento del suelo de fundación debe considerarse de forma integral en el edificio.

En la actualidad existen pocas investigaciones realizadas respecto a la interacción sísmica suelo – pilote – estructura para edificios altos ya que dicho sistema constructivo resulta ser más complicado de analizar en comparación con el diseño de empotramiento Perfecto del suelo de fundación. En el caso de la nueva Sede Central del Gobierno Regional de Ucayali se tiene una cimentación profunda a base de pilotes, ya que la superestructura contará con 8 pisos, y, los cálculos realizados para la elaboración del expediente técnico se realizó considerando el empotramiento perfecto en la base ya que se hizo uso de la Norma E 030 (inciso 4.7.2), pero esto cumple cuando los suelos son muy rígidos ($q_u > 5 \text{ kg/cm}^2$), en cambio en nuestra región el terreno es un suelo intermedio (S_u este entre $0.50-1 \text{ kg/cm}^2$) no necesariamente se asemejan los cálculos con el comportamiento real de la estructura.

La edificación de la nueva Sede Central del GOREU cuenta con 9 bloques, de los cuales los investigadores hemos centrado nuestro análisis en el bloque 01 B el cual consta de 08 niveles más un sótano.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema general

¿En qué medida se modifican los efectos obtenidos al utilizar modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelamiento convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020?

1.2.2. Problemas específicos

1. ¿Qué grado de modificación sufren los esfuerzos internos de los elementos estructurales obtenidos mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelo convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020?
2. ¿Cuál es la diferencia entre los desplazamientos laterales y periodos de vibración obtenidos mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelo convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020?
3. ¿Qué grado de compatibilidad existe entre los modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con la Norma Técnica Peruana E.030, aplicados en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo general

Determinar en qué medida se modifican los efectos obtenidos al utilizar modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelamiento convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

1.3.2. Objetivos específicos

1. Establecer qué grado de modificación sufren los esfuerzos internos de los elementos estructurales obtenidos mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelo convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.
2. Precisar cuál es la diferencia entre los desplazamientos laterales y periodos de vibración obtenidos mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelo convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.
3. Especificar el grado de compatibilidad que existe entre los modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con la Norma Técnica Peruana E.030, aplicados en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

La justificación teórica se da en el sentido que esta investigación ha contribuido a generar reflexión y debate académico sobre los conocimientos ya existentes de la interacción suelo - estructura. Hoy en día cada vez más personas se preocupan por las condiciones de la estructura de las diversas edificaciones debido a que se han difundido a través de las redes sociales los casos de otras latitudes en los que edificios modernos y muy vistosos se vienen

abajo en cuestión de minutos entre otras razones por sus deficientes cálculos de las cargas a soportar o de las fuerzas sísmicas que en los últimos años se presentan con mayor frecuencia. Finalmente, nuestro estudio posee justificación metodológica porque mediante la secuencia a seguir lograremos responder las interrogantes surgidas a raíz del análisis de la realidad problemática.

En cuanto a la importancia de la presente investigación, al analizar el bloque "1B" considerando la Interacción Suelo-Estructura en cimentaciones con Pilote, se puede tener una perspectiva más Real del comportamiento de las estructuras ubicadas en suelos flexibles. En edificaciones con suelo flexible el efecto de la interacción Suelo-Estructura es muy notorio porque influye en la determinación de los periodos de vibración, en la distribución interna de los esfuerzos de los elementos estructurales de la edificación y la cimentación.

Considerando el aspecto técnico, para entender la importancia de esta investigación se plantean las siguientes preguntas:

- ¿Por qué? En el modelo de cálculo normativo la base de fundación se toma como un medio externo absolutamente rígido en la cual la cimentación está empotrada en la base. El efecto de interacción suelo-estructura es muy notorio en el cálculo de edificaciones, debido a que influye en la distribución de los esfuerzos en el edificio y cimentación, cambiando las fuerzas internas en los diferentes elementos estructurales y variando los desplazamientos. (Villarreal, 2006).

Se toma como muestra el edificio de la Sede Central, debido a que presenta una gran altura y cimentación profunda con pilotes.

- ¿Para qué? Determinar el comportamiento sísmico de una edificación en una zona sísmica 2 con características de suelo flexible y considerando en el modelamiento la Interacción Suelo-Estructura, permitirá conocer el efecto que produce en la estructura en comparación con el modelo normativo (Modelo Convencional) de base fija. Y así contribuir con el uso de metodologías para el modelamiento sísmico de estructuras técnicamente aceptable y acorde con la

importancia de la misma, promoviendo una mejor respuesta antisísmica de la estructura.

- ¿Para quién? Debido al insuficiente desarrollo de los métodos de cálculo en nuestro país y en nuestra región, el presente proyecto puede servir como un aporte práctico para los ingenieros y estudiantes de la carrera de ingeniería civil, además de ello sirva para mejorar la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente y dé el ímpetu adicional para el desarrollo intensivo de esta nueva área de investigación.

1.5. LIMITACIONES Y ALCANCES

Referente a las limitaciones de la presente investigación mencionaremos que ésta tiene un contexto espacial limitado sólo al bloque “1 B”, sin embargo se hubiera deseado abarcar los nueve bloques que conforman la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, pero esto implica un mayor despliegue de recursos técnicos y financieros lo cual hace muy complicado de realizarse en forma particular.

Otra Limitación es que no se dispone de muchas investigaciones de Interacción Suelo-Estructura en lo referente a Cimentaciones con Pilotes.

En cuanto al alcance del presente estudio, se modeló y analizó la estructura del bloque antes mencionado. También alcanza a estudiar el comportamiento sísmico con modelos dinámicos a través de la interacción-suelo-estructura en edificios altos. Se espera que la presente investigación sea de apoyo para los profesionales en cuanto al modelamiento y análisis estructural, cumpla los requerimientos exigidos por la Norma del Perú y también Normas Internacionales en lo referente a Análisis y Diseño Sismorresistente.

1.6. HIPÓTESIS

1.6.1. Hipótesis general

Existe una modificación significativa en los efectos obtenidos al utilizar modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones

con pilotes, con respecto al modelamiento convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

1.6.2. Hipótesis específicas

1. Se tiene una modificación significativa de los esfuerzos internos de los elementos estructurales obtenidos mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelo convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.
2. Los desplazamientos laterales y periodos de vibración obtenidos mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes tienen una diferencia significativa con respecto al modelo convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.
3. Los modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes son compatibles con la Norma E.030, aplicados en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

1.7. SISTEMA DE VARIABLES DIMENSIONES E INDICADORES

1.7.1. Variable independiente

MODELO DINÁMICO CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

Definición conceptual

"Son modelos que consideran que cada punto del suelo circundante podría moverse en una trayectoria diferente a la que se movería si la edificación no estuviera presente" (civilgeeks.com).

Definición operacional

"Para el estudio de la interacción suelo estructura se emplean modelos específicos para cada tipo de cimentación asumiendo un comportamiento elástico del suelo circundante" (Jurado, 2014, p. 243)

Dimensión

MODELOS DINÁMICOS PARA CIMENTACIONES CON PILOTES

Indicadores

- Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87
- Modelo Ilichev
- Modelo ASCE

1.7.2. Variable dependiente

EFFECTOS SOBRE LA ESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN

Definición conceptual

"Los efectos de aplicar algún tipo de fuerza a la cimentación apoyada sobre suelo flexible, por lo general son muy notorios debido, principalmente, a la falta de rigidez y resistencia en el piso blando lo que generaría daños de diferente severidad en la estructura" (Fernández y Avilés, 2007, p. 06).

Definición operacional

"Al considerar el suelo flexible para el uso de un modelo con interacción suelo estructura se suelen obtener valores diferentes que cuando se asumía un suelo rígido y esto es perceptible principalmente en los esfuerzos internos en los elementos estructurales, los desplazamientos laterales de entrepiso y el periodo de vibración" (Fernández y Avilés, 2007, p. 07).

Dimensiones

- ESFUERZOS INTERNOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Indicadores

- Esfuerzos en las columnas.

- Esfuerzos en las vigas
- Esfuerzos en las placas

- DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y PERIODOS DE VIBRACIÓN.

Indicadores

- Desplazamientos laterales de entrepiso.
- Periodo de vibración de la estructura.

- COMPATIBILIDAD ENTRE LOS MODELOS DINÁMICOS Y LA NORMA TÉCNICA PERUANA E.030.

Indicadores

- Compatibilidad con el Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.
- Compatibilidad con el Modelo Ilichev.
- Compatibilidad con el Modelo ASCE.

1.8. OPERACIONALIZACION DE VARIABLES

Tabla 1

Operacionalización de variables

"APLICACIÓN Y ANÁLISIS DE UN MODELO DINÁMICO CON INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA (ISE) PARA CIMENTACIONES CON PILOTES DE LA SEDE CENTRAL DEL GOBIERNO EN LA CIUDAD DE PUCALLPA - UCAYALI".						
VARIABLES		DEFINICIONES		DIMENSIONES	INDICADORES	FACTORES DE MEDICIÓN
VARIABLE INDEPENDIENTE	CONCEPTUAL	OPERACIONAL				
MODELO DINÁMICO CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA	"Son modelos que consideran que cada punto del suelo circundante podría moverse en una trayectoria diferente a la que se movería si la edificación no estuviera presente" (civilgeeks.com).	"Para el estudio de la interacción suelo estructura se emplean modelos específicos para cada tipo de cimentación asumiendo un comportamiento elástico del suelo circundante" (Jurado, 2014, p. 243)	MODELOS DINÁMICOS PARA CIMENTACIONES CON PILOTES	Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	Módulo de elasticidad, Coeficiente de Poisson, Coeficiente de rigidez	
				Modelo Ilichev	Módulo de elasticidad, Coeficiente de Poisson, Coeficiente de rigidez	
				Modelo ASCE	Módulo de elasticidad, Coeficiente de Poisson, Coeficiente de rigidez	
VARIABLE DEPENDIENTE				Esfuerzos en las columnas	Esfuerzo axial, cortante y momento flector	
EFECTOS SOBRE LA ESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN	"Los efectos de aplicar algún tipo de fuerza a la cimentación apoyada sobre suelo flexible, por lo general son muy notorios debido, principalmente, a la falta de rigidez y resistencia en el piso blando lo que generaría daños de diferente severidad en la estructura" (Fernández y Avilés, 2007, p. 06).	"Al considerar el suelo flexible para el uso de un modelo con interacción suelo estructura se suelen obtener valores diferentes que cuando se asumía un suelo rígido y esto es perceptible principalmente en los esfuerzos internos en los elementos estructurales, los desplazamientos laterales de entrepiso y el periodo de vibración" (Fernández y Avilés, 2007, p. 07).	ESFUERZOS INTERNOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	Esfuerzos en las vigas	Esfuerzo cortante y momento flector	
			DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y PERIODOS DE VIBRACIÓN	Esfuerzos en las placas	Esfuerzo axial, cortante y momento flector	
				Desplazamientos laterales de entrepiso	Derivas de entrepiso	
			COMPATIBILIDAD ENTRE LOS MODELOS DINÁMICOS Y LA NORMA TÉCNICA PERUANA E.030	Periodo de vibración de la estructura	Tiempo de retorno a su posición original (Seg.)	
				Compatibilidad con el Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	Similitud de resultados con la NTP E.030	
				Compatibilidad con el Modelo Ilichev	Similitud de resultados con la NTP E.030	
Compatibilidad con el Modelo ASCE	Similitud de resultados con la NTP E.030					

Nota. Cuadro demostrativo de las variables, definiciones, dimensiones, indicadores y sus respectivos factores de medición. **Fuente:** Elaboración propia

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1. Antecedentes internacionales

Mejia (2017). En su tesis titulada *Interacción Dinámica Suelo-Estructura* plantea como objetivo general Presentar la teoría de Viscoelasticidad de los suelos (comportamiento dinámico de medios elásticos continuos) para entender cuáles son las propiedades de los suelos que influyen en el comportamiento dinámico.

Concluye que las propiedades dinámicas del suelo necesarias para el criterio IDSE (Interacción Dinámica suelo Estructura) se pueden obtener por medio de pruebas de laboratorio (propagación de ondas, péndulo de torsión libre, triaxial cíclica, corte simple cíclico, entre otros) así como pruebas en campo.

Arias (2016) En su tesis titulada *Interacción dinámica suelo-estructura aplicada a distintas geometrías de cimentación (vibración transmitida del suelo a la estructura)*, su objetivo general es analizar la influencia que el ángulo de incidencia tiene en la respuesta sísmica de cimentaciones con diferentes formas geométricas. Entre los factores que se toman en cuenta en este trabajo están la profundidad de desplante del cimientado y el tipo de onda que se usa como excitación. Se emplea el método indirecto de elementos en la frontera para la obtención de las funciones de impedancia y los movimientos efectivos se calculan utilizando una técnica aproximada.

Concluye que los desplazamientos son menores a medida que la profundidad aumenta mientras que los giros son mayores, esto sucede porque al incidir el frente de ondas con la base de la cimentación se produce difracción de ondas el cual modifica su dirección por lo que el movimiento disminuye. En el caso de los ángulos de incidencia se escogieron dos diferentes geometrías de cimentación una simétrica (cúbica) y la otra asimétrica (planta en forma de L), el comportamiento

de ambas indica que los cabeceos son mayores conforme el ángulo disminuye mientras que en las torsiones es contrario, lo cual indica que la incidencia vertical tendrá una mayor influencia en los cabeceos mientras que en las torsiones será el ángulo de 90° que genera los mayores desplazamientos en x y en y.

Mejía Bahamón (2018). En su tesis titulada *Análisis de Interacción suelo Estructura en conjunto con un Análisis Pushover en una Edificación de 10 pisos en Pórticos de Concreto, en zonas de Lacustres de la Microzonificación Sísmica de Bogotá* plantea como objetivo principal realizar un análisis de interacción suelo estructura considerando el comportamiento elástico y plástico del suelo a partir del módulo de elasticidad y rigidez del mismo.

Concluye que, al realizar un análisis elástico en cada una de las zonas lacustres de Bogotá en una estructura aporticada de concreto de 10 pisos, se observó cómo disminuyen las solicitaciones y los desplazamientos a medida que se pasa de lacustre 50 a 500, esto se atribuye a la reducción de aproximadamente 4g en la aceleración espectral entre dichas zonas. Esto se vio reflejado en la cantidad de acero de refuerzo que requerían los elementos estructurales y el valor de las derivas.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Cordova y Godier (2018). En su investigación titulada *Análisis y evaluación de la Interacción Suelo – Estructura (ISE) mediante una comparación de diseño convencional y un modelo integrado de un edificio comercial de 7 pisos con un sistema dual en la ciudad de Pucallpa – Ucayali*. Plantearon como objetivo principal comparar los esfuerzos de los elementos estructurales con modelos dinámicos Interacción suelo – estructura respecto a un modelo convencional de una edificación de siete (7) niveles con platea de cimentación en la ciudad de Pucallpa. La importancia de su estudio recae en que ninguna edificación podría aislarse del suelo de fundación ya que sería un contexto irreal,

puesto que dicha interacción influye en la determinación de los modos de vibración de la estructura y la distribución de los esfuerzos, así como la cimentación. Por lo cual el comportamiento del suelo de fundación debe considerarse de forma integral en el edificio. Concluyen su estudio indicando que el análisis sísmico con la integración de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, mostró que el coeficiente de rigidez influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo. Además de considerar los modelos de interacción suelo-estructura realizando un análisis estático con la Norma Peruana E030, permite el incremento de los desplazamientos en promedio en el eje OX de 16.0% y en el eje OY de 35.6%; disminución de las fuerzas axiales promedio de 19.9%; disminución de las fuerzas cortantes promedio de 18.9% y disminución de los momentos flectores promedio de 19.9%.

Quispe y Chullo (2017). En su tesis titulada *Análisis y diseño estructural de edificio Tingo con interacción suelo – estructura en el distrito de Sachaca en la ciudad y Departamento de Arequipa con un sistema de muros estructurales* plantearon como objetivo general analizar, comparar y diseñar considerando la interacción sísmica suelo – estructura para el edificio diseñado con un sistema de muros estructurales según el criterio sismo resistente con un suelo de fundación tipo blando.

La importancia de su estudio recae en que analizando las recomendaciones de la NTP E0.30 en el artículo 4.7.2 la cual indica que para todo modelamiento el análisis se puede asumir que la estructura esta empotrada en la base, o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de cimentación, mediante el modelamiento interacción suelo- estructura, pueden ser usados para obtener resultados más aproximados a la real interacción entre el suelo de fundación y la estructura frente a eventos sísmicos, por lo cual las características dinámicas de un edificio, tales como modos y frecuencias de vibración son modificados, debido a la flexibilidad del apoyo en distintos tipos de

suelo, como son: suelo rígido, intermedio y flexible, teniendo un comportamiento sísmico diferente en cada uno de estos tipos de suelo, por lo cual en la presente investigación se usará distintos modelos dinámicos como son: D. D. Barkan – O.A. Savinov, Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, A.E. Sargsian, N.G Shariya para determinar los distintos coeficientes de rigidez y características de amortiguamiento y ser anexados al software, para así tener una mayor exigencia en el control del desplazamiento lateral.

Concluye que ha realizado el análisis de los diferentes modelos dinámicos (Barkan, Norma Rusa, Sargsian y Shariya) de Interacción Suelo – Estructura, se concluye que al tener la flexibilidad de la base de fundación, la influencia principal repercute en el aumento del periodo de los diferentes modos de vibración.

Marín Guillén (2019) En su tesis que lleva por título *Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en el desempeño estructural de Puentes de Concreto Armado sometidos a la acción de cargas Sísmicas en Suelos Arenosos*, plantea como objetivo general determinar la influencia que tiene la Interacción Suelo-Estructura en el desempeño estructural de puentes continuos de concreto armado sometidos a la acción de cargas sísmicas en suelos arenosos semi densos, con la finalidad de establecer criterios de optimización de diseño, mediante la aplicación del método de elementos finitos.

Concluye que el suelo de fundación interactúa de manera conjunta con la estructura del puente, obteniéndose resultados que describen el verdadero comportamiento de este frente a un evento sísmico mediante la utilización de los parámetros que nos brinda el estudio de mecánica de suelos y que muchas veces algunos de ellos no se toman en cuenta en un modelamiento común que no considera interacción suelo-estructura.

2.2. BASES TEORÍCAS

2.2.1. Interacción suelo estructura

“La interacción suelo-estructura consiste en hacer participar al suelo como parte del análisis estructural, para lograr esto existen varios modelos; desde la forma más sencilla asignando una rigidez al suelo en sentido vertical (Balasto vertical), hasta los modelos más complejos que asignan cinco rigideces al suelo como son los modelos dinámicos de D.D. Barkan – O.A. Savinov, V.A. Ilichev y A.E. Sargsian, y el modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 que asigna al suelo seis rigideces, tres traslacionales y tres rotacionales” (Villarreal, 2009, p. 89).

Lo que plantea la Interacción suelo-estructura “es tomar en cuenta las propiedades elásticas del suelo, es decir, el suelo no es infinitamente rígido, como suele plantearse en la mayoría de análisis, sino que tiene cierto grado de amortiguación y absorbe parte de la energía entregada por el sismo. Esto va a ocasionar que una menor cantidad de energía llegue a la superestructura” (Cabezas, 2017, p. 12).

2.2.2. Pilotes

Sassani (2017) define el “Pilote o sistema por pilotaje, es un tipo de cimentación profunda de tipo puntual, que se hinca en el terreno buscando siempre el estrato resistente capaz de soportar las cargas transmitidas”.

“Los pilotes son miembros estructurales hechos de acero, concreto y/o madera y son usados para construir cimentaciones, cuando son profundas y cuestan más que las cimentaciones superficiales. A pesar del costo, el uso de pilotes es a menudo necesario para garantizar la seguridad estructural. La siguiente lista identifica algunas de las condiciones que requieren cimentaciones de pilotes” (Vesic, 1977, p. 124).

Braja M. Das. (2015, pp. 533-534) afirma lo siguiente:

1. Cuando el estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura se usan pilotes para transmitir la carga al lecho rocoso o a una capa dura, como se muestra en la (figura 1a). Cuando no se encuentra un lecho rocoso a una profundidad razonable debajo de la superficie del terreno los pilotes se usan para transmitir la carga estructural gradualmente al suelo. La resistencia a la carga estructural aplicada se deriva principalmente de la resistencia a fricción desarrollada en la interfaz suelo-pilote (figura 1b).
2. Cuando están sometidas a fuerzas horizontales (véase figura 1c), las cimentaciones con pilotes resisten por flexión mientras soportan aún la carga vertical transmitida por la superestructura. Este tipo de situación se encuentra generalmente en el diseño y construcción de estructuras de retención de tierra y en la cimentación de estructuras altas que están sometidas a fuerzas de grandes de viento y/o sísmicas.
3. En muchos casos, suelos expansivos y colapsables están presentes en el sitio de una estructura propuesta y se extienden a gran profundidad por debajo de la superficie del terreno. Los suelos expansivos se hinchan y se contraen conforme el contenido de agua crece y decrece y su presión de expansión es considerable. Si se usan cimentaciones superficiales en tales circunstancias, la estructura sufrirá daños considerables. Sin embargo, las cimentaciones con pilotes se consideran como una alternativa cuando éstos se extienden más allá de la zona activa de expansión y contracción.
Los suelos como los constituidos por loess son de naturaleza colapsable.
Cuando el contenido de agua de esos suelos aumenta, su estructura se rompe.

Una disminución repentina de la relación de vacíos induce grandes asentamientos de las estructuras soportadas por cimentaciones superficiales. En tales casos, las cimentaciones con pilotes se usan con éxito si estos se extienden hasta las capas de suelo estables más allá de la zona de cambio posible de contenido de agua.

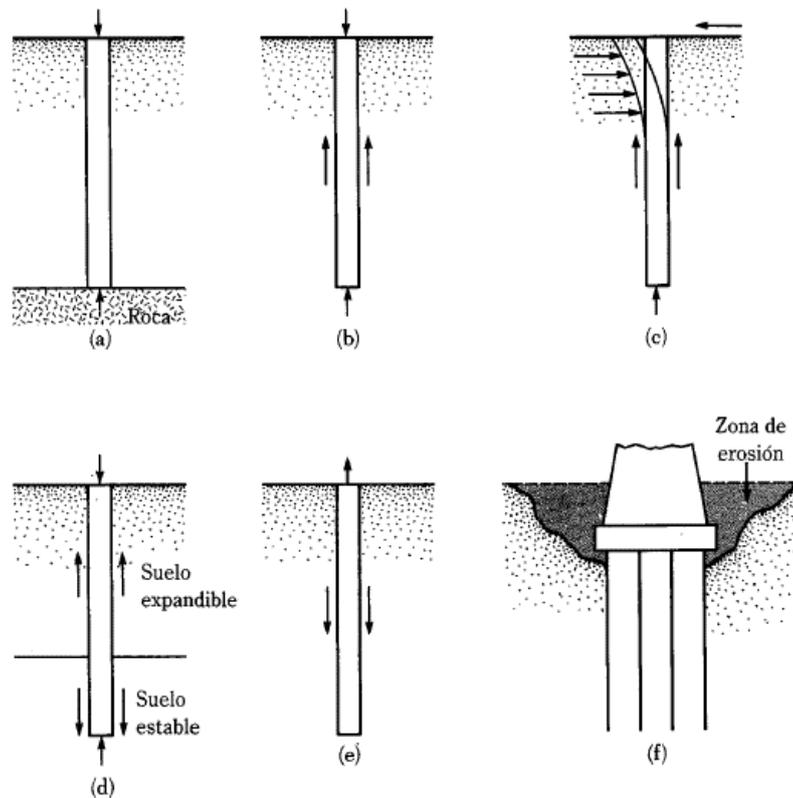


Figura 1. Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes

Fuente: Braja 1999 p. 565

- Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataformas fuera de la costa y losas de sótanos debajo del nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento. Algunas veces se usan pilotes para esas cimentaciones y así resistir la fuerza de levantamiento (figura 1e).
- Los estribos y pilas de puentes son usualmente construidos sobre cimentaciones de pilotes para evitar la posible pérdida de

capacidad de carga que una cimentación superficial sufrirá por erosión del suelo en la superficie del terreno (figura 1f).

¿Cómo trabaja el pilotaje?

Por la forma en que trabaja el pilotaje, se lo clasifica en:

Braja M. Das. (2015, pp. 542-544) argumenta lo siguiente:

➤ **Pilotes de Carga de Punta**

Si los registros de perforación establecen la presencia de lechos de roca o de material rocoso a una profundidad razonable, los pilotes se extienden hasta la superficie de la roca (figura 2a). En este caso, la capacidad última de los pilotes depende por completo de la capacidad de carga del material subyacente; entonces son llamados pilotes de carga de punta. En la mayoría de esos casos, la longitud necesaria del pilote debe ser establecida lo más preciso.

Si en vez de un lecho rocoso se encuentra un estrato de suelo bastante compacto y duro a una profundidad razonable, los pilotes se prolongan unos cuantos metros dentro del estrato duro (figura 2b). Los pilotes con pedestales se construyen sobre el lecho del estrato duro, y la carga última del pilote se expresa como:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (1)$$

Donde Q_p =carga tomada en la punta del pilote

Q_s =carga tomada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote (causada por la resistencia cortante entre el suelo y el pilote)

Si Q_s es muy pequeña,

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2)$$

En este caso, la longitud requerida de pilote se estima con mucha precisión si se dispone de los registros de exploración del subsuelo.

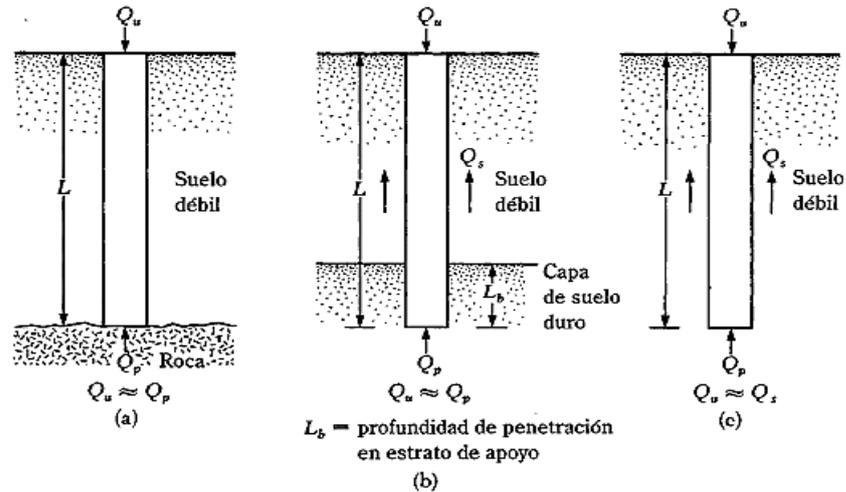


Figura 2. (a) y (b) pilotes de punta; (c) pilotes de fricción

Fuente: Braja 1999 p. 567

➤ Pilotes de fricción

Cuando no se tiene una capa de roca o material duro a una profundidad razonable, los pilotes de carga de punta resultan muy largos y antieconómicos. Para este tipo de condición en el subsuelo, los pilotes se hincan en el material más blando a profundidades específicas (figura 2c). La carga última de esos pilotes se expresa por la ecuación (1). Sin embargo, si el valor de Q_p es relativamente pequeño,

$$Q_u \cong Q_s \quad (3)$$

Éstos se denominan pilotes de fricción porque la mayor parte de la resistencia se deriva de la fricción superficial. Sin embargo, el término pilote de fricción no es muy apropiado, aunque se usa con frecuencia en la literatura técnica; en suelos arcillosos, la resistencia a la carga aplicada es también generada por adhesión.

2.2.3. Análisis Dinámico modal espectral

Arqhsy, (2012), citado en Espinoza y Quinto (2018, p.24) indica que;

El método de las respuesta espectral o también conocido como análisis dinámico modal, es un método bastante práctico para

determinar las fuerzas internas de los elementos y los desplazamientos máximos en un sistema estructural. Este método implica el cálculo de los valores máximos de aceleraciones y desplazamientos en cada modo usando un espectro de respuestas para diferentes modos de vibración, la misma que presentará la envolvente de espectros de respuestas o promedio de diversos sismos, luego se hacen combinaciones teniendo consideración los códigos expuestos en las normas de diseño sísmico, además se considera una correlación entre los valores máximos modales. De esta manera se calculan los valores máximos de fuerzas y desplazamientos.

Para definir al respecto, Zanelli y Paredes (2019, p.32) afirmaron que:

El análisis dinámico modal consiste en un espectro de pseudo-aceleración como sollicitación sísmica y se obtiene las respuestas espectrales. De modo similar que en el análisis estático o de fuerzas equivalentes, la Norma E.031 [4] también establece condiciones que debe cumplir el edificio para aplicar al análisis dinámico modal espectral. En este método el amortiguamiento modal del modo fundamental no debe ser mayor que el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento o 30% del amortiguamiento crítico; debe gobernar el que sea menor. Los valores de amortiguamiento modal para los otros modos deben ser consistentes con los correspondientes a la base fija.

Valencia (2019, p.28) precisó que:

También conocido como análisis dinámico elástico espectral, permite estimar la respuesta máxima probable de la estructura a partir de un espectro elástico. Generalmente la respuesta se calcula a partir del espectro de aceleraciones de diseño. Este método considera solamente el comportamiento elástico de las

estructuras con amortiguamiento clásico. No es aplicable a sistemas no lineales.

2.2.4. Cálculo sísmico de edificaciones, considerando la flexibilidad del suelo de fundación

Villareal. G. (2007) afirmo lo siguiente:

Como base para el modelo de cálculo de edificaciones se tomó el cuerpo sólido o sistema de cuerpos. El sistema de cuerpos sólidos se entiende como cualquier conjunto finito de cuerpos sólidos, unidos entre sí por uniones estacionarias o no estacionarias.

El suelo de fundación se modela como un semiespacio elástico, en la cual se consideran las propiedades de los diversos estratos cómo reaccionan a la tracción y compresión. En una primera aproximación el suelo se puede modelar por conexiones elásticas, que reflejen su trabajo real, pero sin considerar sus propiedades inerciales. Por varias direcciones del espacio (vibraciones verticales o movimientos rotacionales alrededor del eje horizontal) del esquema de cálculo creado, será necesario considerar el movimiento del suelo adherido, esto es, usar nuevos modelos de conexión inercial no tradicional. Para usar el enfoque diferencial de descripción de la conexión suelo-estructura, será necesario elegir en cada dirección espacial su esquema de conexión aproximada de cálculo.

Para edificaciones rígidas tipo bloques complejos, como los usados en la industria petrolífera, edificaciones con paneles grandes, de albañilería y otras edificaciones civiles e industriales, las deformaciones dinámicas en general se determinan por las propiedades elásticas del suelo de fundación, será necesario que sus esquemas de cálculo se apliquen en la forma de un cuerpo sólido con 6 grados de

libertad, unido con el suelo elástico en la forma de un giróscopo libre (figura 3).

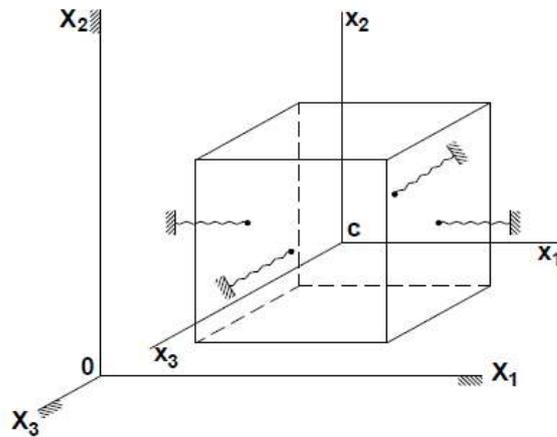


Figura 3. Cuerpo Sólido con 6 grados de Libertad
Fuente: Villareal. G. 2009 p. 14

El esquema de cálculo de edificaciones flexibles con parte rígida (relativamente indeformable), como son los edificios industriales de un piso, edificios con el primer piso blando, reservorios esféricos sobre puntales o postes, apoyos de tuberías altas (sobre la tierra) llenos de productos transportados y otros, también pueden ser elegidos como cuerpo sólido, unido elásticamente con el suelo (fig. 4). En este caso, las conexiones elásticas son las partes de apoyo del armazón estructural.

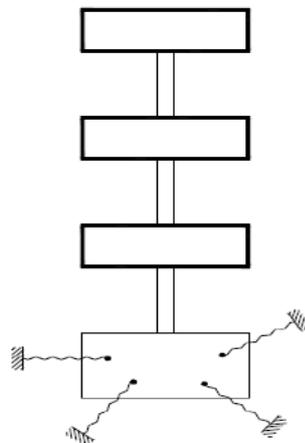


Figura 4. Giróscopo vertical libre
Fuente: Villareal. G. 2009 p. 19

Para edificios flexibles, como los armazones estructurales de varios pisos, es necesario elegir el modelo de cálculo en forma de un sistema vertical de cuerpos sólidos unidos elásticamente o giróscopo vertical libre (figura 5). El sistema de cuerpos se toma fijo con la base por conexiones elásticas, comunicándose al suelo la perturbación sísmica espacial. El esquema de cálculo de los apoyos de tuberías altas, con cables tipo tubo, también puede ser elegida como un sistema vertical de dos cuerpos sólidos, cuyas conexiones elásticas entre ellas modelan la flexibilidad de la tubería, y la conexión del cuerpo inferior con la base se modela por los apoyos elásticos y las propiedades elásticas de los suelos (figura 5).

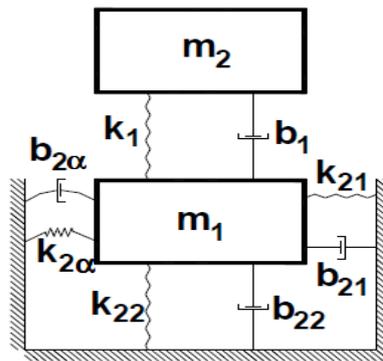


Figura 5. Sistema vertical de dos cuerpos sólidos
Fuente: Villareal. G. 2009 p. 22

El movimiento del cuerpo sólido en el espacio, con 6 grados de libertad, se describe a través de los desplazamientos finitos y ángulos de giro, usando el siguiente sistema de 6 ecuaciones:

$$m \cdot \ddot{X}_{1l} = \sum F_{KX_1}$$

$$m \cdot \ddot{X}_{2l} = \sum F_{KX_2}$$

$$m \cdot \ddot{X}_{3l} = \sum F_{KX_3}$$

$$\theta_1 \dot{\omega}_1 + (\theta_3 - \theta_2) \omega_2 \omega_3 = \sum M_{X_1}$$

(4)

$$\theta_2 \dot{\omega}_2 + (\theta_1 - \theta_3) \omega_1 \omega_3 = \sum M_{X_2}$$

$$\theta_3 \dot{\omega}_3 + (\theta_2 - \theta_1) \omega_1 \omega_2 = \sum M_{X_3}$$

Donde m y $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ – masa y momentos centrales de inercia del cuerpo; $\sum F_{KX_1}, \sum F_{KX_2}, \sum F_{KX_3}$ y $\sum M_{X_1}, \sum M_{X_2}, \sum M_{X_3}$ – proyección del vector principal y momento principal, de la fuerza actuante sobre el cuerpo en los ejes inerciales $X_1X_2X_3$ y los ejes centrales principales de inercia $cx_1x_2x_3$ del cuerpo correspondiente; $\omega_1, \omega_2, \omega_3$ – pseudo velocidad angular, determinadas por las ecuaciones cinemáticas de Euler en relación al sistema elegido de ángulos de rotación, por ejemplo los ángulos cardánicos:

$$\omega_1 = \dot{\alpha}_1 \cos \alpha_2 \cos \alpha_3 + \dot{\alpha}_2 \cos \alpha_3$$

$$\omega_2 = -\dot{\alpha}_1 \cos \alpha_2 \sin \alpha_3 + \dot{\alpha}_2 \sin \alpha_3 \quad (5)$$

$$\omega_3 = -\dot{\alpha}_1 \sin \alpha_2 + \dot{\alpha}_3$$

Donde: $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ – ángulos de rotación real.

Se entiende por modelo matemático de vibraciones espaciales en magnitudes finitas, al sistema de ecuaciones diferenciales no-lineales, interrelacionados por conexiones cruzadas no-lineales tipo producto que describen las vibraciones en las diferentes direcciones principales espaciales.

El primer paso práctico en la aplicación de grandiosas y complejas ecuaciones de vibraciones espaciales se le atribuye al estudio y aplicación del modelo de cálculo de planos paralelos. En el movimiento plano para un cuerpo rígido se obtiene un sistema de tres ecuaciones, las ecuaciones cinemáticas de Euler las cuales dieron como resultado la pseudo velocidad angular ω_2 que se transformó en velocidad

angular común, correspondiente a su eje de giro en el espacio, que no podrá girar:

$$\begin{aligned}
 m\ddot{X}_{1C} &= \sum F_{KX_1} \\
 m\ddot{X}_{3C} &= \sum F_{KX_3} \\
 \theta_2\ddot{X}_2 &= \sum F_{X_2} \\
 \omega_2 &= \dot{\alpha}_2
 \end{aligned}
 \tag{6}$$

El problema es matemáticamente correcto, conservándose los efectos no-lineales. Se puede hacer un análisis cualitativo y cuantitativo de la influencia de la no-linealidad, que en el planteamiento espacial del problema se hace más complejo, debido a la cantidad de expresiones matemáticas y elementos cruzados compuestos, que contienen diferentes tipos de no-linealidad. También es posible investigar el uso de diferentes modelos de interacción suelo-estructura, tanto para esquemas lineales y no-lineales de deformación de las conexiones. Para el problema plano del modelo de cálculo de una masa se obtiene una real posibilidad de obtener una solución analítica cerrada, cuya solución en el espacio es prácticamente irreal.

En los trabajos de diversos autores se investigó el problema de vibraciones horizontales no-estacionarias, verticales y rotacionales del cimiento, apoyado en el suelo, considerando el surgimiento y expansión de las ondas elásticas en el suelo de fundación, siendo el modelo de la base el de semiespacio isotrópico elástico homogéneo y el cimiento está dado por un cuerpo muy rígido. Dichos resultados son muy grandes y complicados de aplicación para el cálculo de edificaciones en zonas sísmicas.

Ilichev V.A. y Anikev A.V., fueron quienes dieron las soluciones aproximadas del problema descrito en sus investigaciones, transformando las complejas expresiones matemáticas a modelos mecánicos sencillos, considerando en ellos uno de los principios importantes del suelo adherido a la estructura, esto es el movimiento relativo respecto a la estructura y el resto del suelo. En las investigaciones anteriormente indicadas se analizaron en forma separada las vibraciones en las principales direcciones del espacio: horizontales, verticales, horizontal-rotacionales y rotacionales. Nos detenemos en las vibraciones horizontal-rotacionales de la base del edificio. En dicha investigación se analiza el movimiento de la cimentación con base circular plana, caracterizado por los siguientes parámetros: a – radio de la base, quedando el centro de rigidez del cimiento en el eje vertical, que pasa por el centro de la base a una distancia y_z ; m – masa; J – momento de inercia. El semiespacio elástico se determina por las siguientes características: ρ – densidad; μ – modulo de desplazamiento; ν – coeficiente de Poisson; C_2 – velocidad de expansión de la onda de corte. En el cimiento también actúa la fuerza vertical excéntrica $f(t)$ con excentricidad ξ .

Las vibraciones horizontal-rotacionales se describen por el sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 m \frac{d^2 U_x}{dt^2} - m y_z \frac{d^2 U_\alpha}{dt^2} + R_x &= 0 \\
 y \frac{d^2 U_\alpha}{dt^2} - m y_z \frac{d^2 U_x}{dt^2} + R_\alpha &= \xi \cdot f(t) \quad (7) \\
 U_\alpha(t) &= \int_0^t R_\alpha(t_1) \Phi_0(t - t_1) dt_1
 \end{aligned}$$

$$U_x(t) = \int_0^t R_x(t_1)U_0(t - t_1)dt_1$$

Donde $U_x(t)$ – desplazamientos horizontales, $U_\alpha(t)$ – ángulo de torsión de la base del cimiento, $R_x(t)$ - reacción horizontal de la base, $R_\alpha(t)$ –momento en la base. Por reacción de la base se entiende a la acción uniforme de los esfuerzos de contacto del suelo con el cimiento. La relación entre los desplazamientos y reacciones se da en forma de un integral con núcleos $\phi_0(t)$ y $U_0(t)$, que se muestran como el ángulo de giro y desplazamiento horizontal de un cuño sin peso en la base, debido a la carga unitaria de impulso, comúnmente llamada función de paso de impulso (FPI). Se obtuvo en forma aproximada la solución del problema dinámico de la teoría de elasticidad, esto es la determinación FPI $\phi_0(t)$ y $U_0(t)$. Se eligieron los modelos mecánicos con FPI, basados en la proposición de semiespacios elásticos homogéneos e isotrópicos. Todos los trabajos anteriormente indicados con representación aproximada del FPI corresponden a los modelos mecánicos de las figuras 6a y 6b. Los parámetros K_1, K_2, b_1, b_2, m de los modelos de conexión se determinan experimentalmente. Lo importante de este modelo inercial está dado que la masa del suelo adherido en movimiento m depende del área de la base del edificio y de las propiedades del suelo. En cierto modo existe una relación dinámica entre el edificio y el suelo adherido en movimiento. El movimiento de la masa m se diferencia para edificaciones de una misma dimensión en el plano, pero de diferente peso. Por ejemplo, para una masa pequeña del edificio en comparación con el suelo adherido en movimiento, su movimiento es insignificante. Si analizamos el movimiento plano surge el problema de

considerar al mismo tiempo el movimiento del suelo adherido en todas las direcciones.

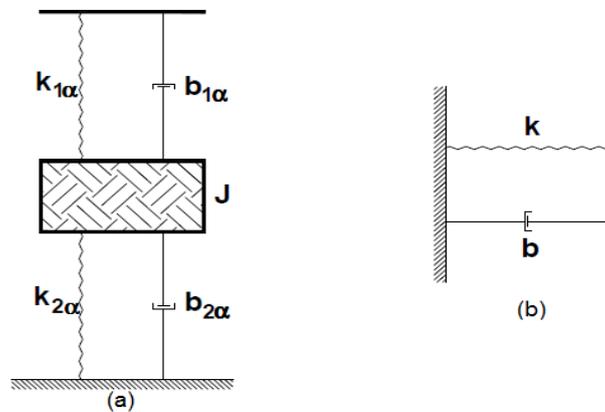


Figura 6. Modelo mecánico FPI
Fuente: Villareal. G. 2009 p. 24

La vibración de un cuerpo sólido en planos mutuamente verticales nos permite correctamente valorar el desempeño del modelo de cálculo en el espacio. La descripción matemática del movimiento plano del modelo es más sencilla que la espacial [66, 67, 69], por ejemplo, la cantidad de ecuaciones de movimiento se reducen.

Si analizamos los modelos inerciales de interacción suelo-estructura, surgen nuevas posibilidades de investigación de regímenes de movimiento de la edificación – periódicos y no-periódicos, que nos permiten rediseñar el edificio y disminuir las cargas sísmicas, aun en la fase de proyección de la edificación y de acuerdo a la interrelación de ciertos parámetros como la masa, el momento de inercia, la profundidad de la cimentación y dimensiones generales.

Partiendo de la facilidad de su descripción matemática, el movimiento de los esquemas de cálculo de edificaciones civiles e industriales se analiza en los planos verticales, siendo elegidos perpendicular a los ejes principales centrales de inercia del cuerpo sólido.

En las ecuaciones de vibración de magnitudes finitas, las conexiones cinemáticas y geométricas cruzadas no-lineales cumplen el papel de parámetros perturbadores, los cuales por acción de la perturbación externa en una dirección principal del plano elegido excitan la vibración (movimiento) del cuerpo en otras direcciones principales del plano.

Surge la redistribución de la energía de entrada de la perturbación externa con una dirección principal a otras direcciones, en forma análoga al trabajo de Goldenblat I.I., quien analizó la perturbación externa en un péndulo, sostenido por un resorte, donde surgen además de las vibraciones de desplazamiento, las de rotación. Tal efecto fue descrito anteriormente por el académico Mandelshtam L.I.. Un efecto mayor y sistemático de excitación de los parámetros de vibración (cambios súbitos de energía) fue investigado por los científicos Ganiev R.F. y Kononenko V.O.. Desde el punto de vista de la teoría sísmica, el efecto de cambio súbito de energía significa lo siguiente: ante la inexistencia de la perturbación sísmica de rotación en un edificio simétrico (planificación por pisos) de pequeñas dimensiones en el plano, cuando la onda de acción sísmica no se puede indicar, surgen las vibraciones torsionales y correspondientemente los momentos sísmicos torsionales, que nos llevan a una sobrecarga de los elementos estructurales, y en ciertos casos al colapso de la edificación; pudiendo surgir vibraciones lineales de desplazamiento y sus correspondientes fuerzas sísmicas, sin existir la perturbación sísmica en dicha dirección principal, por ejemplo, las vibraciones verticales en las edificaciones lejanas al epicentro del sismo. El análisis de los sismos fuertes con el registro del movimiento de la superficie terrestre, nos demuestra que dichos efectos existen, pudiendo ser únicamente explicados

desde la posición de las investigaciones de Nikolaenko N.A. y Nazarov Yu.P.

Para investigar el comportamiento de las edificaciones en el espacio, considerando las magnitudes finitas y ángulos de giro será necesario:

- 1) Determinar los modelos matemáticos no-lineales de vibración.
- 2) En base a los métodos de modelación numérica de los procesos dinámicos en computadora, plantear el orden de las magnitudes finitas de desplazamientos y ángulos de giro para los diferentes tipos de edificaciones.
- 3) Determinar el número de miembros de la serie en las funciones trigonométricas aproximadas de ángulos de giro y el orden de los miembros no-lineales conservados en los modelos matemáticos de vibración, los cuales posteriormente pueden ser investigados a través de métodos analíticos aproximados.

Tal tipo de investigación es muy complicada y extensa, habiendo sido planteada por Ganiev R.F. y Kononenko V.O. (pp.18-25).

2.2.5. Cálculo sísmico con Acelerogramas

Villareal. G. (2009, pp.14-15) afirma que:

En concordancia con la Norma Rusa de diseño sismorresistente SNIP II-7-81, para el cálculo de edificios altos y/o especiales, es necesario utilizar datos sísmicos instrumentales más peligrosos de las aceleraciones de la base de fundación, así como acelerogramas sintéticos, considerando la posibilidad de incremento de las deformaciones inelásticas de la edificación.

En la proyección de edificaciones antisísmicas, el cálculo con el uso de acelerogramas es el más trabajoso y serio, otorgándonos los resultados más seguros en la determinación de las reacciones sísmicas de la edificación.

No hay duda, que cualquier acelerograma real nos da los datos de las reacciones dinámicas de la cimentación a través de un captador sísmico. Se puede admitir que las reacciones dinámicas de la cimentación de cualquier edificación semejante cercana serán las mismas, pero si es más rígida y menor la resistencia del terreno, entonces será menor la veracidad de su cálculo sin considerar el problema de interacción suelo-estructura.

La relación inversa de las vibraciones de la edificación con las vibraciones de su base de fundación, desplaza la frontera del sistema dinámico por encima del límite de la cimentación a un medio elastoplástico del suelo de fundación. La ubicación de esta frontera y consecuentemente las características dinámicas del sistema "edificio-base de fundación" varían en el transcurso de la acción sísmica y en cada momento influyen en las reacciones dinámicas de la edificación. En el modelo de la base tipo "concreto" se ignora esta importante consideración y se pierde la veracidad física del modelo de cálculo del sistema.

2.2.6. Modelos dinámicos para cimentaciones con pilotes

Villareal. G. (2009, pp.31-32) enfatiza que:

Se desprende de los resultados de elaboración de modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, que la idea principal de la consideración de la flexibilidad del suelo de fundación, consiste en la asignación de los coeficientes de rigidez, que determinan la condición real de interacción de la cimentación con la base:

$$R_{\alpha} = K_{\alpha}u_{\alpha} \quad (\alpha = x, y, z) \quad (8)$$

$$R_{\varphi\alpha} = K_{\varphi\alpha}\varphi_{\alpha}$$

Donde:

$R_{\alpha}, R_{\varphi\alpha}$ -fuerzas de reacción;

K_z - coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme; (kN/m)

K_x, K_y - coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme; (kN/m)

$K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$ - coeficiente de rigidez de compresión no uniforme; (kN.m)

$K_{\varphi z}$ - coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme; (kN.m)

u_{α} - desplazamiento lineal; (m)

φ_{α} - desplazamiento angular.

Tal metodología también se usa en el cálculo sísmico de edificaciones, considerando la flexibilidad de la base de fundación. Para ello la base se analiza como un semiespacio elástico. La concretización de las propiedades de la base (inercia, amortiguamiento) se realiza dentro de los marcos de formulación de un determinado modelo dinámico.

Para la cimentación con pilotes, el problema de interacción sísmica suelo estructura, resultó ser más complicado que el de cimentaciones superficiales, fundamentalmente, debido a las escasas investigaciones realizadas.

2.2.6.1. Modelo dinámico por la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Villareal. G. (2009, pp.36-40) argumenta que:

La Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 prescribe la siguiente metodología de cálculo de determinación de las masas puntuales y coeficientes de rigidez de compresión uniforme, desplazamiento uniforme, compresión no uniforme y

desplazamiento no uniforme, que determinan las correspondientes vibraciones parciales de la cimentación con pilotes.

Para el caso de vibraciones verticales del grupo de pilotes:

$$m_{z,red} = m_r + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,o} \quad (9)$$

$$K_{z,red} = \frac{K_{z,red}^*}{1 + \frac{K_{z,red}^* l_0}{NE_b A_b}} \quad (10)$$

$$K_{z,red}^* = NE_b A_p \bar{\beta} \frac{\bar{\beta} th(\bar{\beta} l) + \alpha}{\bar{\beta} + \alpha th(\bar{\beta} l)} \quad (11)$$

$$\bar{\beta} = \sqrt{\frac{c_{p,m} u}{E_b A_p}} \quad (12)$$

$$c_{p,m} = \sum_{k=1}^{k_1} c_{p,k} l_k \cdot \frac{1}{l} \quad (13)$$

$$\alpha = \frac{C_z^*}{E_b} \quad (14)$$

$$C_z^* = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (15)$$

$$\beta_z^* = k^* \cdot \sum_{k=1}^{k_l^*} c_{p,k} l_k \cdot \frac{1}{c_0 l} \quad (16)$$

En las fórmulas (9) – (16):

$m_{z,red}$ - masa asumida de la cimentación con pilotes (T.s²/m);

m_r - masa del cabezal (T. s²/m);

- $m_{i,p}$ - masa de la parte i del pilote hincado en el suelo ($T \cdot s^2/m$);
- $m_{i,0}$ - masa de la parte i del pilote, ubicado sobre la superficie del terreno ($T \cdot s^2/m$);
- k^* - coeficiente asumido igual a 2 para pilotes de concreto armado de alta resistencia; 2,5 para pilotes de concreto armado de mediana resistencia; 3,5 para pilotes de madera;
- k_l y k_{l^*} - número del estrato de suelo, contabilizado a partir de la superficie del suelo hasta la profundidad igual a l o $l^* = 0,2[1 + 4th(10/l)]l$
- $c_{p,k}$ - resistencia elástica del suelo en la superficie lateral del pilote en el estrato k
- l_k - espesor del estrato k del suelo;
- c_0 - coeficiente igual a 10000 kN/m^3 (1000 T/m^3);
- l - profundidad de hincado del pilote en el suelo, m;
- l_0 - distancia de la base del cabezal hasta la superficie del suelo, m; para cabezal bajo $l_0 = 0$.
- N - número de pilotes;
- E_b - módulo de elasticidad del material del pilote, kPa (T/m^2);
- A_b - área de la sección transversal del pilote, m^2
- u - perímetro de la sección transversal del pilote m
- C_z^* - coeficiente de compresión elástica uniforme en el extremo inferior del pilote, kN/m^3 (T/m^3);
- b_0 - coeficiente (m^{-1}) asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas 1,5. El valor de este coeficiente se duplica para pilotes hincados;
- E - módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación, kPa (T/m^2), determinadas por la Norma Rusa SNIP 2.02.01-83 o en forma experimental;
- $A_{10} = 10M^2$;

A - área de la base de la cimentación (m^2), asumida como el área mayor de la parte inferior de la sección transversal del pilote.

Para las vibraciones horizontales de la cimentación con pilotes:

$$m_{x,red} = m_r + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,0} \quad (17)$$

$$\beta_x^* = 0,25\beta_z^* \quad (18)$$

$$K_{x,red} = \frac{NE_b I \bar{\alpha}^3}{p} \quad (19)$$

En las fórmulas (17) – (19):

- $m_{x,red}$ - masa asumida de la cimentación con pilotes (T.s2 /m);
 I - momento de inercia de la sección transversal del pilote, m^4
 $\bar{\alpha}$ - coeficiente de deformación elástica del sistema “pilote-suelo”, determinado por la fórmula

$$\bar{\alpha} = 2. \sqrt[5]{\frac{K b_p}{\gamma_c E_b I}} \quad (20)$$

Donde:

- K -coeficiente de proporcionalidad, kN/m^4 (T/m^4) dependiente del tipo de suelo alrededor del pilote y determinado por la tabla 1 de la Norma Rusa SNIP 2.02.03-85.
 b_p -ancho convencional del pilote, m, asumido igual a $b_p = d + 1$, m para pilotes con diámetro 0,8m y más; y para

el resto de dimensiones de la sección del pilote $b_p = 1,5a + 0,5$, m, siendo a el lado mayor.

$$\gamma_c = 3$$

Para pilotes articulados en el cabezal,

$$p = A_0 + 2B_0 I_0 \bar{\alpha} + C_0 (l_0 \bar{\alpha})^2 + \frac{(l_0 \bar{\alpha})^3}{3} \quad (21)$$

Para pilotes empotrados en el cabezal,

$$p = A_0 + \frac{1}{C_0 + I_0 \bar{\alpha}} \{B_0 [(l_0 \bar{\alpha})^2 - B_0] + \frac{(l_0 \bar{\alpha})^3}{3} (C_0 + \frac{I_0 \bar{\alpha}}{4})\} \quad (22)$$

En las fórmulas:

A_0, B_0, C_0 – Coeficiente dependiente de la longitud asumida de hincado del pilote.

$\bar{l} = \bar{\alpha} l$ y de la condición de apoyo de la parte inferior del pilote en el suelo, de acuerdo a la Norma Rusa SNIP 2.02.03-85.

Para las vibraciones horizontal-rotacionales del grupo de pilotes

$$m_{\varphi,red} = m_{x,red} \quad (23)$$

$$\theta_{\varphi,red} = \theta_{\varphi,r} + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{h,i}^2 \quad (24)$$

$$+ \sum_{i=1}^N m_{i,0} r_{h,i}^2$$

$$\theta_{\varphi^0,red} = \theta_{\varphi,red} + h_2^2 m_r \quad (25)$$

$$K_{\varphi,red} = \frac{K_{z,red}}{N} \sum_{i=1}^N r_{h,i}^2 \quad (26)$$

En las fórmulas (23) – (26):

$\theta_{\varphi,r}$ - momento de inercia de la masa del cabezal respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración (T.m.s²);

h_2 - distancia del centro de gravedad de la masa r m hasta la base del cabezal, m;

$r_{h,i}$ - distancia desde el eje i del pilote hasta el eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad de la base del cabezal perpendicular al plano de vibración;

Para las vibraciones rotacionales de la cimentación con pilotes alrededor del eje vertical

$$m_{\psi,red} = m_{x,red} \quad (27)$$

$$\theta_{\psi,red} = \theta_{\psi,r} + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{v,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,0} r_{v,i}^2 \quad (28)$$

$$K_{\psi,red} = \frac{K_{x,red}}{N} \sum_{i=1}^N r_{v,i}^2 \quad (29)$$

En las fórmulas (27) – (29):

$\theta_{\psi,r}$ - momento de inercia de la masa del cabezal respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad del cabezal (T.m.s²);

$r_{v,i}$ - distancia del eje i del pilote, hasta el eje vertical, que pasa por el centro de gravedad del cabezal, m.

En caso que no existan datos experimentales de la amortiguación relativa ε_z x para vibraciones verticales de la cimentación con pilotes, se permite asumir como valor 0,2 para vibraciones establecidas o conocidas y 0,5 para vibraciones

Desconocidas o no establecidas. Los valores de $\xi_x, \xi_\varphi, \xi_\psi$ se determinan por las fórmulas (30) – (32):

$$\xi_x = 0.6\xi_z \quad (30)$$

$$\xi_\varphi = 0.6\xi_z \quad (31)$$

$$\xi_\psi = 0.6\xi_z \quad (32)$$

2.2.6.2. Modelo V.A. Ilichev-Yu.V. Mongolov-V.M Shaevich

Villareal. G. (2009, pp.41-46) afirma que:

Los coeficientes de rigidez de la cimentación con pilotes para la compresión elástica uniforme K_z , desplazamiento elástico uniforme K_x y la rotación elástica K_φ , se determinan por las fórmulas (33) – (35):

$$K_z = nC_1 \quad (33)$$

$$K_x = nC_2 - \frac{n^2 C_3^2}{C_1 \sum_{i=1}^N y_i^2 + nC_4} \quad (34)$$

$$K_\varphi = C_1 \sum_{i=1}^N y_i^2 + nC_4 - n \frac{C_3^2}{C_2} \quad (35)$$

Donde:

n -número de pilotes en el cabezal simétrico;

y_i -distancia del eje de rotación del cabezal, hasta el eje i del pilote;

C_1 -fuerza orientada a lo largo del eje longitudinal i del pilote, que surge debido al asentamiento elástico unitario de la base del cabezal en la misma dirección del eje indicado (fig. 7,a);

C_2 - fuerza orientada perpendicular al eje y que surge debido al desplazamiento elástico unitario del cabezal en la misma dirección (fig. 7,b);

C_3 -momento actuante en el plano que pasa por el eje del pilote y que surge debido al desplazamiento elástico unitario de la base del cabezal en el mismo plano por la normal con el eje del pilote (fig. 7,b);

C_4 -momento actuante en el plano, que pasa por el eje del pilote y que surge debido a la rotación elástica unitaria del cabezal en el mismo plano (fig.7,c,d).

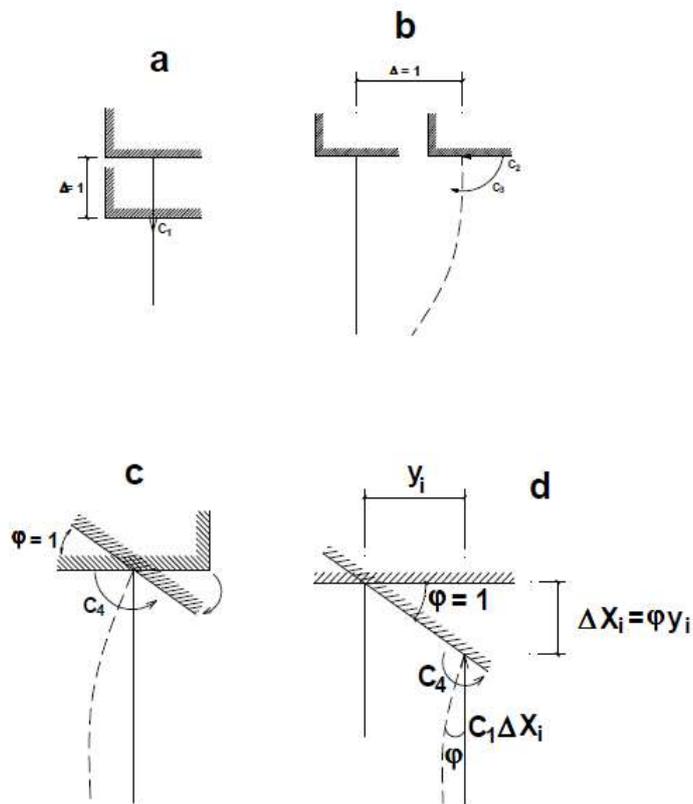


Figura 7. Fuerzas y momentos C_1, C_2, C_3, C_4

Fuente: Villareal. G. 2009 p. 42

Los valores del coeficiente C para pilotes de concreto armado, hincados en arenas arcillosas o arenas expandidas, se determinan de acuerdo a los resultados de ensayos ante cargas estáticas verticales mostradas en la fig. 8.

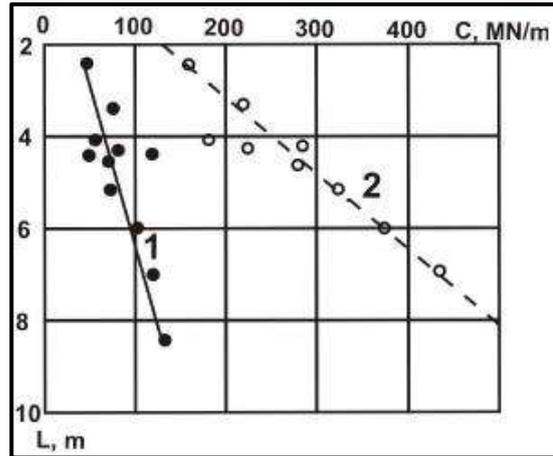


Figura 8. Dependencia del coeficiente C_1 respecto a la profundidad de hincado del pilote (1 y 2 corresponden a los valores experimental y teórico)

Fuente: Villareal. G. 2009 p. 42

El coeficiente C_2 para cabezales bajo y alto se determina por las fórmulas:

Cabezal bajo

$$C_2 = \frac{\alpha^3 EI}{a_2(\xi_0)} \quad (36)$$

Cabezal alto

$$C_2 = \frac{EI}{C_h^y} \quad (37)$$

Donde:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{Kb}{EI}} \quad (38)$$

$$\xi_1 = \alpha \cdot l \quad (39)$$

$$C_h^y = a_h^H - a_h^H C_h^M \quad (40)$$

$$a_h^H = \frac{a_y^H(\xi_0)}{\alpha^3} + \frac{2a_y^M(0)h}{\alpha^2} + \frac{a_\phi^H(0)h^2}{\alpha} + \frac{h^3}{3} \quad (41)$$

$$a_h^M = \frac{a_y^M(0)}{\alpha^2} + \frac{a_\varphi^M(0)h}{\alpha} + \frac{h^2}{2} \quad (42)$$

$$C_h^M = \frac{\alpha a_h^M(0)}{a_\varphi^M(0) + \alpha \cdot h} \quad (43)$$

b - ancho de la sección transversal del pilote;

EI - rigidez a flexión de la sección transversal del pilote.

Los valores de los coeficientes $a_y(\xi)$, $a_\varphi(\xi)$, $a_M(\xi)$, $a_H(\xi)$ para pilotes con el extremo inferior libre, cuando $\xi_1 \geq 2$ están dados en las figuras 14 - 16, para pilotes con el extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado, si $\xi_1 \geq 1$ está dado en las figuras 12 - 14.

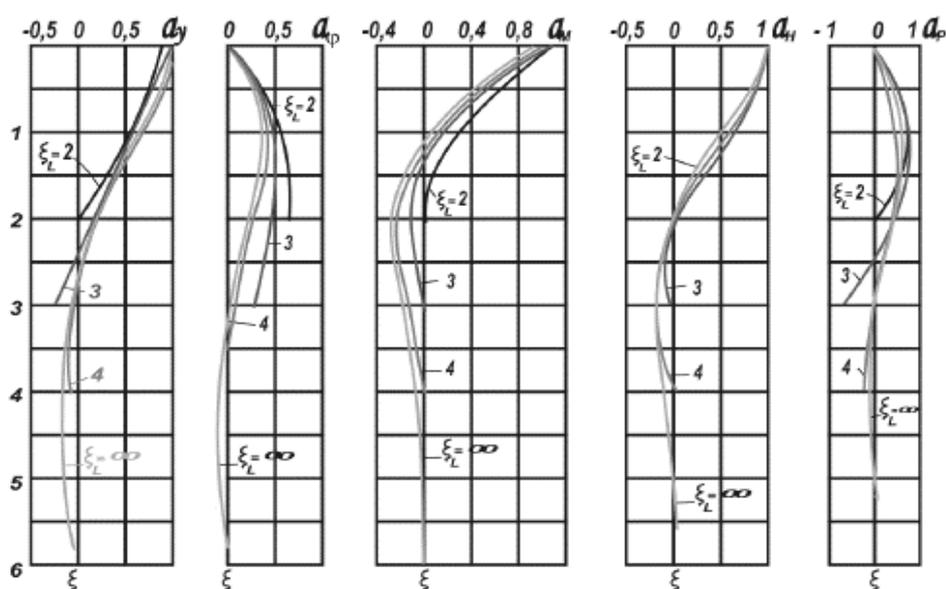


Figura 9. Coeficientes $a_y(\xi)$, $a_\varphi(\xi)$, $a_M(\xi)$, $a_H(\xi)$, $a_p(\xi)$ para pilotes con extremo inferior libre.

Fuente: Villareal. G. 2009 p. 44

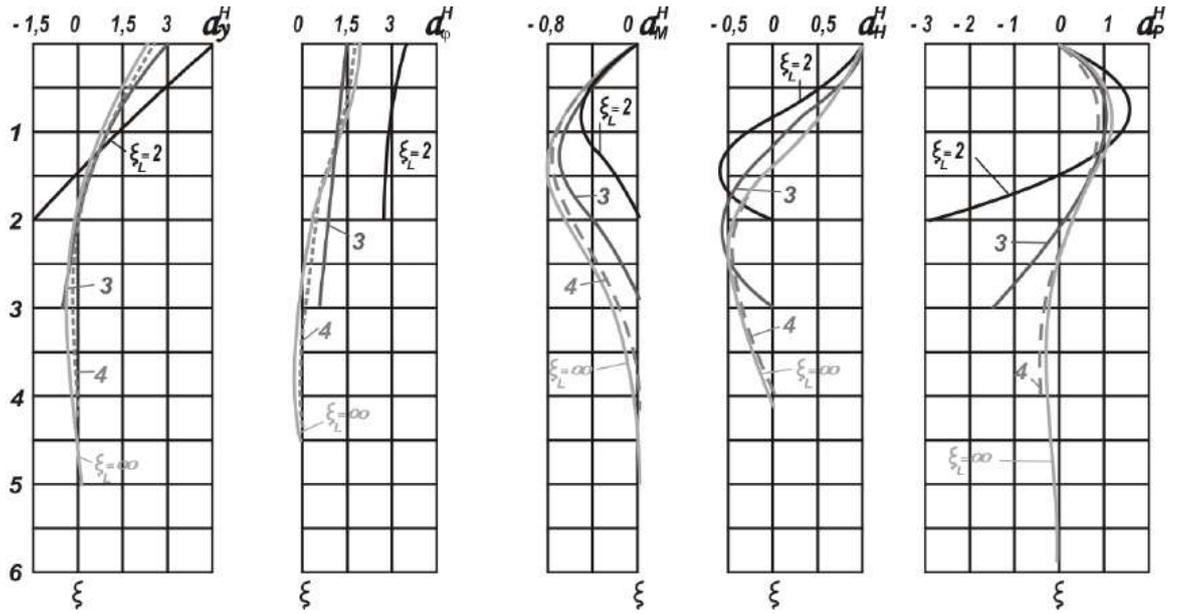


Figura 10. Coeficientes $a_y^H(\xi)$, $a_\phi^H(\xi)$, $a_M^H(\xi)$, $a_\theta^H(\xi)$, $a_p^H(\xi)$ para pilotes con extremo inferior

Fuente: Villareal. G. 2009 p. 44

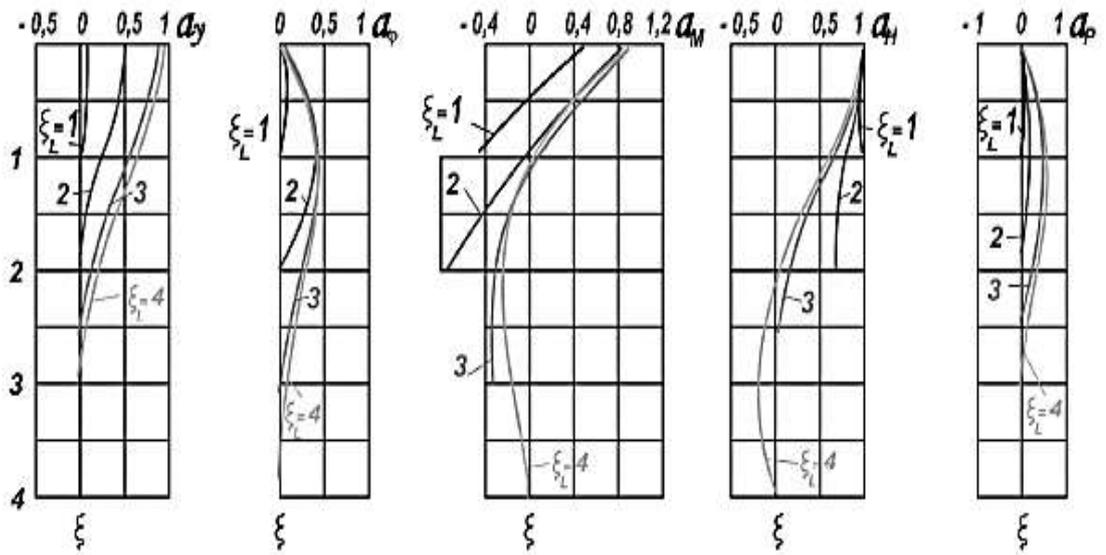


Figura 11. Coeficientes $a_y^M(\xi)$, $a_\phi^M(\xi)$, $a_M^M(\xi)$, $a_H^M(\xi)$, $a_p^M(\xi)$ para pilotes con extremo inferior libre.

Fuente: Villareal. G. 2009 p. 45

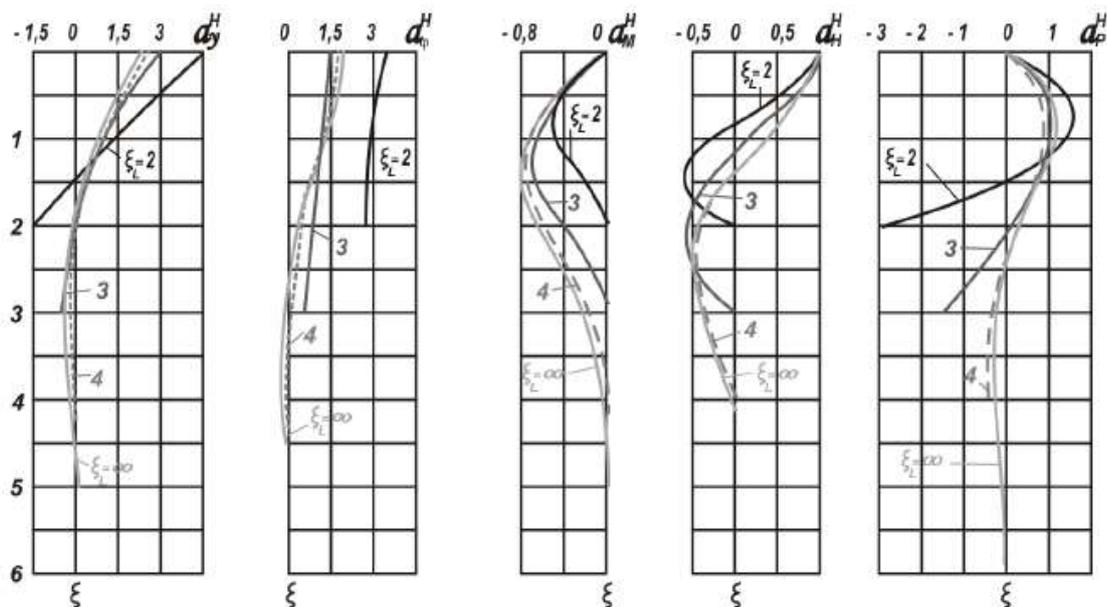


Figura 12. Coeficientes $a_y(\xi)$, $a_\phi(\xi)$, $a_M(\xi)$, $a_H(\xi)$, $a_p(\xi)$ para pilotes con extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado.

Fuente: Villareal. G. 2009 p. 45

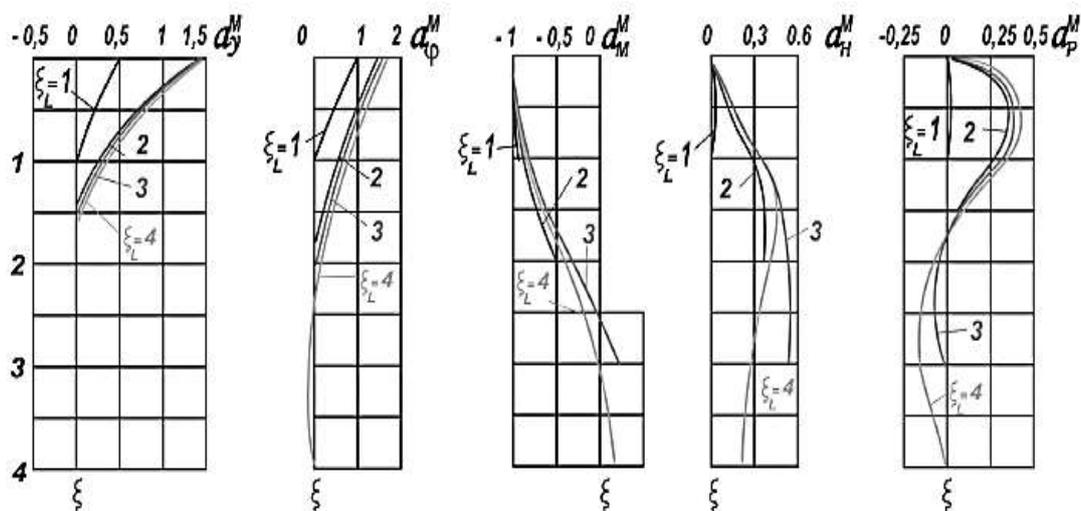


Figura 13. Coeficientes $a_y^H(\xi)$, $a_\phi^H(\xi)$, $a_M^H(\xi)$, $a_H^H(\xi)$, $a_p^H(\xi)$ para pilotes con extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado

Fuente: Villareal. G. 2009 p. 45

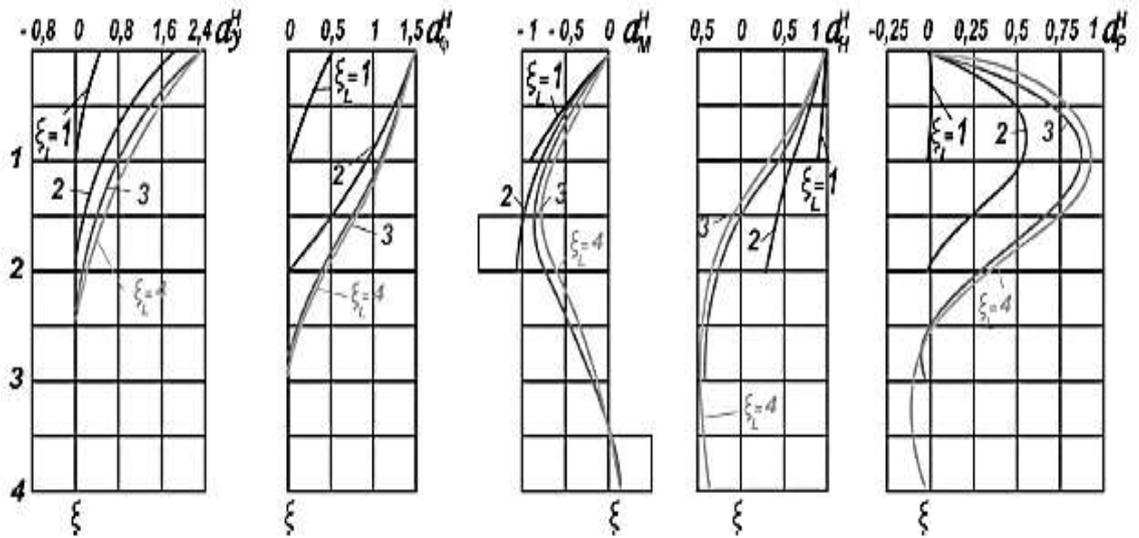


Figura 14. Coeficientes $a_y^M(\xi)$, $a_\phi^M(\xi)$, $a_M^M(\xi)$, $a_H^M(\xi)$, $a_P^M(\xi)$ para pilotes con extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado.

Fuente: Villareal. G. 2009 p. 45

El coeficiente C_3 para cabezales bajo y alto se determina por las fórmulas:

Cabezal bajo

$$C_3 = \frac{a_M(\xi_0)\alpha^2 EI}{a_y(\xi_0)} \quad (44)$$

Cabezal alto

$$C_3 = \frac{c_h^M EI}{a_h^y} \quad (45)$$

El coeficiente C_4 para cabezales bajo y alto se determina por las fórmulas:

Cabezal bajo

$$C_4 = \frac{a_M(\xi_0)\alpha EI}{a_\phi(\xi_0)} \quad (46)$$

Cabezal alto

$$C_4 = \frac{\alpha EI c_h^M}{c_h^M c_\varphi^M(0) - c_\varphi^M(0)h + \frac{\alpha_\varphi^M(0)}{2\alpha} - \frac{\alpha h^2}{2} + \alpha h c_h^y} \quad (47)$$

2.2.6.3. Metodología ASCE

Novak, M. & El Naggar, M.H. (2008, pp.84-117) afirma que:

La presente metodología de cálculo prescribe lo siguiente; determinación de las masas puntuales, coeficientes de rigidez y amortiguación de los pilotes que se ven afectados por la interacción suelo pilote.

Enfoques más recientes consideran la interacción suelo-pilote en términos de mecánica continua y explican la propagación de ondas elásticas. La solución se lleva a cabo utilizando algunos enfoques como; el enfoque continuo (Tajimi, 1969; Kobori , 1977; Novak y Nogami, 1977), el modelo de masa concentrada (Penzien, 1964; Matlock., 1978) y el método de elementos finitos (Kuhlemeyer, 1976; Blaney., 1976; Wolf y von Arx, 1978).

Dichos estudios indican que la interacción dinámica entre el suelo y el pilote modifica la rigidez del pilote, lo que la hace, en general, depende de la frecuencia y genera amortiguación geométrica como en los cimientos poco profundos.

En grupos de pilotes muy separados, el carácter de la rigidez dinámica y la amortiguación se complica aún más por la interacción entre los pilotes individuales conocidos como interacción pilote-suelo-pilote o el efecto de grupo. Es útil por lo tanto para discutir los pilotes individuales primero. Se asumen pequeñas amplitudes y comportamiento lineal en la mayoría de los estudios mencionados.

➤ Pilotes Individuales

El comportamiento dinámico de los pilotes incrustados depende de la frecuencia y las propiedades tanto del pilote

como del suelo. El pilote se describe por su longitud, flexión y rigidez axial, condiciones de la punta y la cabeza, masa y masa. El comportamiento del suelo depende de las propiedades del suelo y su variación con la profundidad y las capas.

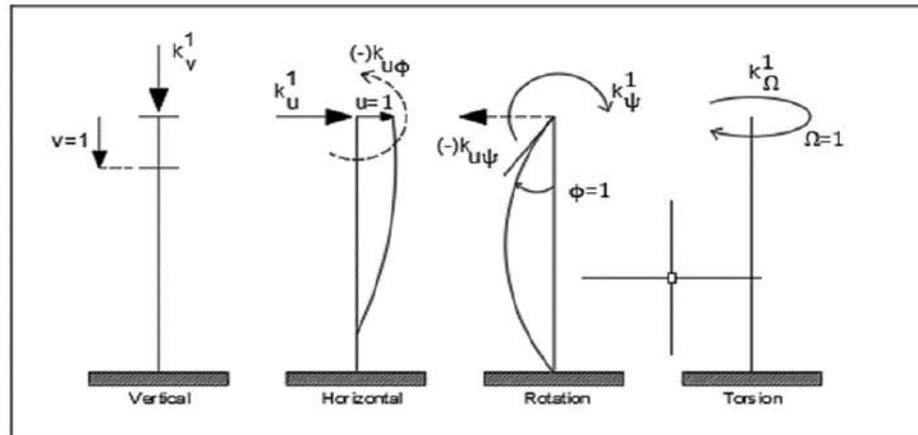


Figura 15. Generación de rigidez del pilote en direcciones individuales

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.85

Al igual que los cimientos poco profundos, la predicción de la respuesta de las zapatas y estructuras apoyadas en el pilote requiere conocimientos sobre la rigidez dinámica y la amortiguación de los pilotes.

Estas propiedades se pueden describir en términos de rigidez compleja (funciones de impedancia) como en la ecuación: $K = K_1 + iK_2$ o por medio de la rigidez verdadera, K_i , y la constante de amortiguamiento viscoso equivalente, C_i , como $K = K + i\omega c$. El único subíndice indica las propiedades de un solo pilote.

Las constantes $k_i = K_1$ y $C_j = K_2 / \omega$, estas constantes se pueden determinar experimentalmente o teóricamente. Se prefiere el último enfoque porque los experimentos, aunque son muy útiles, son difíciles de generalizar. En los enfoques teóricos, la rigidez dinámica se genera al calcular las fuerzas necesarias para producir la vibración de la cabeza del pilote que tiene una única unidad, amplitud en la dirección prescrita (Fig. 20). Tales

estudios teóricos han demostrado (Novak, 1974) que las constantes de rigidez, k_i , y las constantes de la amortiguación viscosa equivalente, C_i , de pilotes individuales se pueden describir para los movimientos individuales de la cabeza del pilote de la siguiente manera:

Traslación vertical:

$$K_v = \frac{E_p A}{R} f_{v1} , \quad C_v = \frac{E_p A}{V_s} f_{v2} \quad (48)$$

Traslación horizontal:

$$K_u = \frac{E_p I}{R^3} f_{u1} , \quad C_u = \frac{E_p I}{R^2 V_s} f_{u2} \quad (49)$$

Rotación de la cabeza del pilote en el plano vertical:

$$K_\psi = \frac{E_p I}{R} f_{\psi1} , \quad C_\psi = \frac{E_p I}{V_s} f_{\psi2} \quad (50)$$

Acoplamiento entre translación horizontal y rotación:

$$K_c = \frac{E_p I}{R^2} f_{c1} , \quad C_c = \frac{E_p I}{R V_s} f_{c2} \quad (51)$$

Torsión:

$$K_\eta = \frac{G_p J}{R} f_{\eta1} , \quad C_\eta = \frac{G_p J}{V_s} f_{\eta2} \quad (52)$$

En estas expresiones, E_p es el módulo de Young del pilote, A e I su área de sección transversal y momento de inercia (segundo momento de área) respectivamente y radio de pilote R o radio equivalente; $G_p J$ es la rigidez torsional del pilote. Finalmente, el símbolo $f_{1,2}$ representa la rigidez adimensional y las funciones de amortiguación cuyo subíndice 1 indica rigidez y 2 indican amortiguación. Estas funciones dependen de los siguientes parámetros adimensionales:

(1) frecuencia adimensional $a_0 = \omega R/V_s$,

(2) la rigidez relativa del suelo y el pilote, que se puede describir mediante la relación de módulo G / E_p o la relación de velocidad $v = V_s / V_c$ en la que V_s = velocidad de onda de corte del suelo y V_c , = velocidad longitudinal (onda P) en el pilote igual a $\sqrt{\frac{E_p}{\rho_p}}$ donde ρ_p = densidad de masa del pilote,

(3) la relación de masa

(4) la relación de esbeltez l / R en la que l = longitud de pilote.

(5) Amortiguación del material tanto del suelo como del pilote.

Finalmente, las funciones f también dependen de la condición de la punta, la fijación de la cabeza y la Variación de las propiedades del suelo y del pilote con la profundidad. Para una consideración matemática precisa de todos estos factores, es necesario el uso de una computadora. Novak y Aboul-Ella (1978) presentaron un método adecuado para tales cálculos y contabilizaron un perfil de suelo arbitrario, y el escritor y Sheta (1980) lo extendieron para incluir la separación del pilote debido a la falta de unión entre el pilote y el suelo.

Sin embargo, todos los factores que afectan la función f no tienen la misma importancia en todas las situaciones. A menudo, algunos de ellos pueden descuidarse, lo que hace posible presentar valores numéricos de funciones f para algunos casos básicos en forma de tablas o gráficos.

El efecto de la frecuencia adimensional se puede ver en la Fig. 16. La rigidez del pilote real disminuye con la frecuencia rápidamente si el suelo es muy débil en relación con el pilote (curva 1). Esto sucede cuando el módulo de cizallamiento del suelo es muy bajo o cuando el pilote es muy resistente.

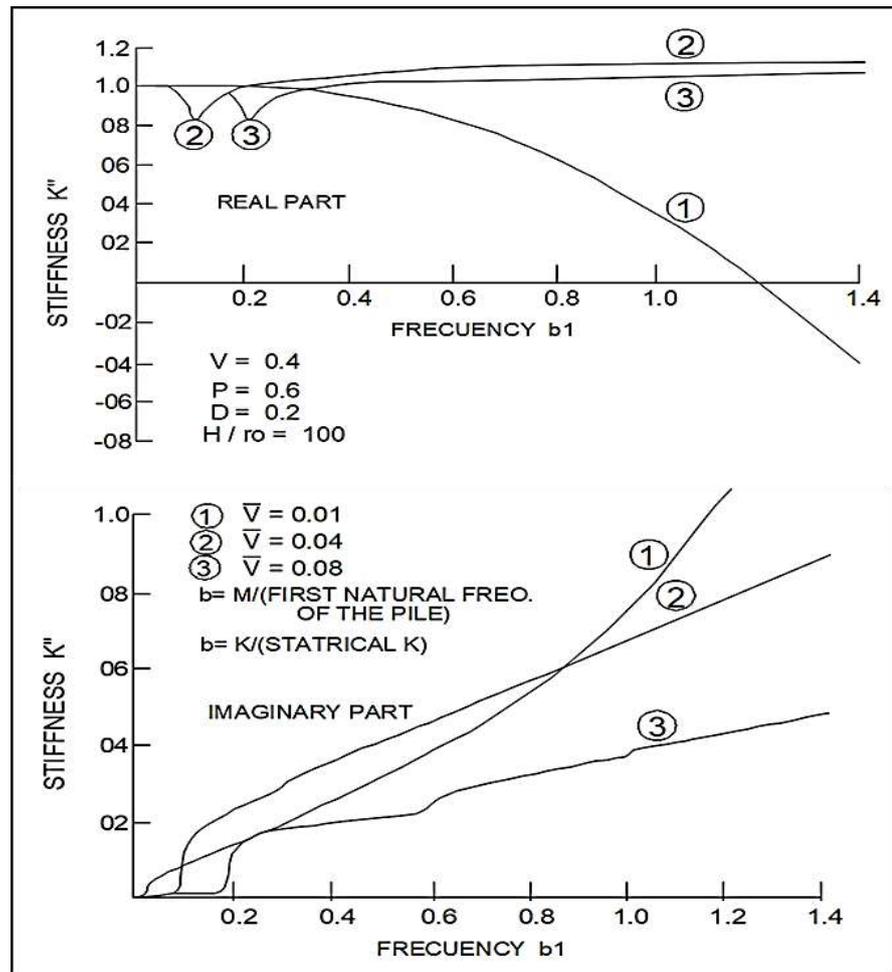


Figura 16. Ejemplo de variación de la rigidez vertical del pilote con la frecuencia y la rigidez del suelo (Nogami y Novak, 1976)

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.88

Para pilotes delgados en suelos promedio, se puede considerar que la rigidez dinámica es prácticamente independiente de la frecuencia como se indica en las curvas 2 y 3. Los canales visibles en las curvas 2 y 3 están causados por las resonancias de la capa del suelo, pero desaparecen completamente para valores más altos de material del suelo amortiguamiento, $\bar{V} = 0$. La parte imaginaria de la rigidez (amortiguación de pilote) crece casi linealmente con la frecuencia y, por lo tanto, puede representarse mediante constantes de amortiguación viscosa

equivalente C_j que también son casi independientes de la frecuencia.

La desaparición de la amortiguación geométrica puede esperarse con bajas frecuencias, capas poco profundas y / o suelo rígido. Además de estas situaciones, las constantes de amortiguamiento viscosas independientes de la frecuencia y las funciones f_2 que las definen son suficientes para aplicaciones prácticas.

La relación de masa PP es otro factor cuyo efecto se limita a casos extremos. La rigidez del pilote y la amortiguación cambian significativamente con la proporción de masa solo para pilotes muy pesadas (Novak y AbouJ-Ella, 1978b).

El efecto de la relación de Poisson es muy débil para la vibración vertical, ausente para la torsión y no muy fuerte para los otros modos de vibración a menos que la relación de Poisson se acerque a 0.5 y las frecuencias sean altas. El efecto de la relación de Poisson en los parámetros $f_{1,2}$, puede reducirse aún más si se utiliza la relación E / E_p en lugar de G / E_p para definir la relación de rigidez.

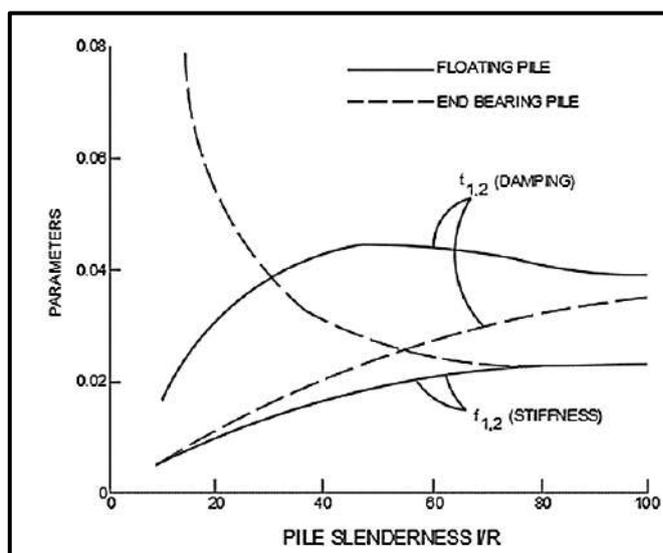


Figura 17. Comparación de la rigidez vertical y los parámetros de amortiguamiento de pilotes flotantes con pilotes de apoyo (Novak, 1977, a $\alpha=0,3$)

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.89

La relación de esbeltez, l/R y la condición de la punta son muy importantes para pilotes cortos, particularmente en la dirección vertical en la que los pilotes son rígidos. Los pilotes flotantes tienen una rigidez más baja pero una mayor amortiguación que los pilotes de cojinetes de extremo (Fig. 17). En la dirección horizontal, los pilotes son muy flexibles y, en consecuencia, los parámetros $f_{1,2}$, se vuelven prácticamente independientes de la esbeltez (longitud) del pilote y la condición de la punta para relaciones l/R mayores que aproximadamente 25 si el medio del suelo es homogéneo (Fig. 18). Si la rigidez del suelo disminuye hacia arriba, como en el medio de Gibson, los parámetros $f_{1,2}$, se nivelan a relaciones l/R más altas.

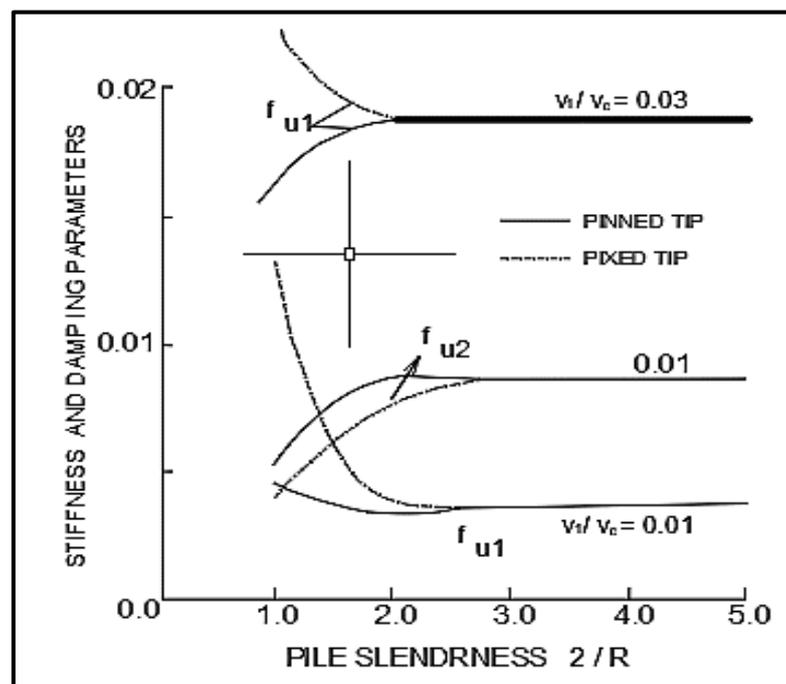


Figura 18. Variación en los parámetros de rigidez y amortiguamiento con esbeltez para puntas fijas y pilotes de puntas fijas (Novak, 1974, $\alpha = 0,3$)

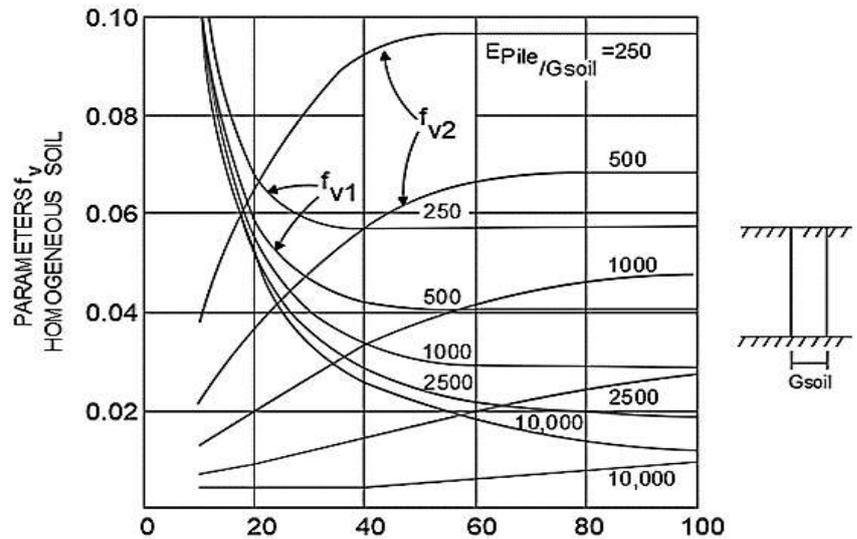
Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.90

Las observaciones anteriores sugieren que los factores más importantes que controlan la rigidez y las funciones de amortiguación $f_{1,2}$, son: la relación de rigidez que relaciona la

rigidez del suelo con la rigidez del pilote, el perfil del suelo y, para la dirección vertical, la condición de la punta.

Con los requisitos descritos anteriormente, los parámetros de rigidez y amortiguamiento $f_{1,2}$, para algunos casos básicos en la Tabla 2 y las Figuras. 19 y 20. Todos los datos se proporcionan para medios homogéneos, así como para la variación parabólica del módulo de corte del suelo con profundidad y pilotes verticales de sección circular. Para otras secciones transversales, se pueden usar los mismos datos después de que se haya establecido un radio de pilote equivalente. La Tabla 2 muestra los parámetros $f_{1,2}$, para traslación horizontal y balanceo para pilotes cuya relación de esbeltez $Z/R \geq 25$. En la respuesta vertical, los parámetros $f_{1,2}$, dependen en gran medida de la esbeltez y la condición de la punta.

La Figura 19 muestra los parámetros verticales para los pilotes de apoyo final, mientras que la Fig. 25 corresponde a los pilotes flotantes (de fricción). Todos los datos se calcularon utilizando el programa PILOTEY2 y son numéricamente exactos para $a_0 = 0.3$, $\rho_p = 1$, $\tan\delta$ (suelo) = 0.05, $\tan\delta$ (pilote) = 0.01. Las funciones $f_{1,2}$, dan los valores para pilotes de cabezas fijadas.



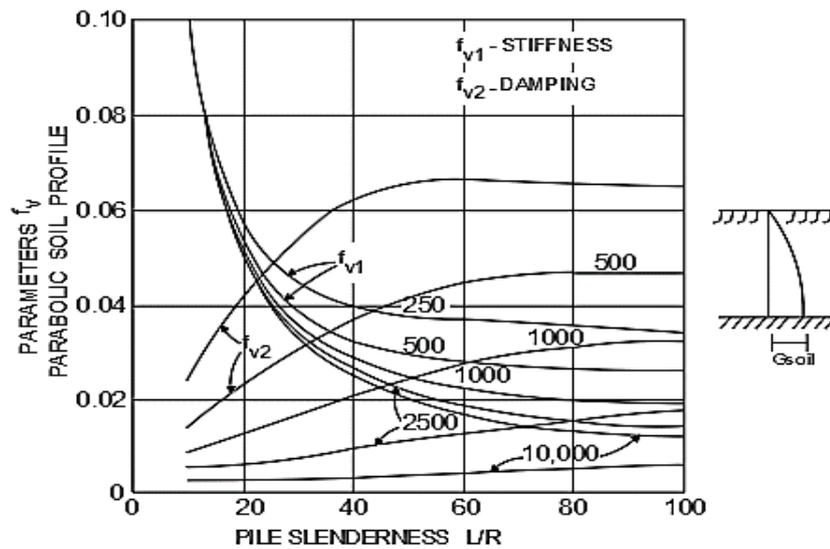


Figura 19. Parámetros de rigidez y amortiguamiento de la respuesta vertical para pilotes de apoyo final.

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.92

Los parámetros de torsión se necesitan con menos frecuencia porque son significativos solo para cajones y grupos pequeños de pilotes muy masivos. Se pueden encontrar en Novak y Howell (1977 I 1978). Los datos dados en la Tabla 2 y en las Figs. 19 y 20 son del artículo de Novak y El Sharnouby (1983) en el que también se describe el efecto de la profundidad limitada del estrato.

Para propiedades más generales del suelo, es decir, estratificación arbitraria, las funciones $f_{1,2}$, deben calcularse utilizando los enfoques mencionados anteriormente. (El programa DYNA5 está disponible)

Tabla 2.

Parámetros de rigidez y amortiguamiento de la respuesta horizontal
($L/R > 25$ para suelo homogéneo y $L/R > 30$ para perfil de suelo
parabólico)

Soil Profile	ν	E_p/G	f_{v1}	f_{c1}	f_{u1}	f_{u1}^P	$f_{\psi 2}$	F_{c2}	f_{u2}	f_{u2}^P
file	0.25	10000	0.2135	-0.0217	0.0042	0.0021	0.1577	-0.0333	0.0107	0.0054
	2500	0.2998	-0.0429	0.0119	0.0061	0.2152	-0.0646	0.0297	0.0154	
	1000	0.3741	-0.0668	0.0236	0.0123	0.2598	-0.0985	0.0579	0.0306	
	500	0.4411	-0.0929	0.0395	0.0210	0.2953	-0.1337	0.0953	0.0514	
	250	0.5186	-0.1281	0.0659	0.0358	0.3299	-0.1786	0.1556	0.0864	
G _{soil} homo	0.4	10000	0.2207	-0.0232	0.0047	0.0024	0.1634	-0.0358	0.0119	0.0060
	2500	0.3097	-0.0459	0.0132	0.0068	0.2224	-0.0692	0.0329	0.0171	
	1000	0.3860	-0.0714	0.0261	0.0136	0.2677	-0.1052	0.0641	0.0339	
	500	0.4547	-0.0991	0.0436	0.0231	0.3034	-0.1425	0.1054	0.0570	
	250	0.5336	-0.1365	0.0726	0.0394	0.3377	-0.1896	0.1717	0.0957	
file parab	0.25	10000	0.1800	-0.0144	0.0019	0.0008	0.1450	-0.0252	0.0060	0.0028
	2500	0.2452	-0.0267	0.0047	0.0020	0.2025	-0.0484	0.0159	0.0076	
	1000	0.3000	-0.0400	0.0086	0.0037	0.2499	-0.0737	0.0303	0.0147	
	500	0.3489	-0.0543	0.0136	0.0059	0.2910	-0.1008	0.0491	0.0241	
	250	0.4049	-0.0734	0.0215	0.0094	0.3361	-0.1370	0.0793	0.0398	
G _{soil} parab	0.4	10000	0.1857	-0.0153	0.0020	0.0009	0.1508	-0.0271	0.0067	0.0031
	2500	0.2529	-0.0284	0.0051	0.0022	0.2101	-0.0519	0.0177	0.0084	
	1000	0.3094	-0.0426	0.0094	0.0041	0.2589	-0.0790	0.0336	0.0163	
	500	0.3596	-0.0577	0.0149	0.0065	0.3009	-0.1079	0.0544	0.0269	
	250	0.4170	-0.0780	0.0236	0.0103	0.3468	-0.1461	0.0880	0.0443	

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. (2008, p.93)

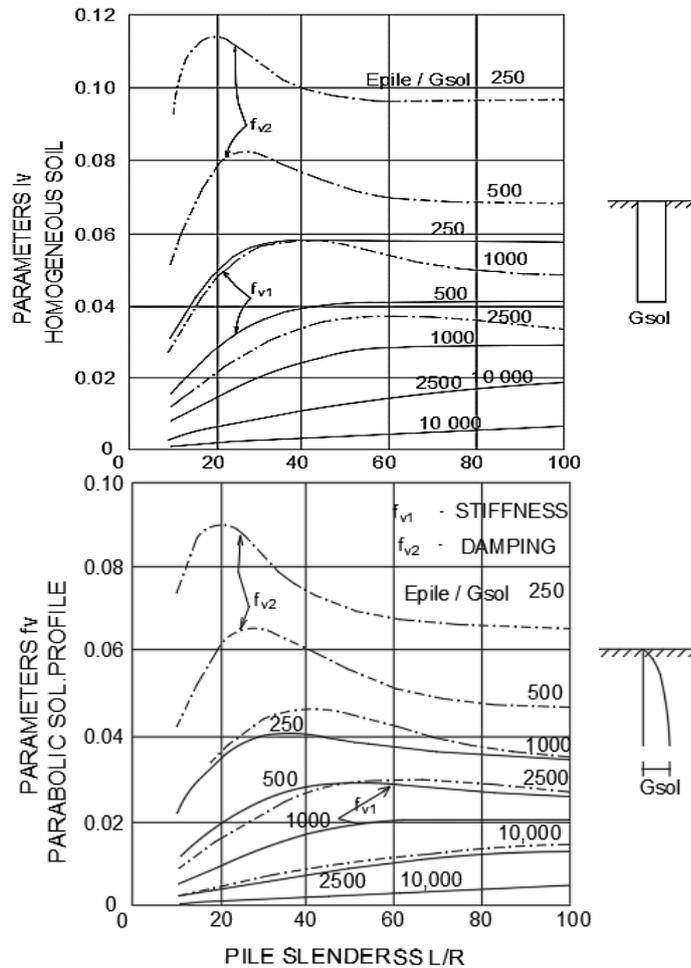


Figura 20. Parámetros de rigidez y amortiguamiento de la respuesta vertical para pilotes flotantes.

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.94

➤ Grupos de pilotes

Los pilotes se utilizan generalmente en grupos. El comportamiento del grupo depende de la distancia entre los pilotes. Cuando la distancia entre los pilotes es grande, digamos veinte veces el diámetro o más, las pilotes no se afectan entre sí y la rigidez, y la amortiguación del grupo son simples sumas de contribuciones de los pilotes individuales. Sin embargo, si los pilotes están muy separados, interactúan entre sí y esta interacción de pilote-suelo-pilote o efecto de grupo ejerce una influencia considerable en la rigidez y la amortiguación del grupo.

Estas dos situaciones básicas pueden ser tratadas por separado.

1. Interacción del pilote descuidado

Cuando el espacio entre los pilotes es grande, su interacción puede descuidarse y la rigidez y la amortiguación del grupo se determinan mediante la suma de las constantes de rigidez y amortiguación de los pilotes individuales. En las direcciones vertical y horizontal esto es directo; para el deslizamiento acoplado y el balanceo, así como para la torsión, la posición del punto de referencia, como el centro de gravedad, CG y la disposición de los pilotes en el plano, entra en juego. Por ejemplo, la rigidez del grupo y la amortiguación en rotación se derivan de las resistencias horizontales, verticales y de momento de los pilotes individuales porque el desplazamiento de la unidad $\psi = 1$ se produce en el punto de referencia (Fig. 21).

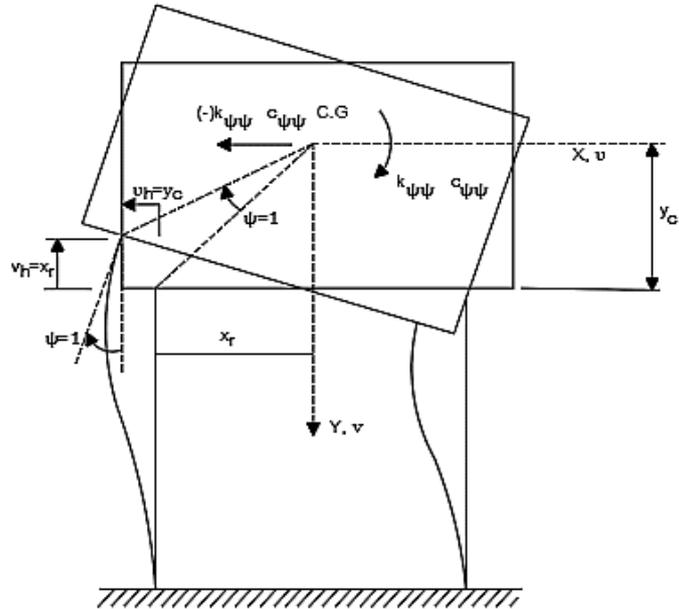


Figura 21. Desplazamientos de pilotes para la determinación de la rigidez y la amortiguación del grupo relacionadas con la reacción $\psi=1$

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.96

En consecuencia, la cabeza del pilote experimenta una traslación horizontal $U_h = Y_{cr}$, una traslación vertical $V_h = X_r$, y la rotación $\psi_h = 1$. Para la rigidez torsional y la amortiguación del grupo, la torsión de la unidad $n = 1$ aplicada en CG tuerce el pilote en el mismo ángulo y traduce la cabeza horizontalmente en una distancia igual a $\sqrt{X_r^2 + Z_r^2}$. Con estas consideraciones, y la notación de las figuras 21 y 22 las constantes de rigidez y amortiguación del grupo de pilotes para las direcciones individuales son las siguientes:

Traslación vertical:

$$K_{vv} = \sum_r k_v \quad (53)$$

$$C_{vv} = \sum_r c_v \quad (54)$$

Traslación Horizontal:

$$K_{uu} = \sum_r k_u \quad (55)$$

$$C_{vv} = \sum_r C_u \quad (56)$$

Rotación de la tapa en el plano vertical:

$$K_{\psi\psi} = \sum_r (k_\psi + k_v x_r^2 + k_u y_c^2 - 2k_c y_c) \quad (57)$$

$$C_{\psi\psi} = \sum_r (C_\psi + C_v x_r^2 + C_u y_c^2 - 2C_c y_c) \quad (58)$$

Acoplamiento entre traslación horizontal y rotación:

$$K_{u\psi} = k_{\psi u} = \sum_r (k_c - k_u y_c) \quad (59)$$

$$C_{c\psi} = k_{\psi u} = \sum_r (C_c - C_u y_c) \quad (60)$$

Torsión sobre el eje vertical:

$$K_{\eta\eta} = \sum_r [k_\eta + k_u (x_r^2 + z_r^2)] \quad (61)$$

$$C_{\eta\eta} = \sum_r [C_\eta + C_u (x_r^2 + z_r^2)] \quad (62)$$

La suma se extiende sobre todos los pilotes. Las distancias X_n , Z_r y Y_c se refieren al punto de referencia como se indica en la Fig. 21 Las constantes torsionales K_n y C_n generalmente pueden ser descuidadas.

Si las cabezas de pilote están ancladas, $K_\psi = K_c = 0$ y $C_\psi = C_c = 0$ en las fórmulas anteriores y K_u , debe evaluarse para los pilotes de cabeza clavada. Solo las constantes

verticales marcadas con v son las mismas para las cabezas fijas y fijas.

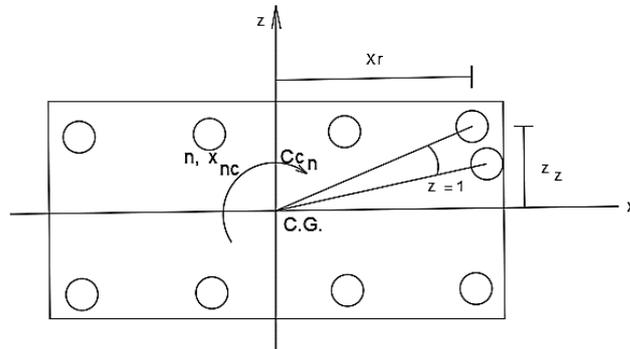


Figura 22. Desplazamientos de pilotes para la determinación de la rigidez del grupo y la amortiguación en torsión n .

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.98

2. Se considera la interacción del pilote

Cuando los pilotes están muy separados, interactúan entre sí porque el desplazamiento de un pilote contribuye a los desplazamientos de otros. El estudio de estos efectos requiere la consideración del suelo como continuo. Para las cargas estáticas, la investigación pionera en este campo ha sido realizada por Poulos, quien publicó sus resultados en varios artículos (por ejemplo, 1968, 1971, 1974, 1-979) y en una extensa monografía (Poulos y Davis, 1980). Banerjee (1978) y Butterfield y Banerjee (1971) informaron otros datos sobre los efectos de interacción estática. Estos estudios indican que los principales resultados de la interacción estática de pilotes son un aumento en el asentamiento del grupo, la redistribución de las tensiones de los pilotes y, con tapas rígidas, la redistribución de las cargas de los pilotes.

Los estudios de interacción dinámica pilote-suelo-pilote son recientes y pocos en número. Se han utilizado varios enfoques, todos ellos limitados a la elasticidad lineal: el método de elementos finitos (Wolf y von Arx, 1978, 1981), una solución semi-analítica (Waas y Hartmann, 1981), el procedimiento integral de límites (Aubry y Chapel, 1981) y soluciones analíticas aproximadas (Nogami, 1980 y Sheta y Novak, 1982). Estos estudios sugieren una serie de observaciones; Los efectos dinámicos de grupo son profundos y difieren considerablemente de los efectos estáticos de grupo. Rigidez dinámica y amortiguación de pilotes.

Los grupos varían con la frecuencia y estas variaciones son más dramáticas que con pilotes individuales. La rigidez y la amortiguación del grupo se pueden reducir o aumentar mediante la interacción pilote-suelo-pilote.

Estos efectos se pueden demostrar si la rigidez y la amortiguación del grupo se describen en términos de la relación de eficiencia del grupo que GE define como:

$$\text{Eficiencia grupal} = \frac{\text{rigidez de grupo}}{\text{suma de rigideces de pilotes individuales}}$$

$$\text{i. e. GE} = K_{\text{grupal}} / \sum k_r$$

Donde k_r es la rigidez de los pilotes individuales considerados aisladamente. Cuando los efectos de interacción pilote-suelo-pilote están ausentes, $GE = 1$. La amortiguación de la eficiencia del grupo se puede definir de la misma manera.

Para el grupo básico de dos pilotes, la eficiencia del grupo de la rigidez vertical de dos pilotes extremos se presenta en la (Fig. 23). La relación de eficiencia se muestra para

diferentes frecuencias adimensionales y diferentes dimensiones de separación adimensional en la que S es la distancia entre las pilotes y D su diámetro. La eficiencia estática calculada por medio de los resultados de Poulos (1974) también se grafica para comparación. A muy bajas frecuencias. Como $a_0 = 0.01$, la eficiencia del grupo dinámico aumenta monótonamente al igual que la eficiencia del grupo estático. Sin embargo, a medida que aumenta la frecuencia, la eficiencia del grupo comienza a fluctuar sobre la unidad. Esta fluctuación es aún más fuerte para la amortiguación para la cual la eficiencia del grupo puede ser mucho mayor o mucho menor que la unidad (Fig. 24). La zona debilitada alrededor del pilote, caracterizada por la relación G_m / G y t_m / R , en la que G_m y t_m son el módulo de cizallamiento y el espesor de la zona debilitada, tiene una fuerte influencia en la amortiguación.

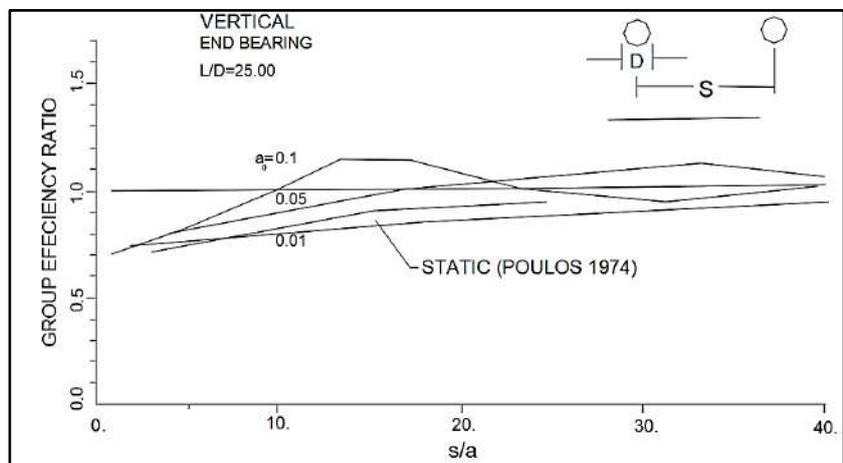


Figura 23. Eficacia grupal de la rigidez vertical de dos pilotes de apoyo para la separación de pilote variable (s/d) y diferentes frecuencias (a_0) (Sheta y Novak, 1982).

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.101

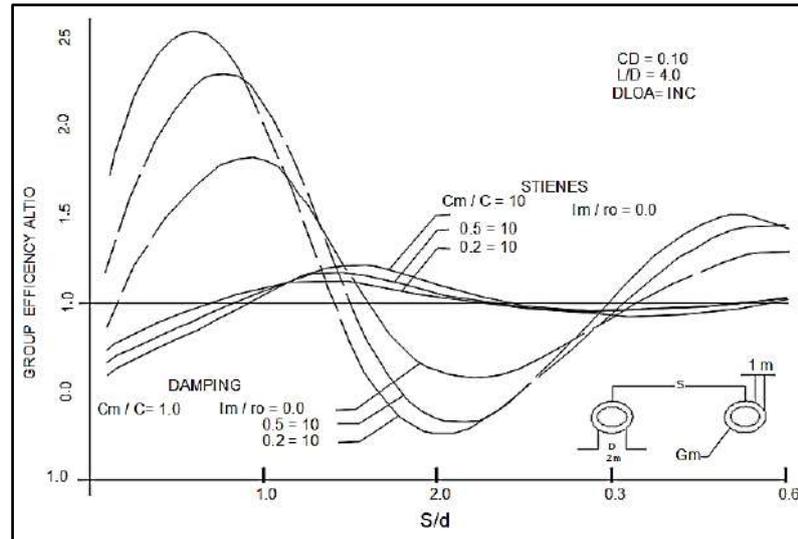


Figura 24. Eficacia grupal de la rigidez vertical y la amortiguación de dos pilotes flotantes para diferentes separaciones y zonas debilitadas alrededor de los pilotes.

Otra característica notable del comportamiento dinámico de los grupos de pilotes es la variación oscilatoria de la rigidez y la amortiguación con la frecuencia (figura 25). Las curvas numeradas 4 y 5 se calcularon incluyendo la interacción pilote-suelo-pilote, mientras que para las otras curvas se descuidó esta interacción. Se consideraron diferentes perfiles de suelo, así como un Medio compuesto del suelo que incorpora la zona debilitada (curvas 5). Esta zona reduce los picos agudos observados en el medio homogéneo (curva 4) pero no los elimina. Obviamente, los efectos dinámicos de grupo son bastante complejos y no existe una forma sencilla de aliviar estas complejidades. El uso de programas informáticos adecuados parece ser necesario para describir la rigidez y la amortiguación de un grupo dinámico en un amplio rango de frecuencias.

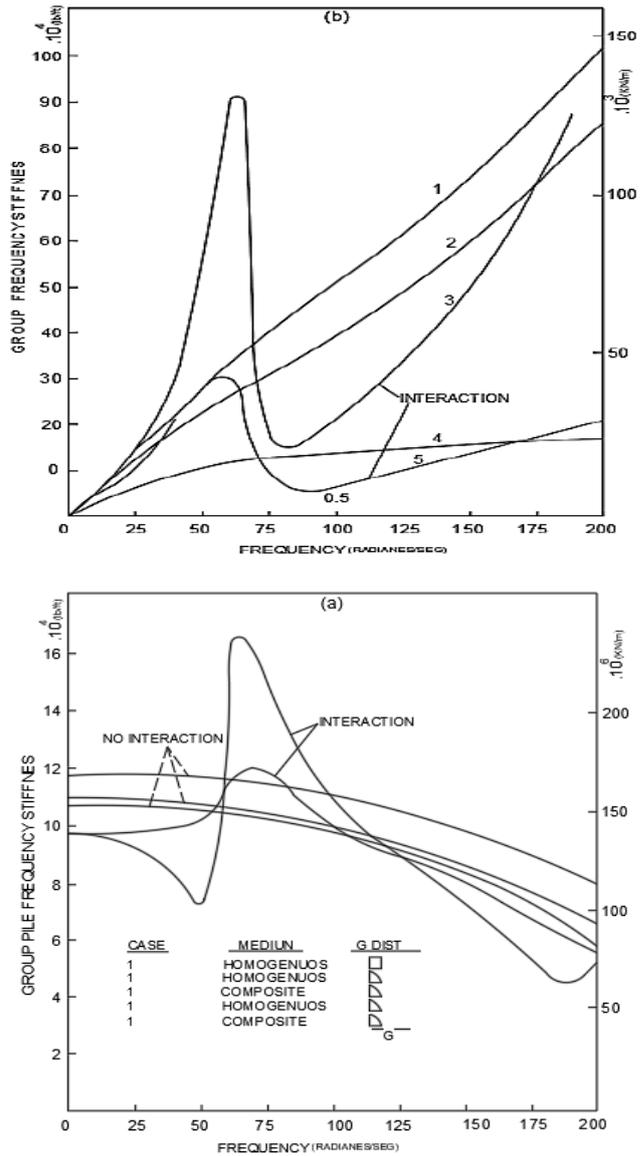


Figura 25. Variación de (a) Rigidez y (b) Amortiguación de Grupo de Cuatro Pilotes con Frecuencia y Perfil de Suelo (Sheta y Novak, 1982).

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.103

Evaluación de la rigidez del grupo utilizando coeficientes de interacción estática

También se debe realizar un análisis preciso del comportamiento estático de los grupos de pilotes utilizando un programa informático adecuado, es decir, Poulos y Randolph (1982), El Sharnouby y Novak (1985). Sin

embargo, un análisis aproximado simplificado adecuado para el cálculo manual puede formularse sobre la base de factores de interacción, introducidos por Poulos (1971).

Los factores de interacción se derivan de las deformaciones de dos pilotes igualmente cargadas y dan el aumento fraccionario en la deformación de un pilote debido a la deformación de un pilote vecina igualmente cargada. La flexibilidad y la rigidez se establecen mediante la superposición de la interacción entre pares individuales de pilotes en el grupo. La aproximación proviene de descuidar el efecto de rigidez de los otros pilotes al evaluar los factores. La precisión del enfoque parece adecuada, al menos para grupos pequeños y moderadamente grandes (Poulos y Randolph, 1982, El Sharnouby y Novak, 1985).

Los factores de interacción para la carga axial y lateral se pueden encontrar en forma de gráficos en Poulos y Davis (1980). Algunos de ellos se muestran en las Figs. 26 y 27.

La figura 26 muestra los factores de interacción para la dirección vertical, " α_v ", para tres valores de la relación longitud a diámetro, l/d . La variación de la rigidez del suelo con la profundidad se explica por la relación $\rho =$ el módulo de corte promedio, el módulo de Gave / cortar en la base del pilote y G_1 . La rigidez relativa del pilote y el suelo se define por la relación de rigidez $\lambda = EP/G_1$ ". Existe una relación aproximadamente lineal entre " α_v " e $\lg(s/d)$. Para $\lambda \approx 500$ ", típico de las estructuras costa afuera, " α " se puede estimar a partir de la fórmula (Randolph y Poulos, 1982).

$$\alpha_v = \frac{0.5 \ln(l/s)}{\ln\left(\frac{l}{dp}\right)} \quad \text{for } s \leq l \quad (63)$$

Para la carga lateral, el comportamiento del pilote depende de la longitud de $4L-h$ de la parte superior del pilote que se deforma apreciablemente bajo la carga lateral. Esta longitud crítica se puede estimar como (ver Randolph, 1981).

$$l_c = 2R \left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{2/7} \quad (64)$$

En la que R = radio del pilote y G_c = el valor promedio del módulo de corte del suelo en la longitud crítica, " l_c ". Pueden ser necesarias algunas iteraciones para encontrar los valores correspondientes de " G_c ". y " l_c ". Defina más " ρ_c " como la relación $\rho_c = \frac{G_{l_c/4}}{G_c}$ en la que $G_{l_c/4}$ es el módulo de corte en la profundidad " $z=l_c/4$ ". Luego, los factores de interacción para la traslación horizontal, u , y la rotación, ψ , pueden estimarse como (Randolph y Poulos, 1982).

$$\begin{aligned} \alpha_{uf} &= 0.6\rho_c \left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{1/7} \frac{R}{S} (1 + \cos^2 \beta) \\ \alpha_{uh} &= 0.4\rho_c \left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{1/7} \frac{R}{S} (1 + \cos^2 \beta) \\ \alpha_{\psi H} &= \alpha_{uh}^2, \alpha_{\psi M} = \alpha_{uh}^3 \end{aligned} \quad (65)$$

En el que un factor de interacción α_{uf} = horizontal para pilotes de cabeza fija (no se permite la rotación de la cabeza); α_{uh} = factor de interacción horizontal debido a la fuerza horizontal (rotación permitida); $\alpha_{\psi H}$ = rotación debida a la fuerza horizontal y $\alpha_{\psi M}$ = rotación debida al momento. Finalmente, el ángulo entre la dirección de la carga y la línea que conecta los centros del pilote (Fig. 27) Cuando el factor de interacción, α_{uf} , calculado excede $1/3$, su valor debe reemplazarse por:

$$\alpha' = 1 - \frac{2}{\sqrt{27\alpha}} \quad (66)$$

Esta corrección se realiza para evitar $\alpha \rightarrow \infty$ cuando $s \rightarrow 0$.

Ecs. 64 y 65 y los gráficos permiten corregir la rigidez del grupo dada por las ecuaciones. 53 a 62 para los efectos de interacción utilizando los factores de interacción como coeficientes de flexibilidad normalizados por la flexibilidad del pilote aislado $f = 1 / k$.

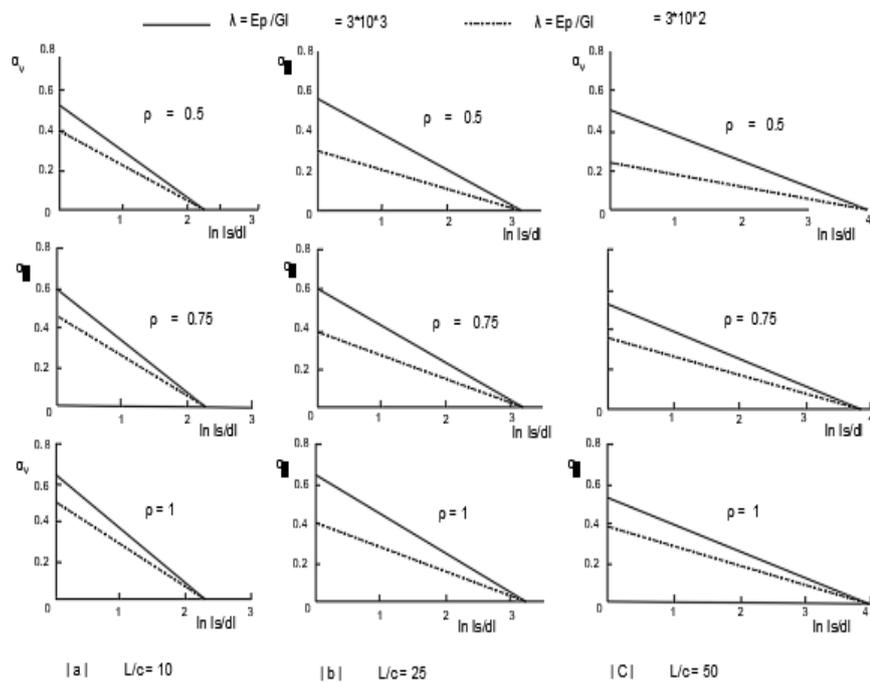


Figura 26. Factores de interacción para pilotes cargados verticalmente (Poulos, 1979).

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.106

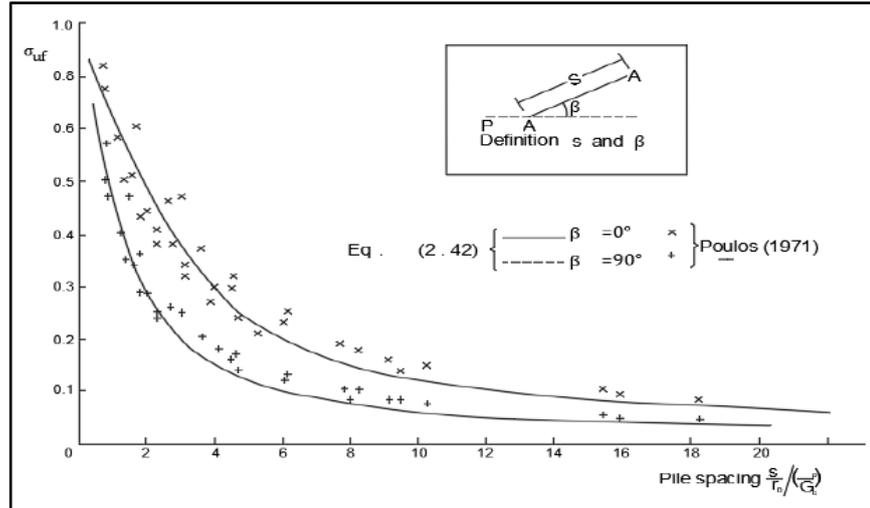


Figura 27. Factores de interacción para pilotes de carga fija cargados horizontalmente (Randolph y Poulos, 1982).

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.107

Para la rigidez vertical de un grupo de pilotes simétricos, una fórmula muy simple resulta de esta consideración si se supone que todos los pilotes llevan la misma carga. Entonces, la rigidez del grupo se puede estimar como:

$$K_{vv} = \frac{\sum_r k_v}{\sum_r \alpha_v} \quad (67)$$

En la que k_v , es la rigidez vertical del pilote aislado, y α_v son los actores de interacción entre un pilote de referencia, i y r con $r = 1, 2, \dots, n$ donde n es el número de pilotes. El pilote de referencia no debe estar en el centro ni en la periferia y tiene $\alpha_{ij} = 1$. Si se asume una tapa rígida que implica los mismos desplazamientos para todos los pilotes, pero diferentes rigideces individuales, se obtiene una fórmula algo diferente (Novak, 1979), es decir:

$$K_{vv} = K_v \sum_i \sum_r \varepsilon_{ir} \quad (68)$$

En donde ε_{ir} son los elementos de la matriz invertida, $[\alpha_{ij}]^{-1} = [\varepsilon_{ir}]$ de todos los factores de interacción, α_{ir} . Esta

matriz $[\varepsilon_{ir}]$ enumera los factores de interacción a entre dos pilotes cualquiera y todos los diagonales $a_{ii} = 1$. La diferencia entre los resultados obtenidos por las Ecuaciones. 67 y 68 es por lo general no es bueno.

Para la rigidez horizontal, la corrección aproximada se puede hacer de una manera similar, utilizando factores α_{uf} o α_{uh}

Para la rotación de una tapa rígida delgada, la rigidez de balanceo proviene principalmente de la rigidez vertical de los pilotes. Esta parte de la rigidez del grupo se hace (Novak, 1979).

$$K_{\psi\psi} = K_v \sum_i \sum_r \varepsilon_{ir} X_i X_r \quad (69)$$

En la que \mathbf{X} es la distancia horizontal del pilote desde el eje de rotación. Para gorras gruesas, estas correcciones se pueden introducir en la Ecuación. 57

Para la torsión de la tapa, ignorando la contribución de la torsión del pilote individual, la rigidez del grupo se puede escribir de manera análoga como:

$$K_{\eta\eta} = K_u \left(\sum_i \sum_r \varepsilon_{ir(x)} Z_i Z_r + \sum_i \sum_r \varepsilon_{ir(z)} X_i X_r \right) \quad (70)$$

Donde x y z son las coordenadas de pilote; si $\alpha_{ir(x)}$ y $\alpha_{ir(z)}$ horizontal factores de interacción entre los pilotes i y r en la dirección X y Z , respectivamente, son los elementos en $[\varepsilon_{ir}] = [\alpha_{ir}]^{-1}$.

Otro acercamiento a la aplicación de los factores de interacción a la rigidez. Randolph y Poulos (1982) formularon la evaluación y presentaron fórmulas

especialmente adecuadas para los grupos de pilotes en alta mar.

Ejemplos del efecto grupal sobre la relación de eficiencia evaluada mediante Ecuaciones. 68 a 70 se muestran en las Figs. 28.

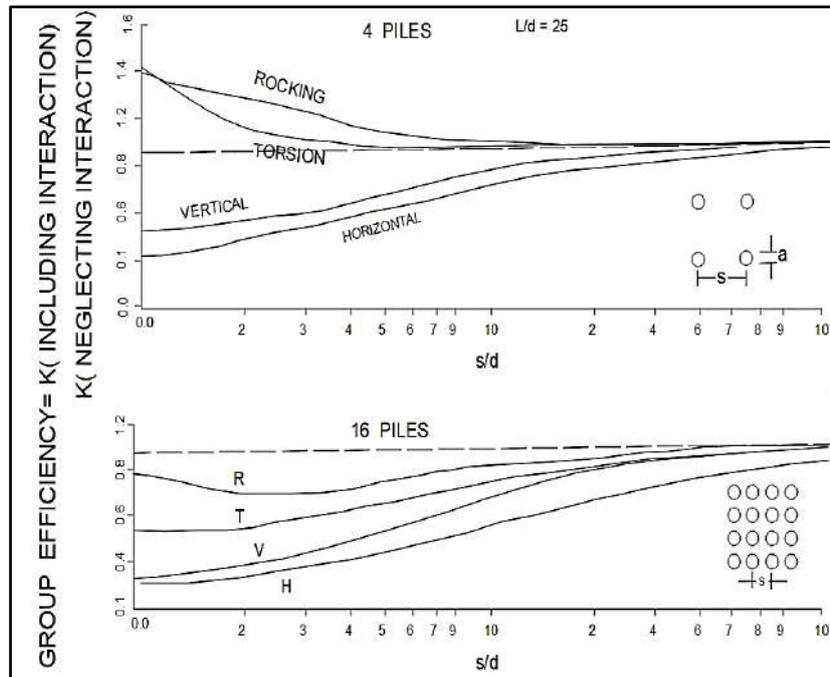


Figura 28. Relación de eficiencia de grupo estático para grupos de 4 y 16 pilotes: Vertical, Modos horizontal, torsional y oscilante (Novak, 1979).

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.109

El procedimiento estático no ofrece ninguna guía sobre el efecto de la interacción en la amortiguación de grupo. Las indicaciones son que la interacción grupal generalmente aumenta la relación de amortiguamiento (no necesariamente la constante de amortiguamiento c). Para tener en cuenta esto aproximadamente, las constantes de amortiguamiento de grupo pueden tomarse como:

$$C_{vv} \cong \sum_i C_r$$

Se puede obtener una mejor estimación utilizando los factores de interacción dinámica que se analizan a continuación. Discusión adicional de las fórmulas anteriores para la rigidez del grupo de pilote se dará más adelante.

Evaluación de los efectos de grupo usando coeficientes de interacción dinámica.

Para extender el enfoque de los factores de interacción a situaciones dinámicas, Kaynia y Kausel (1982) presentaron cuadros para la interacción dinámica. En la solución, las reacciones del suelo que actúan sobre los pilotes se evaluaron numéricamente. El factor de interacción dinámica. Es un número complejo adimensional, dependiente de la frecuencia, $\alpha_{ij} = \alpha_{ir(1)} + i\alpha_{ij(2)}$ definido como:

$$\text{factor de Interacion} = \frac{\text{Desplazamiento Dinamico de pilote 2}}{\text{Desplazamiento Estatico de pilote 1}}$$

En el que el desplazamiento del pilote 2 es causado por una carga armónica unitaria del pilote 1 y el desplazamiento estático del pilote 1 se establece para un pilote aislado. El desplazamiento significa una traslación o una rotación. Estos factores de interacción dinámica se utilizan en asociación con la rigidez y la amortiguación de los pilotes individuales indicadas anteriormente de la misma manera que lo son los factores de interacción estática. Ejemplos de los factores de interacción dinámica se dan para un rango limitado de parámetros en las figuras 29 y 30. El carácter oscilatorio de las curvas de interacción es de nuevo evidente. Los factores de interacción

mostrados en las figuras. 29 y 30 se pueden utilizar en lugar de factores de interacción estáticos en las Ecuaciones 67 y 68. Esta sustitución produce rigideces de grupo complejas, $k = k_1 + ik_2$ cuya parte imaginaria define el grupo constante de amortiguación $c = k_2/\omega$. A menudo se obtiene un aumento de la amortiguación y una fuerte variación con la frecuencia. Una derivación de todas las constantes complejas de rigidez incluyendo, Novak y Mitwally (1987) describen los términos de acoplamiento para tapas flexibles, tapas rígidas y pilotes con separación (separación). En este documento, las fórmulas de formulario cerrado para agrupar la rigidez análoga a las Ecuaciones. 68 a 70 se derivan.

Por ejemplo, de forma análoga a la Ec. 68, la rigidez del grupo dinámico vertical es:

$$K^G = \bar{K} \sum_i \sum_r \varepsilon_{ir} \quad (71)$$

Donde k es la rigidez estática de un pilote simple y ε_{ir} son los elementos de la matriz invertida $[\alpha]^{-1} = [\varepsilon]$. en el que la matriz $[\alpha]$ enumera todos los factores de interacción dinámica complejos entre dos pilotes cualquiera en el grupo. Para vibraciones puramente horizontales, la Ecuación 71 también es válida.

Las Ecuaciones 67 y 68 se mantienen tanto para la rigidez vertical como para la rigidez horizontal con los valores pertinentes sustituidos. Ec. 67, que es fácil de usar, es preciso si todos los pilotes tienen la misma carga; de lo contrario, se puede utilizar como aproximado suponiendo que las cargas del pilote son iguales. En este último caso, los resultados dependen algo de la elección del pilote de

referencia. Las Ecuaciones 68 a 70 son precisas para los casquillos rígidos, pero requieren inversiones matriciales.

Para ilustrar aún más cómo la solución más simple por Ec. 67 está formulado para El análisis dinámico considera un grupo de n pilotes cuyos desplazamientos y cargas son idénticos. Como en el caso de un grupo doblemente simétrico de cuatro, con carga armónica vertical (horizontal) en cada pilote, $P_i \exp(i\omega t)$. Definir los factores de interacción dinámica complejos $\alpha = \alpha_1 + i\alpha_2$ como en las Figuras 29 y 30, es decir,

$$\alpha_{ij} = \frac{f_{ij}}{\bar{f}}$$

Donde f_{ij} , es la desviación dinámica compleja del pilote i debido a la carga armónica del pilote j e \bar{f} es la desviación estática de un pilote único debido a su propia carga. Supongamos además que el Las desviaciones f_{ij} y \bar{f} corresponden a una unidad de carga y son, por lo tanto, coeficientes de flexibilidad.

La respuesta total de cada pilote es la suma del desplazamiento debido a su propia carga, v_{11} , y los desplazamientos causados por la carga de los otros pilotes V_{ij} , Al omitir el factor de tiempo común, $\exp(i\omega t)$, el desplazamiento total de un pilote se puede escribir como:

$$\begin{aligned} V &= v_{11} + v_{12} + v_{13} + \dots + v_{in} = P_i(f + \bar{f} \alpha_{12} + \bar{f} \alpha_{13} + \dots + \bar{f} \alpha_{1n}) \\ &= P_i \bar{f} (f' + \alpha_{12} + \alpha_{13} + \dots + \alpha_{1n}) \end{aligned}$$

Donde, $f = f / \bar{f}$ es la relación entre la flexibilidad dinámica y la flexibilidad estática con $f = 1 / K =$ la inversa de la impedancia compleja de pilote simple, K .

Para la definición de rigidez de grupo, todos los desplazamientos de pilote $v \equiv 1$. Entonces, la fuerza en un pilote P_i , es igual a la rigidez de un pilote, es decir;

$$P_i = k_1 = \frac{1}{f} \frac{1}{f' + \sum_{j=2}^n \alpha_{1j}}$$

La rigidez del grupo es una suma de las rigideces individuales del pilote. Presentamos la rigidez estática de un solo pilote. $k = l / \bar{f}$, la rigidez compleja de un grupo de n pilotes se convierte en:

$$K^G = \frac{n\bar{k}}{f' + \sum_{j=2}^n \alpha_{1j}} = n\bar{k} \left(\frac{a}{a^2 + b^2} - i \frac{a}{a^2 + b^2} \right) \quad (72)$$

En el cual:

$$a = f'_{(1)} + \sum_{j=2}^n \alpha_{1j(1)}, \quad b = f'_{(2)} + \sum_{j=2}^n \alpha_{1j(2)}$$

Donde los subíndices (1) y (2) indican las partes reales e imaginarias de f' y α_{1j} respectivamente. De K^G , la verdadera rigidez del grupo sigue como $k^G = \text{Re } k^G$ y el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente $C^G = \text{Im } k^G / \omega$.

Las fórmulas análogas a la Ec. 71 pueden formularse fácilmente para otros modos de vibración siempre y cuando se pueda suponer que las cargas del pilote sean iguales o proporcionales.

Las fórmulas más generales no limitadas por estos supuestos son dadas por El Naggar y Novak (1995). Si los factores de interacción se definieran como deflexiones dinámicas, normalizadas por la flexibilidad dinámica de

pilote única, f , en lugar de la flexibilidad estática, \bar{f} , \bar{k} debería ser reemplazado por rigidez dinámica y $f'=1$ en la Ec. 72; $f'=1$ también para carga estática.

El enfoque del factor de interacción sería matemáticamente exacto, si el los factores de interacción y las propiedades de pilote única se calcularon con todos los pilotes presentes en el sistema, lo que normalmente no se realiza. Sin embargo, los resultados son bastante adecuados para la mayoría de las aplicaciones. Se pueden producir errores más significativos, que sobrestiman los efectos de interacción, en la respuesta vertical de los pilotes portadores (El Sharnouby y Novak 1985).

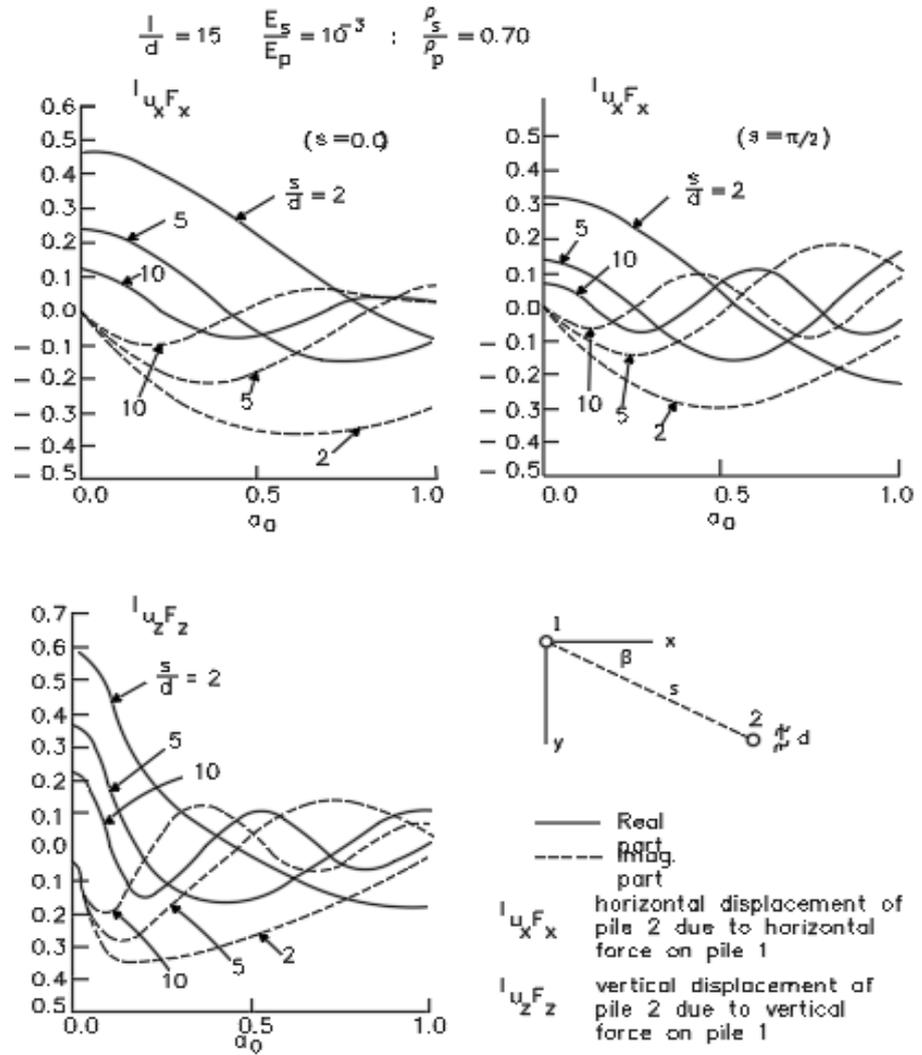


Figura 29. Curvas de interacción para el desplazamiento horizontal y vertical de pilote 2 debido a la fuerza horizontal y vertical en el pilote 1 (Kaynia y Kausel, 1982) ($a_0 = d\omega/V_s$)

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.114

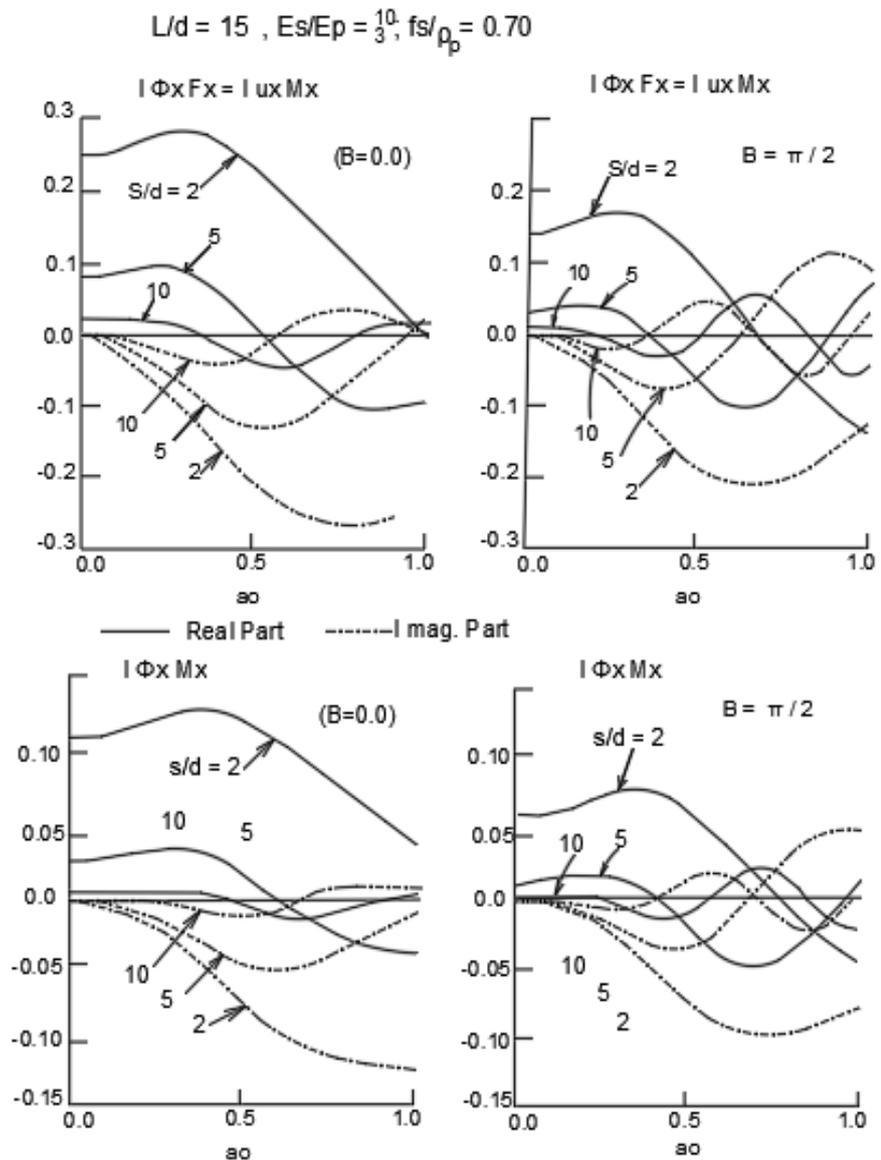


Figura 30. Curvas de interacción para la rotación del pilote 2 debido a la fuerza horizontal y Momento en pilote 1 (Kaynia y Kausel, 1982) ($a_0 = d\omega/V_s$).

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.115

GRANDES DESPLAZAMIENTOS

Para grandes desplazamientos, los pilotes se comportan de una manera no lineal, que se manifiesta. A sí mismo por la falta de proporcionalidad entre la fuerza aplicada y el desplazamiento. Es muy difícil incorporar la no linealidad

en soluciones dinámicas rigurosas basadas en consideraciones continuas; La inclusión de la zona debilitada alrededor de los pilotes o el ajuste del módulo de cizallamiento del suelo y la amortiguación de acuerdo con el nivel de deformación son las únicas correcciones prácticas disponibles. El método de elementos finitos podría manejar la no linealidad, pero la solución es muy costosa e inexacta.

El modelo más práctico para el análisis no lineal es el modelo de masa concentrada en donde la rigidez y la amortiguación del suelo están discretizadas y representadas por manantiales y salpicaderos aislados que presentan varias características no lineales. Tales modelos son populares en la tecnología offshore donde se esperan grandes desplazamientos. Los modelos de masa concentrada pueden reproducir el complejo comportamiento no lineal observado en los experimentos. Sin embargo, la selección de elementos no lineales de antemano es difícil y todavía no se han incorporado efectos de grupo en estos modelos.

Un estudio útil de FEM sobre el comportamiento del pilote en grandes desplazamientos es informado por Trochanis et al. (1988) quien investigó la carga estática monotónica y cíclica en pilotes individuales y un par de pilotes.

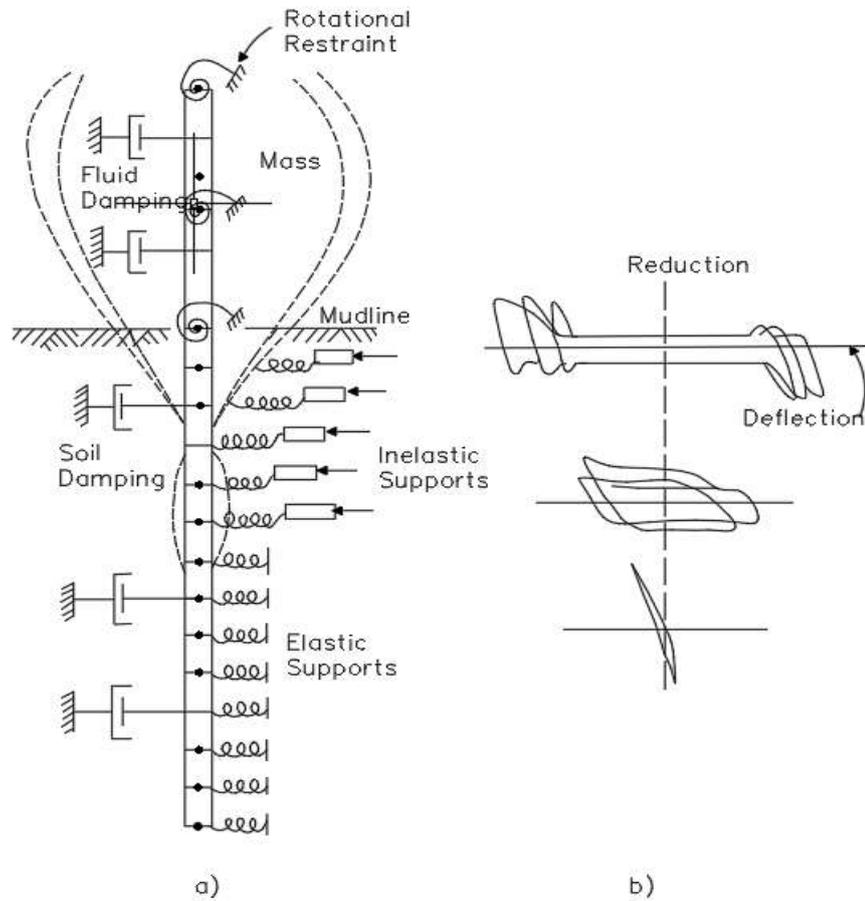


Figura 31. a) Modelo de masa concentrada del Pilote, (b) Reacción cíclica observada. Características de deflexión (Matlock et al., 1978).

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.117

Masa de pilotes:

La masa del pilote (Fig. 31a) puede explicarse aproximadamente calculando primero las rigideces del pilote para un pilote vertical, reuniéndolas como la matriz de rigidez $[\bar{K}]$ en las coordenadas del elemento y transformando esta matriz en coordenadas globales. Horizontal y vertical (novak 1979). Esto le da a la matriz la rigidez del pilote.

$$[K] = [T]^T [\bar{K}] [T] \quad (73)$$

En la que la matriz de transformación, [T], depende solo de los cosenos de dirección. Cuando el eje de coordenadas horizontal se encuentra en el plano de la masa (Fig. 31a), la matriz de transformación es:

$$[K] = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (74)$$

y la matriz de rigidez de pilotes en coordenadas globales se convierte

$$\begin{bmatrix} k_{uu} & k_{uw} & k_{u\psi} \\ k_{uw} & k_{ww} & k_{w\psi} \\ k_{\psi u} & k_{\psi w} & k_{\psi\psi} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha \bar{K}_{uu} + \sin^2 \alpha \bar{K}_{ww} & \cos \alpha \sin \alpha (\bar{K}_{uu} - \bar{K}_{ww}) & \cos \alpha \bar{K}_{\psi u} \\ \cos \alpha \sin \alpha (\bar{K}_{uu} - \bar{K}_{ww}) & \sin^2 \alpha \bar{K}_{ww} + \cos^2 \alpha \bar{K}_{uu} & \sin \alpha \bar{K}_{\psi u} \\ \cos \alpha \bar{K}_{\psi u} & \sin \alpha \bar{K}_{\psi u} & \bar{K}_{\psi\psi} \end{bmatrix} \quad (75)$$

Las funciones de la impedancia del elemento se calculan asumiendo que el pilote es vertical;

$$\bar{K}_{uw} = \bar{K}_{\psi w} = \bar{K}_{w\psi} = 0 \text{ y } \bar{K}_{u\psi} = K_{\psi u}$$

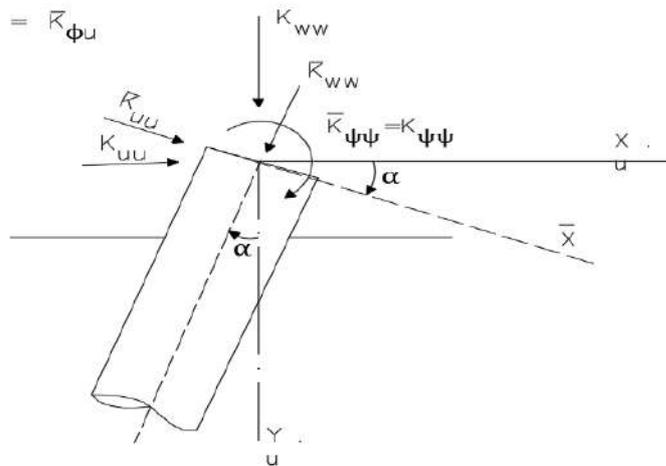


Figura 32. Constantes de rigidez en elementos y coordenadas globales

Fuente: Novak, M. & El Naggar, M.H. 2008, p.119

2.3. GLOSARIO DE TERMINOS

Cabezal.- Los cabezales son componentes estructurales monolíticos de concreto reforzados, de considerable volumen y rigidez que cumplen la función de conectar los pilotes, que transfieren las cargas y solicitaciones de la superestructura al subsuelo. Es decir, es una estructura intermedia que distribuye las cargas a los pilotes, sirviendo de transición entre la superestructura y la infraestructura.

Carga: Fuerza o acciones similares que provengan del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y variaciones dimensionales restringidos.

Diseño estructural: Procedimiento para determinar técnicamente las secciones más óptimas en cualquier estructura en estudio, cuidando en primer lugar la vida y seguridad de las personas considerando también el aspecto económico.

Esfuerzos Estructurales. Es la fuerza que actúa sobre un elemento que tiende a deformarlo, esto dependerá del sentido y dirección del punto aplicación de la fuerza, entre los esfuerzos tenemos: Esfuerzo Axial, Esfuerzo cortante, Momento flector.

Evaluación analítica de resistencia: La evaluación analítica de la resistencia utiliza los factores de carga y los factores de reducción de la resistencia.

Falla Dúctil. - Es aquella falla que permite al elemento incursionar en el rango inelástico y disipar gran parte de la energía sísmica.

Peligrosidad sísmica. - Es la probabilidad de que el valor de un cierto parámetro que mide el movimiento del suelo (intensidad; aceleración, etc.) sea superado en un determinado periodo de tiempo (t).

Peligro Sísmico. - El peligro sísmico es una magnitud geofísica que da la probabilidad de ocurrencia de sismos en un área geográfica específica durante un intervalo de tiempo determinado e involucrando aceleraciones del suelo por encima de cierto valor dado.

Periodo de retorno. - Es la probabilidad de ocurrencia de un evento determinado (sismo), en un periodo de tiempo.

Resistencia.- capacidad de la estructura o de un elemento estructural para no colapsar ante los efectos de las cargas y otras acciones.

Sismología.- Es una ciencia que se encarga del estudio de terremotos y la propagación de las ondas elásticas (sísmicas) que se generan en la superficie e interior de la Tierra.

Vulnerabilidad Sísmica. - Es la cuantificación del daño o grado de daño que se espera sufra una determinada estructura o grupo de estructuras, sometida o sometidas a la acción dinámica de una sacudida del suelo de una determinada intensidad.

CONSTANTES UTILIZADAS

N.- Número de Pilotes

A.- Área de la base de la cimentación (m²), asumida como el área mayor de la parte inferior de la sección transversal del pilote.

u.- Perímetro de la sección transversal del pilote, m.

2.4. MARCO SITUACIONAL

En esta sección se presentarán las características del proyecto elegido para el desarrollo de la investigación siendo este un edificio que presenta un sistema estructural tipo Dual.

2.4.1. Ámbito de la investigación

El presente estudio se realizó considerando como ámbito geográfico el área destinada a la construcción de la Sede Central y de las Direcciones Regionales Adscritas en la provincia de coronel Portillo del GOREU, que se encuentra ubicado en el A.H. San Juan Bautista, específicamente entre los jirones Amazonas y Masisea del distrito de Yarinacocha, provincia de Coronel Portillo, región Ucayali.



Figura 33. Ubicación de la Sede Central y de las direcciones regionales adscritas en la provincia de Coronel Portillo del GOREU.

Fuente: Elaboración propia

2.4.2. Descripción del proyecto arquitectónico

Expediente técnico “Mejoramiento de la Gestión Institucional de la Sede Central y de las Direcciones Regionales Adscritas en la Provincia de Coronel Portillo del Gobierno Regional de Ucayali, Región Ucayali”. (2018), nos describe lo siguiente:

El bloque 01 es una estructura dual de 8 niveles más un sótano, de pórticos de concreto armado y placas de concreto armado de 30 cm de espesor, dispuestos en un área aproximada de 787.15 m².

- En el **Sótano** se dispone de un estacionamiento para vehículos oficiales y rangos jerárquicos del Gobierno Regional. EL acceso al sótano dispone de una Garita de Control.
- En el **primer piso** tenemos los siguientes ambientes, Sala de capacitaciones, Gerencia regional de desarrollo Social, Administración, Secretaria de Gerencia y Desarrollo Social, Recepción y Espera, Zona de Star, Área de Contabilidad, SS.HH de Varones, Mujeres y Discapacitados.

- En el **segundo piso** tenemos Área de trabajo de Promotores, Sala de Reuniones, Dirección Regional de Vivienda y Construcción, Secretaría, Dirección de Construcción, Dirección de Vivienda, Dirección de Sub Gerencia, Dirección de Administración, Oficina de Planificación y Presupuesto, Archivos, SS. HH de Varones, Mujeres y Discapacitados.
- En el **tercer piso** en este ambiente tenemos los siguientes ambientes: Sala de Reuniones Múltiples, Oficina de Administración Sala de Reuniones ORAU, Archivo de Gerencia Ambiental, Área de Trabajo, SS. HH de Varones, Mujeres y Discapacitados.
- En el **cuarto piso** tenemos: Dirección Regional de Producción, Secretaría, Director Administrativo, Secretaría Administrativo, Especialista Administrativo, Área de Contabilidad, Secretaria de MYPE e Industria, Dirección de MYPE e Industria, Director de Planificación, Planificador, Área de Trabajo de Dirección de MYPE e Industria, Archivo, Sala de Reuniones, Área de Trabajo, Sub Gerencia de Promoción e Inversiones y Competitividad Regional, Gerencia Regional de Desarrollo Económico, Secretaría, Asistente, SS.HH de Varones, Mujeres y Discapacitados.
- En el **quinto piso** tenemos: Sub Gerencia de Obras, Secretaría, Gerencia de Infraestructura, Planificación y Presupuesto, Oficina de Presupuesto, Sala de Espera, Sala de Reuniones (Capacitación e Inducción), Archivos de Estudio, Sub Gerencia de Estudios, Oficina de formulación y Evaluación de Estudios, Oficina de Liquidación de Estudios, Área de Ploteo e Impresiones, SS.HH Varones, Mujeres y Discapacitados.
- En el **sexto piso** tenemos: Secretaria de Tesorería, Secretaria de Logística, Oficina de Logística, Puesto de Trabajo Logístico, Archivo de Contabilidad, Archivo de Tesorería, Archivo de Logística, Archivo de Secretaría General, Abogado, Planificador, Archivo, Secretaría de Área de Resoluciones, Contrato y Convenio, SS.HH de Varones, Mujeres y Discapacitados.

- En el **séptimo piso** tenemos: Gobernador Regional, Secretaría, Sala de Asesores, Asesor legal, Vice Gobernador Regional, Ara de Trabajo, Sala de Espera, Sub Gerencia de Presupuesto, Sub Gerencia de Programación e Inversiones, Sub Gerencia de Desarrollo Institucional, Gerencia Regional de Planificación y Presupuesto, SS.HH de Varones, Mujeres y Discapacitados.
- En el **octavo piso** tenemos: Comedor, Área de Servicio Personal, Sala Gimnasio, SS.HH de Gimnasio, SS. HH de Varones, Mujeres y discapacitados.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. METODOLOGÍA Y TÉCNICAS UTILIZADAS

3.1.1. Tipo de investigación

“El presente estudio clasifica como de tipo aplicado, debido a que el interés radica en la solución de un problema ya existente y en base a conocimientos ya difundidas. Es decir, no se busca generar nuevas teorías sino más bien utilizar las que se encuentran en la bibliografía referenciada para poder responder a las diversas interrogantes surgidas a partir de la formulación del problema de investigación” (Vara, 2015, p. 126).

3.1.2. Nivel de investigación

“En este caso tenemos un nivel de investigación Correlacional; Correlacional porque el interés del estudio, buscan determinar si existe algún grado de relación entre dos o más variables, sustentado en Hernández-Sampieri y Mendoza (2018) son “investigaciones que pretenden asociar conceptos, fenómenos, hechos o variables. Miden las variables y su relación en términos estadísticos” (p. 109).

3.1.3. Diseño de investigación

“El diseño del presente estudio es experimental, ya que se manipuló intencionalmente la variable independiente con la intención de medir los efectos producidos en la variable dependiente” (Bernal, 2010, p. 56).

Para manipular la variable independiente se utilizó simulación experimental empleándose el software ETABS 2017.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1. Población

Para la presente investigación la población estuvo conformada por todos los elementos estructurales pertenecientes al bloque 01 B de la nueva Sede Central del GOREU.

Según el expediente técnico del proyecto denominado “Mejoramiento de la gestión institucional de la Sede Central y de las direcciones regionales adscritas en la provincia de Coronel Portillo del Gobierno Regional de Ucayali – región Ucayali SNIP N°259304” el bloque 01 B cuenta con 08 niveles más un sótano en los cuales se incluyen:

- 328 columnas (N1 = 328)
- 441 vigas (N2 = 441)
- 198 placas (N3 = 198)

3.2.2. Muestra

El muestreo del presente estudio fue de naturaleza probabilística, seleccionando los distintos elementos estructurales en forma aleatoria estratificada (los estratos lo conforman los tipos de elementos estructurales: columnas, vigas y placas).

Para determinar el tamaño de dicha muestra se utilizó la siguiente fórmula:

$$n = \frac{N * Z^2 * p * q}{(N - 1) * e^2 + Z^2 * p * q}$$

Fuente: Saavedra, 2017, p. 212

Siendo:

n = tamaño de la muestra

N: tamaño de la población

p: probabilidad de aceptación (en caso de no conocerse se acostumbra trabajar con 50%) = 0.5

q: probabilidad de rechazo (50%) = 0.5

Z: valor crítico asociado a la condición de normalidad y al nivel de confianza (el nivel de confianza más recomendado por los autores es 95%) = 1.96

e: error permisible (asignado por los investigadores) = 5%

Para cada uno de los estratos mencionados el respectivo tamaño de la muestra será:

1. Columnas (N₁ = 328)

$$n_1 = \frac{328 * (1.96)^2 * (0.5) * (0.5)}{327 * (0.05)^2 + (1.96)^2 * (0.5) * (0.5)}$$

$$n_1 = \frac{328 * 3.8416 * 0.25}{327 * 0.0025 + 3.8416 * 0.25}$$

$$n_1 = \frac{315.0112}{1.7779} = 177$$

2. Vigas ($N_2 = 441$)

$$n_2 = \frac{441 * (1.96)^2 * (0.5) * (0.5)}{440 * (0.05)^2 + (1.96)^2 * (0.5) * (0.5)}$$

$$n_2 = \frac{441 * 3.8416 * 0.25}{440 * 0.0025 + 3.8416 * 0.25}$$

$$n_2 = \frac{423.5364}{2.0604} = 206$$

3. Placas ($N_3 = 198$)

$$n_3 = \frac{198 * (1.96)^2 * (0.5) * (0.5)}{197 * (0.05)^2 + (1.96)^2 * (0.5) * (0.5)}$$

$$n_3 = \frac{198 * 3.8416 * 0.25}{197 * 0.0025 + 3.8416 * 0.25}$$

$$n_3 = \frac{190.1592}{1.4529} = 131$$

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1. PRINCIPALES ASPECTOS DE LA EDIFICACIÓN

El bloque 01 B de la edificación correspondiente a la nueva Sede Central del GOREU consta de un sistema de muros estructurales, conformado por columnas de 0.85 x 0.85 m y placas de 0.30 m de espesor; además se ha incluido una escalera central de estructura metálica. Las vigas son de 0.40 x 0.90 m, debido a las grandes luces de 9 a 9.4 m, asimismo se plantearon losas unidireccionales 30 cm de espesor y 0.15 cm de viguetas espaciadas a 0.65 cm entre ejes de viguetas con casetones de polietileno de alta densidad de 50 x 50 x 25 m. Se mantuvo las dimensiones de los elementos estructurales desde el sótano hasta el octavo piso, ubicando entre ellas cuartos de servicios.

La cimentación consta de una platea de cimentación de $e= 1.00$ m con vigas de cimentación de 0.50 x 1.35 m, la platea descansa en pilotes de 0.50 x 0.50 m y 11.50 m de profundidad, de acuerdo al estudio geotécnico y recomendaciones realizadas por los profesionales a cargo.

Los tabiques constan de ladrillo tipo king kong de 9 x 13 x 23 cm, drywall y vidrio templado.

4.1.1. Descripción del bloque 01B

El bloque 01B es de 8 niveles más un sótano, está constituido de pórticos de concreto armado y placas de concreto armado de 40 cm de espesor, dispuestos en un área de 940.00 m².

La estructura cuenta con vigas peraltadas de 0.90m en ambas direcciones con el objeto de proporcionar rigidez lateral a la estructura.

Las losas de todos los niveles son aligeradas en una dirección con poliestireno expandido de 30 centímetros de peralte, diseñadas para resistir cargas vivas de 500 kg/m². Las escaleras han sido diseñadas para 500 kg/m² de carga viva.

La cimentación, dada la capacidad portante del terreno ($\sigma_{adm} = 1.20 \text{ kg/cm}^2$) y a la importancia de la estructura se la ha planteado como platea de cimentación apoyada sobre pilotes.

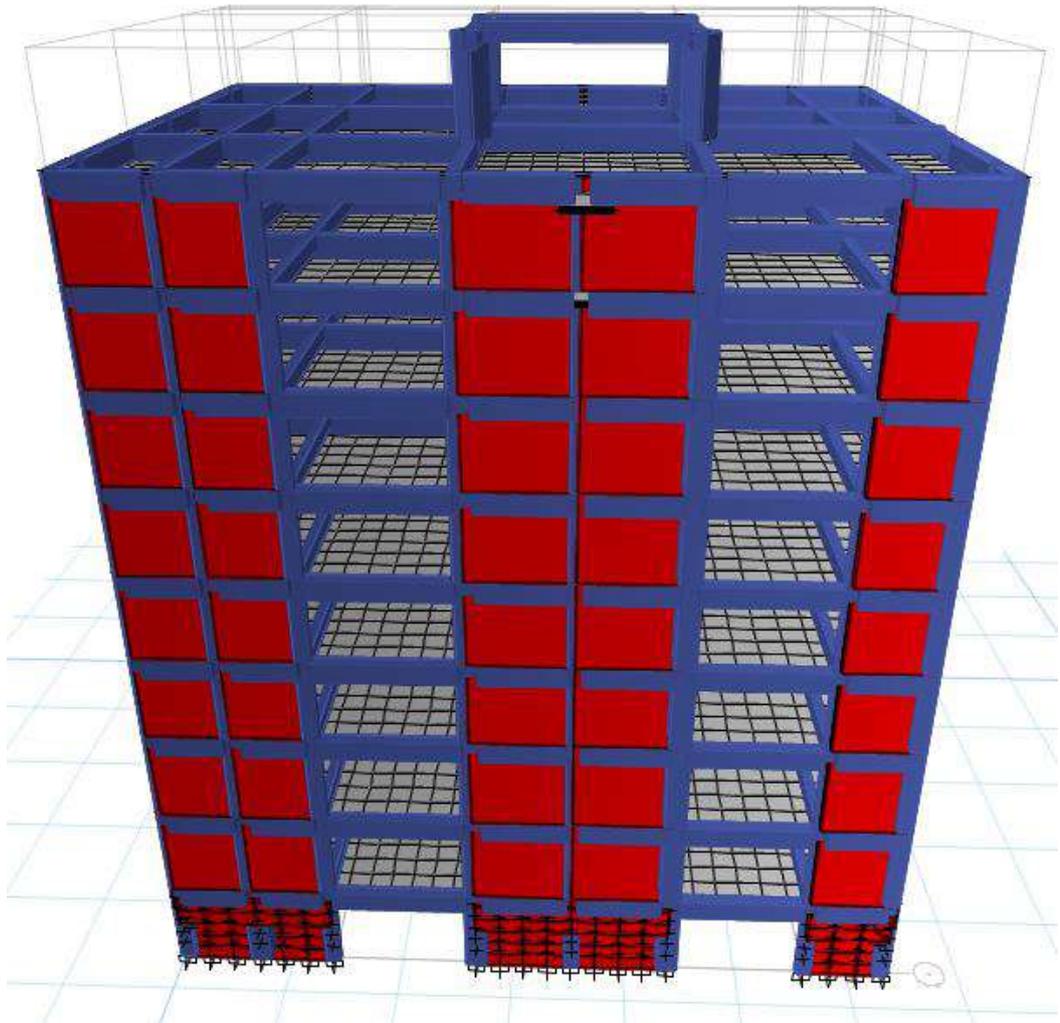


Figura 34. Configuración estructural resistente a fuerzas laterales.

Fachada principal

Fuente: Elaboración propio.

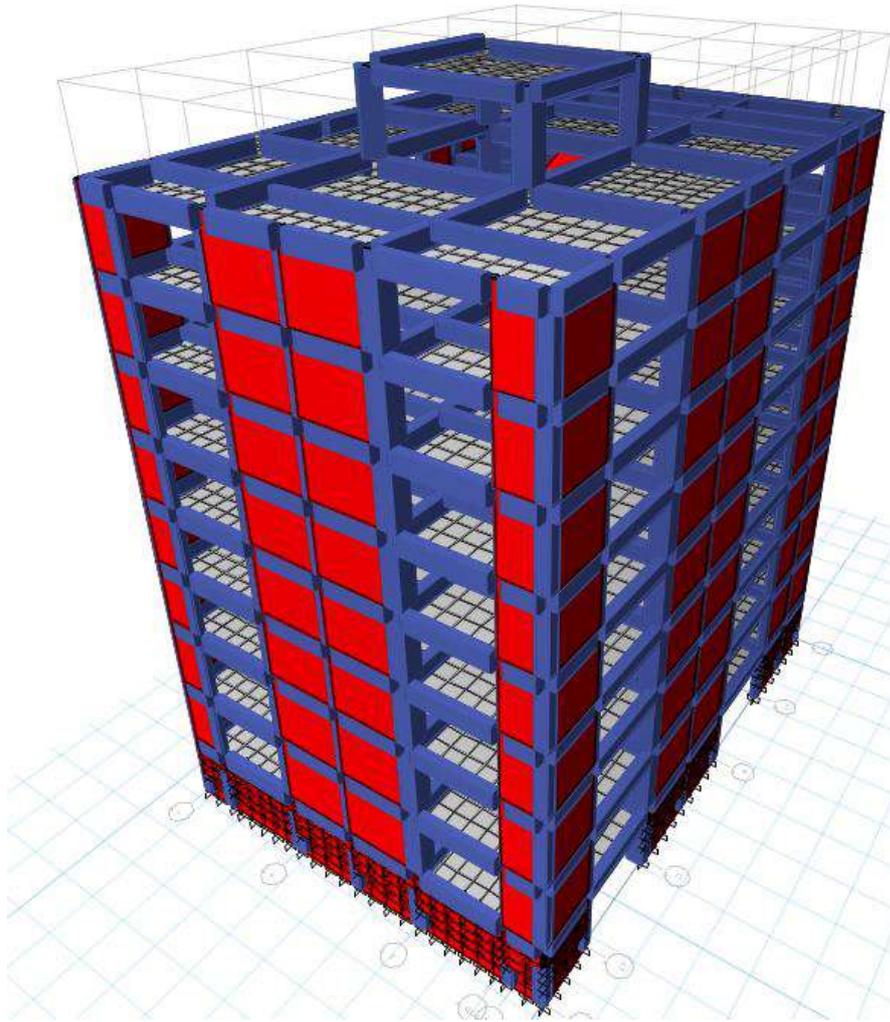


Figura 35. Configuración estructural resistente a fuerzas laterales.

Vista lateral.

Fuente: Elaboración propia

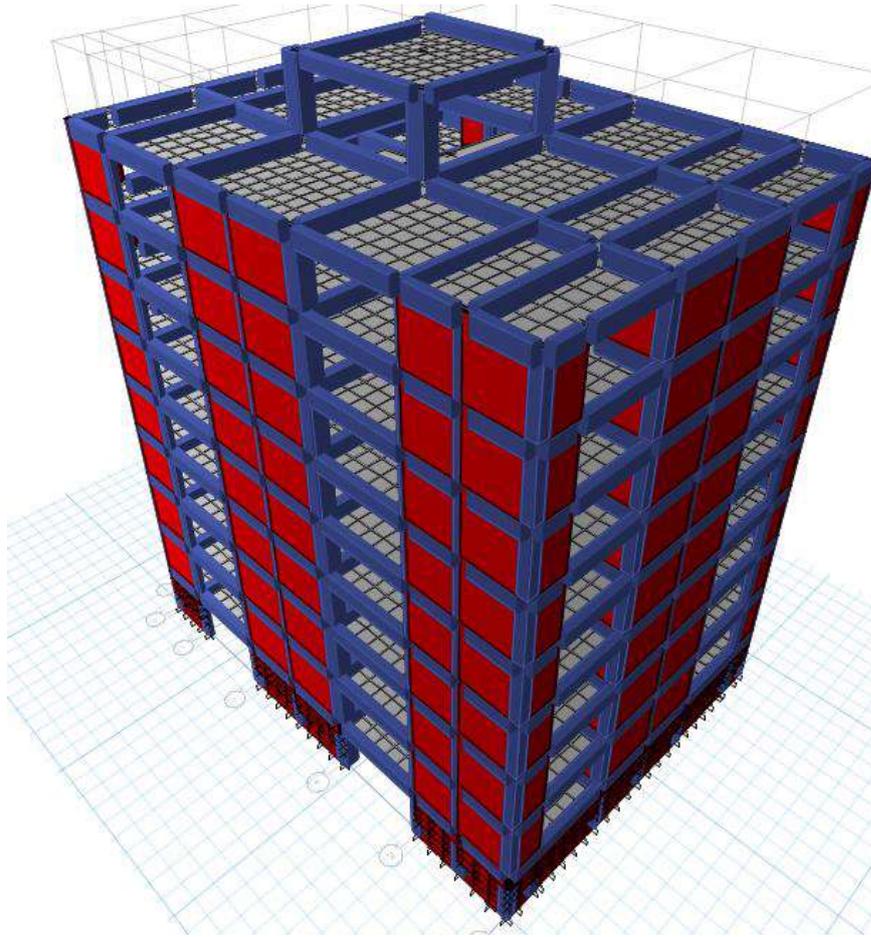


Figura 36. Configuración estructural resistente a fuerzas laterales.

Vista posterior.

Fuente: elaboración propia

4.1.2. Parámetro de diseño

Los parámetros utilizados en el diseño fueron los siguientes (Expediente Técnico Sede Central):

- Capacidad admisible del terreno, $\sigma_{adm}^2 = 1.20 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la compresión del concreto, $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del concreto, $E_c = 217,370 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico del concreto simple, $\gamma = 2200 \text{ kg/m}^3$
- Peso específico del concreto armado, $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Acero Grado 60, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del acero, $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico del acero, $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$

- **Parámetros sísmicos (Norma sísmica E-030):**
 - Factor de Zona (Zona 2), $Z = 0.25$
 - Parámetros del Suelo, $T_p = 0.6$
 $T_L = 2.00$
 - Coeficiente de importancia, $S = 1.2$
 $U = 1.5$
 - Irregularidad en Altura (I_a), $I_a \text{ x-x} = 1.00$
 $I_a \text{ y-y} = 1.00$
 - Irregularidad en Planta (I_p), $I_p \text{ x-x} = 1.00$
 $I_p \text{ y-y} = 1.00$
 - Coeficiente de reducción, $R_o = 6$

4.1.3. Espectro de diseño

Para el análisis sísmico (espectral modal) se usó el espectro indicado por la norma sísmica E-030 para la zona 2 (Figura 37).

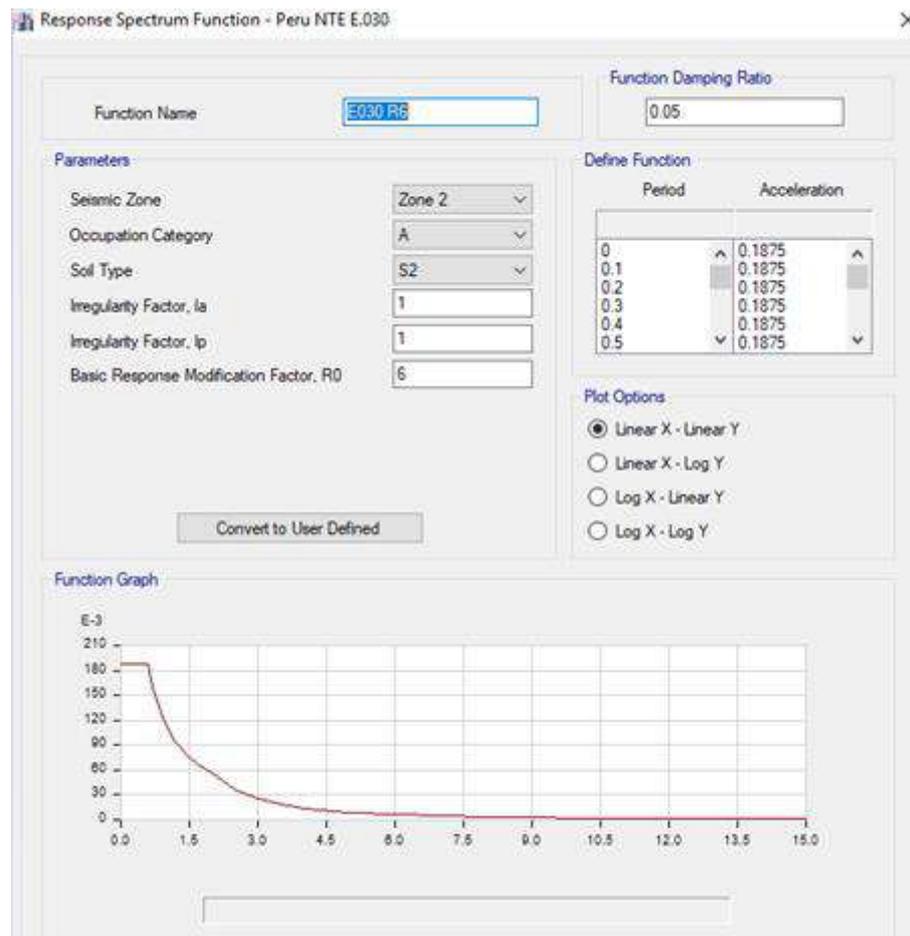


Figura 37. Espectro de la norma sísmica peruana E-030.

Fuente: Expediente técnico

4.1.4. Métodos de diseño

Diseño en Concreto Armado

Para el diseño los elementos de concreto armado (columnas, placas, vigas y aligerado) se empleó el método de rotura o resistencia última. El método en síntesis consiste en amplificar las cargas de servicio y reducir la resistencia, mediante combinaciones de carga y coeficientes establecidos para cada tipo de carga y elemento.

$$g_1 Q_1 + g_2 Q_2 + \dots + g_n Q_n \leq \phi R_n$$

- g : factor de amplificación de carga Q
 Q : carga
 ϕ : factor de reducción de resistencia
 R_n : resistencia nominal o teórica del elemento.

Las combinaciones de carga usadas son las que especifica la norma E-060 y son las siguientes:

- C_1 : 1.40 CM + 1.70 CV
 C_2 : 1.25 CM + 1.25 CV \pm 1.00 CS
 C_3 : 0.90 CM \pm 1.00 CS

Donde:

- CM : carga muerta
 CV : carga viva
 CS : carga sísmica

4.1.5. Cargas de servicio

La estructura debe ser capaz de resistir las cargas que se le impongan como consecuencia del uso para la cual fue diseñada. Las cargas no deberán causar esfuerzos que excedan los admisibles de cada material.

- Carga Muerta (CM): Son las cargas de naturaleza permanente en la estructura, como el peso propio.

En el análisis se consideraron las siguientes cargas muertas:

- a) Peso aligerado (poli estireno expandido, $e=0.25m$) = 270kg/m²
 d) Peso acabado de piso = 100kg/m²

- e) Peso ductos de aire = 20kg/m²
 f) acondicionado Peso ductos de cielo raso = 5kg/m²

- Carga Viva (CV): Son las cargas de naturaleza temporal en la estructura, como el peso de los muebles y personas. Estas cargas deberán de considerar el efecto de impacto de las mismas.

En el análisis se consideraron las siguientes cargas vivas: Bloque 01:

- a) Archivadores = 500 kg/m²
 b) Oficinas = 250 kg/m²
 c) Escaleras = 400 kg/m²
 d) Encofrado Baños = 300 kg/m²
 e) Encofrado pasillos = 400 kg/m²

Adicionales a las cargas de servicio en el análisis se consideró el efecto de las cargas extremas y temporales, originadas por los sismos. Las cargas sísmicas son consideradas mediante los espectros de aceleraciones.

4.1.6. Predimensionamiento y metrado de elementos estructurales

Los elementos estructurales se pre dimensionaron y metrarón usando los siguientes criterios:

1. Losas aligeradas en unidireccionales

La estructura posee paños rectangulares de luz libre máxima de 7.45 m, se usara un aligerado de espesor de 30 cm. Para evaluar este espesor, la Norma E.060 en el capítulo 9 brinda la siguiente fórmula para calcular el espesor mínimo de la losa en función a la Luz libre (Ln) y a la fluencia del acero ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$):

$$h = \frac{ln}{25} \text{ o } \frac{ln}{20}$$

Sobre carga en pasillos: $0.40 \times 9.15 = 3.66$ Tn/ml

Sobre carga en archivos: $0.50 \times 9.15 = 4.58$ Tn/ml

Sobre carga en azotea: $0.20 \times 9.15 = 1.83$ Tn/ml

3. Columnas:

Las columnas son elementos estructurales encargados de recibir todas las cargas de los niveles y transmitirlos a la cimentación. Debido a que nuestra estructura se ha diseñado en base a un sistema dual de pórticos y muros de corte, esto permite reducir significativamente los momentos en las columnas debido al sismo. Para el pre dimensionamiento se utilizó las siguientes formulas según la posición en la que se hallen las columnas, estas deben tener como mínimo un espesor de 25 cm:

Tabla 3: Tipo de columnas

Columnas centrales	$A_c = \frac{P_{servicio} \times 1.1}{0.30 \times f'c}$
Columnas esquineras	$A_c = \frac{P_{servicio} \times 1.5}{0.25 \times f'c}$
Columnas laterales	$A_c = \frac{P_{servicio} \times 1.25}{0.25 \times f'c}$

Fuente: Expediente técnico

Siendo $P_{servicio} = \text{Área tributaria} \times N^\circ \text{ de pisos} \times 1.0 \text{ Tn/m}^2$.

Columnas centrales:

$$A_c = (915 \times 913) \times 8 \times 0.1 \times 1.1 / (0.30 \times 280) = 8751.75 \text{ cm}^2$$

Columnas esquineras:

$$A_c = (485 \times 537) \times 8 \times 0.1 \times 1.5 / (0.25 \times 280) = 4464.77 \text{ cm}^2$$

Columnas laterales:

$$A_c = (485 \times 915) \times 8 \times 0.1 \times 1.25 / (0.25 \times 280) = 6339.64 \text{ cm}^2$$

Para uniformizar el diseño, en toda la edificación se colocarán columnas de 85 cm x 100 cm en todos los niveles.

4. Placas:

La principal función de las placas es absorber las fuerzas del sismo controlando así los desplazamientos laterales. Para poder pre dimensionar estos elementos debemos suponer que las placas absorben el 100% de la fuerza cortante actuante (V_u), entonces las dimensiones de la placa deben ser tales que el cortante resistente (ΦV_c) debe ser mayor que el V_u , en nuestro caso serán las placas principales de espesor 0.40 m de espesor en ambas direcciones, la distribución se hizo en base al diseño arquitectónico y la verificación de las dimensiones se realizara una vez hecho el análisis sísmico.

4.1.7. Análisis estructural

Con los parámetros de diseño mencionados se elaboraron modelos matemáticos que representen el comportamiento dinámico de las estructuras en los programas de cómputo SAP2000 y ETABS.

Bloque 01B:

Luego del análisis se obtuvieron los siguientes resultados:

- Período de vibración natural de la estructura: Se obtuvo un período de vibración natural de 0.449s (modo 1). Este modo hace vibrar la estructura en la dirección longitudinal (figura 38).

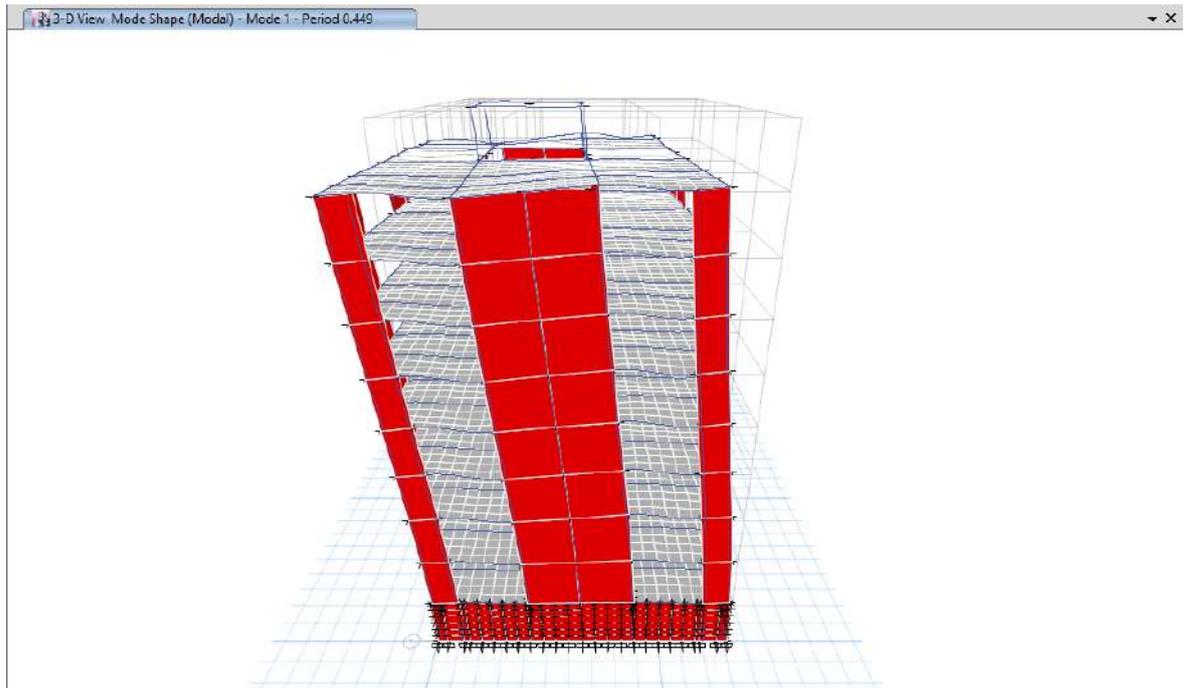


Figura 38. Período natural de vibración, $T=0.449$ s

Fuente: Expediente técnico

El 2do modo de vibración (0.402 s) es traslacional en la dirección transversal (Figura 39). En la Tabla 2 se muestra los períodos de vibración de los primeros 4 modos de la estructura.

Tabla 4. Modos de vibración.

Modo	Período (s)
1	0.449
2	0.402
3	0.243
4	0.115

Fuente: Expediente técnico

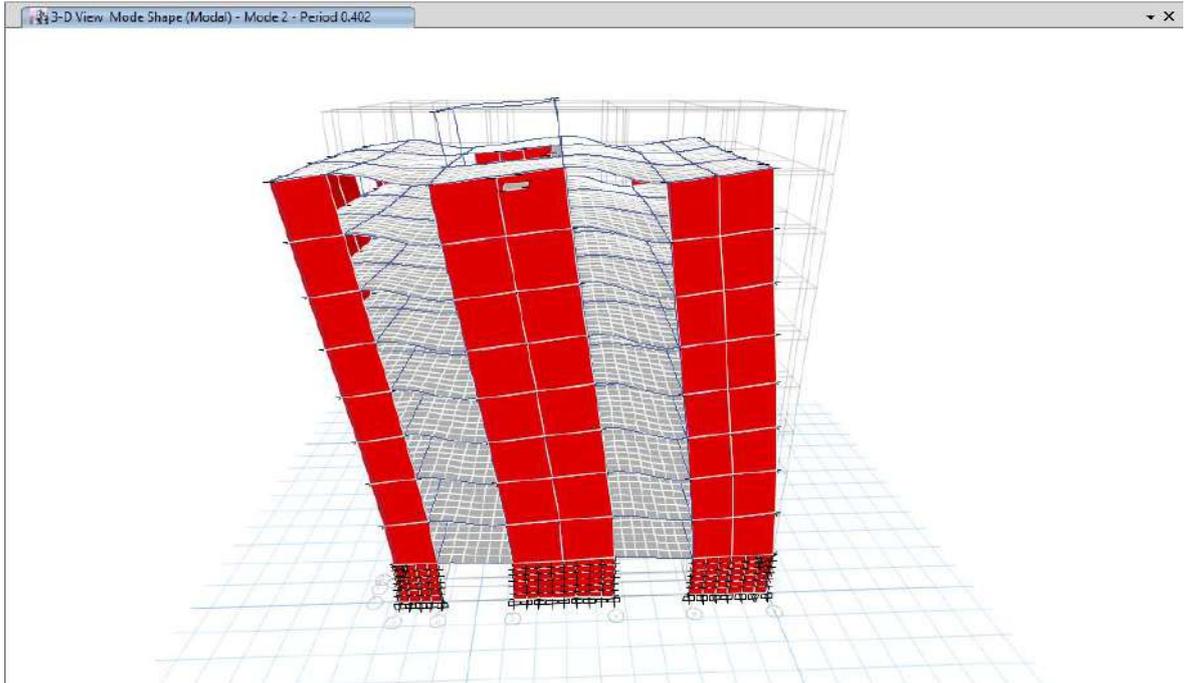


Figura 39. 2do modo de vibración, $T = 0.402$ s

Fuente: Expediente técnico

- Cálculo de los desplazamientos laterales:

En la Tabla 3 se muestran los desplazamientos de la estructura al ser sometida a los espectros de diseño de la norma E-030.

Tabla 5: Derivas en Sentido X

NIVEL	DERIVA	DERIVA CORREGIDA	DERIVA PERMITIDA	
Piso 8	0.000520	0.002730	0.007	OK
Piso 7	0.000575	0.003019	0.007	OK
Piso 6	0.000623	0.003271	0.007	OK
Piso 5	0.000658	0.003455	0.007	OK
Piso 4	0.000668	0.003507	0.007	OK
Piso 3	0.000645	0.003386	0.007	OK
Piso 2	0.000577	0.003029	0.007	OK
Piso 1	0.000439	0.002305	0.007	OK
Sótano	0.000140	0.000735	0.007	OK

Fuente: Expediente técnico

Tabla 6: Derivas en Sentido Y

NIVEL	DERIVA	DERIVA CORREGIDA	DERIVA PERMITIDA	
Piso 8	0.000403	0.00212	0.007	OK
Piso 7	0.000427	0.00224	0.007	OK
Piso 6	0.000447	0.00235	0.007	OK
Piso 5	0.000455	0.00239	0.007	OK
Piso 4	0.000446	0.00234	0.007	OK
Piso 3	0.000418	0.00219	0.007	OK
Piso 2	0.000357	0.00187	0.007	OK
Piso 1	0.000251	0.00132	0.007	OK
Sótano	0.000015	0.00008	0.007	OK

Fuente: Expediente técnico

4.2. PROCESO DE SIMULACIÓN EXPERIMENTAL

Para el manual de ETABS, elaborado por, CSI, (2021). Manifiesta:

Etabs es un programa de ingeniería enfocado al diseño de estructuras y modelado de edificaciones, viene a ser una de las herramientas más utilizadas para el análisis, simulación, estudio y comparación de resultados. Se basa en el análisis de comportamientos lineales y no lineales de elementos estructurales, análisis por el método de elementos finitos, aplicación de diafragmas rígidos y flexibles, análisis dinámicos y estáticos, análisis de grandes desplazamientos y diferentes tipos y combinaciones de aplicación de solicitaciones entre otros.

En la actualidad Etabs se reconoce como un estándar internacional para ejecutar los diseños y los análisis de edificios, convirtiéndose en el programa más utilizado y al que se le adjudica una gran parte de las estructuras de todo el mundo, constituyéndose también en una herramienta educativa y también en un instrumento de apoyo para la investigación científica; permite entre otras cosas simular las cargas, reacciones y fuerzas externas que puedan actuar o afectar sobre una parte o toda la estructura. Cuenta con las herramientas necesarias para ejecutar el diseño completo de una estructura; por

ejemplo, la estructura de un edificio de varias plantas, incluyendo el comportamiento dinámico.

Mediante este programa se facilita el diseño y cálculo de las columnas, vigas, muros, zapatas, núcleos y más; por otro lado se puede dimensionar estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y también mixtas, permitiendo realizar el análisis completo de aquellas edificaciones que implican un número elevado de operaciones y análisis.

El uso del ETABS ha facilitado la posibilidad de dibujar el modelado de toda la estructura del bloque 01 B de la nueva Sede Central del GOREU, elemento por elemento importando la plantilla desde AutoCAD. Este modelado se basó en el pre dimensionamiento con las características de los materiales previamente incorporados, considerando las diferentes combinaciones según la conveniencia del proyecto.

El desarrollo de nuestro modelo en ETABS, se realizó siguiendo los siguientes pasos básicos:

1. Se dibujaron los objetos puntos, áreas y líneas que representan el edificio a través de herramientas y comandos desde la interfaz gráfica.
2. Tanto las propiedades estructurales tales como secciones y materiales como las sollicitaciones fueron asignadas a todos los elementos estructurales.
3. Finalmente se procedió a establecer y asignar medidas de división interna en las secciones de área para el respectivo chequeo y control de elementos finitos.

4.3. ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE DATOS

Tal como se mencionó en la sección 4.2, los datos obtenidos a partir del modelamiento dinámico con interacción suelo-estructura fueron hallados por medio del software Etabs v. 2017, los que fueron exportados a tablas de MS Excel para su posterior procesamiento y análisis.

Para la respectiva tabulación primero se determinó qué valores referidos a nuestras variables de estudio se van a considerar y además qué relaciones entre esas variables se pretende establecer, para así poder tener elementos que nos conduzcan a dar respuesta al problema y alcanzar los objetivos planteados.

El proceso de tratamiento de datos fue el siguiente:

1. Se identificó las variables con la mayor claridad posible, precisando todos sus indicadores.
2. Se estableció con precisión las unidades que se utilizarán para cuantificar los indicadores, verificando previamente su compatibilidad con el instrumento de recolección.
3. Los datos recolectados mediante la simulación experimental se contaron y recontaron para luego clasificarlos y ubicarlos considerando a qué indicadores corresponden.
4. Se definieron las operaciones involucradas en el procesamiento de datos, configurándolas en las celdas correspondientes de las tablas de Ms Excel, de tal manera que la obtención de resultados numéricos referentes a nuestro tema de estudio sea sistematizada.
5. Los estadísticos descriptivos se obtuvieron empleando las funciones respectivas de MS Excel, tomando como insumos a los esfuerzos internos hallados con cada uno de los Modelos Dinámicos, así como también los desplazamientos laterales, periodos de vibración y derivas.

Tabla 7. Estadísticos descriptivos calculados a partir de los esfuerzos internos obtenidos por modelamiento convencional

ELEMENTO ESTRUCTURAL	N° DE ELEMENTOS	TIPO DE ESFUERZO INTERNO	DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)
COLUMNAS	177	AXIAL	X-X	22.89	40.24
			Y-Y	33.43	36.81
		CORTANTE	X-X	5.04	4.21
			Y-Y	4.35	3.85
VIGAS	206	MOMENTO FLECTOR	X-X	8.53	7.07
			Y-Y	7.69	7.06
		CORTANTE	X-X	7.11	7.85
			Y-Y	4.23	4.97
		MOMENTO FLECTOR	X-X	17.94	15.99
			Y-Y	12.45	14.28
PLACAS	131	AXIAL	X-X	43.03	48.21
			Y-Y	34.23	43.65
		CORTANTE	X-X	60.37	90.51
			Y-Y	51.07	56.01
		MOMENTO FLECTOR	X-X	231.37	539.87
			Y-Y	196.85	305.68

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8. Estadísticos descriptivos calculados a partir de los esfuerzos internos obtenidos por modelamiento dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	N° DE ELEMENTOS	TIPO DE ESFUERZO INTERNO	DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)
COLUMNAS	177	AXIAL	X-X	22.81	36.85
			Y-Y	31.26	33.48
		CORTANTE	X-X	5.89	4.82
			Y-Y	4.37	3.85
VIGAS	206	MOMENTO FLECTOR	X-X	9.94	8.09
			Y-Y	7.78	7.06
		CORTANTE	X-X	7.97	8.47
			Y-Y	4.66	5.39
		MOMENTO FLECTOR	X-X	20.24	17.11
			Y-Y	13.76	15.43
PLACAS	131	AXIAL	X-X	47.86	53.87
			Y-Y	35.23	44.57
		CORTANTE	X-X	64.10	93.38
			Y-Y	4.35	16.86
		MOMENTO FLECTOR	X-X	228.19	528.01
			Y-Y	182.07	273.01

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9. Estadísticos descriptivos calculados a partir de los esfuerzos internos obtenidos por modelamiento dinámico basado en la metodología Ilichev

ELEMENTO ESTRUCTURAL	N° DE ELEMENTOS	TIPO DE ESFUERZO INTERNO	DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)
COLUMNAS	177	AXIAL	X-X	23.19	35.67
			Y-Y	29.72	31.52
		CORTANTE	X-X	6.50	5.24
			Y-Y	4.71	4.08
		MOMENTO FLECTOR	X-X	10.91	8.85
			Y-Y	1.19	1.56
VIGAS	206	CORTANTE	X-X	8.92	8.89
			Y-Y	5.02	5.75
		MOMENTO FLECTOR	X-X	22.77	17.90
			Y-Y	14.83	16.38
		AXIAL	X-X	51.96	58.47
			Y-Y	35.91	45.58
PLACAS	131	CORTANTE	X-X	68.19	96.19
			Y-Y	49.54	51.64
		MOMENTO FLECTOR	X-X	225.87	522.42
			Y-Y	167.38	245.82

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10. Estadísticos descriptivos calculados a partir de los esfuerzos internos obtenidos por modelamiento dinámico basado en la metodología ASCE

ELEMENTO ESTRUCTURAL	N° DE ELEMENTOS	TIPO DE ESFUERZO INTERNO	DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)
COLUMNAS	177	AXIAL	X-X	24.58	36.59
			Y-Y	27.11	28.04
		CORTANTE	X-X	6.72	5.55
			Y-Y	5.10	4.50
		MOMENTO FLECTOR	X-X	10.93	9.15
			Y-Y	1.43	2.31
VIGAS	206	CORTANTE	X-X	8.98	8.90
			Y-Y	5.41	6.30
		MOMENTO FLECTOR	X-X	23.05	17.74
			Y-Y	16.05	17.99
		AXIAL	X-X	50.34	58.07
			Y-Y	34.69	42.91
PLACAS	131	CORTANTE	X-X	68.03	99.71
			Y-Y	50.00	51.87
		MOMENTO FLECTOR	X-X	227.61	545.91
			Y-Y	145.63	216.05

Fuente: Elaboración propia

6. Los valores obtenidos por modelamiento experimental para los distintos indicadores empleados son números reales positivos, por lo que la escala de las respectivas variables está categorizada por intervalos. Esto nos permite utilizar parámetros de comparación referidos a las medidas de tendencia central y de dispersión que por la naturaleza de los datos es procedente emplear la media y la desviación estándar como valores representativos de los grupos de datos recopilados.

En cuanto al análisis estadístico que se realizó, se ha seguido la secuencia descrita a continuación:

1. Se ha verificado la relación de los datos con la población de estudio; en nuestro caso se procedió a realizar un muestreo aleatorio estratificado, a partir del total de esfuerzos internos se ha tomado una muestra representativa considerando que deben figurar elementos de todos los estratos que en este caso son los niveles del edificio, por lo que la relación con los datos poblacionales está más que comprobada.
2. Se determinaron los Modelos Dinámicos a utilizar para el análisis dinámico con interacción suelo-estructura y poder medir los efectos producidos sobre los elementos estructurales del edificio de la nueva Sede Central del GOREU, para luego proceder a un análisis comparativo de los resultados obtenidos a partir de cada uno de los modelos.
3. Se ha procedido a medir las variaciones porcentuales de los resultados obtenidos con los modelos dinámicos con respecto a lo hallado mediante modelamiento convencional, acompañando los gráficos respectivos que ayuden a visualizar el nivel de diferencias obtenidas.

Tabla 11. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos axiales sobre las columnas en la dirección X-X

	CONVENCIONAL	NORMA RUSA	ILICHEV	ASCE
MEDIA	22.89	22.81	23.19	24.58
VARIACIÓN %		-0.36%	1.27%	7.37%

Fuente: Elaboración propia

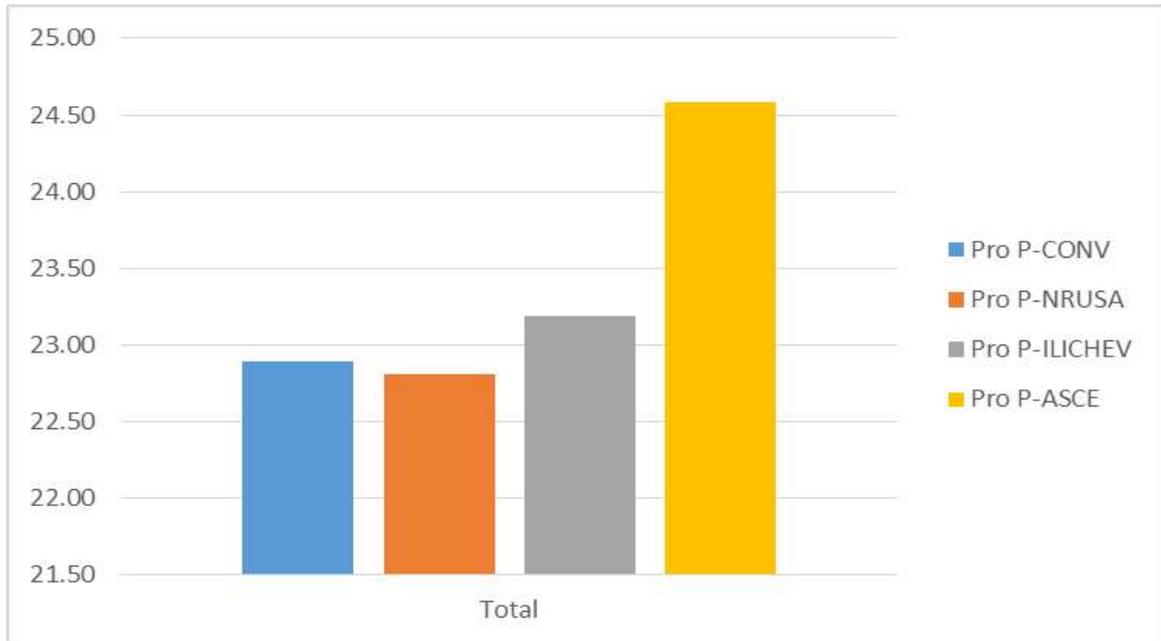


Figura 40. Variación de las medias de los esfuerzos axiales sobre las columnas en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos axiales sobre las columnas en la dirección Y-Y

	CONVENCIONAL	NORMA RUSA	ILICHEV	ASCE
MEDIA	33.43	31.26	29.72	27.11
VARIACIÓN %		-6.50%	-11.08%	-18.90%

Fuente: Elaboración propia

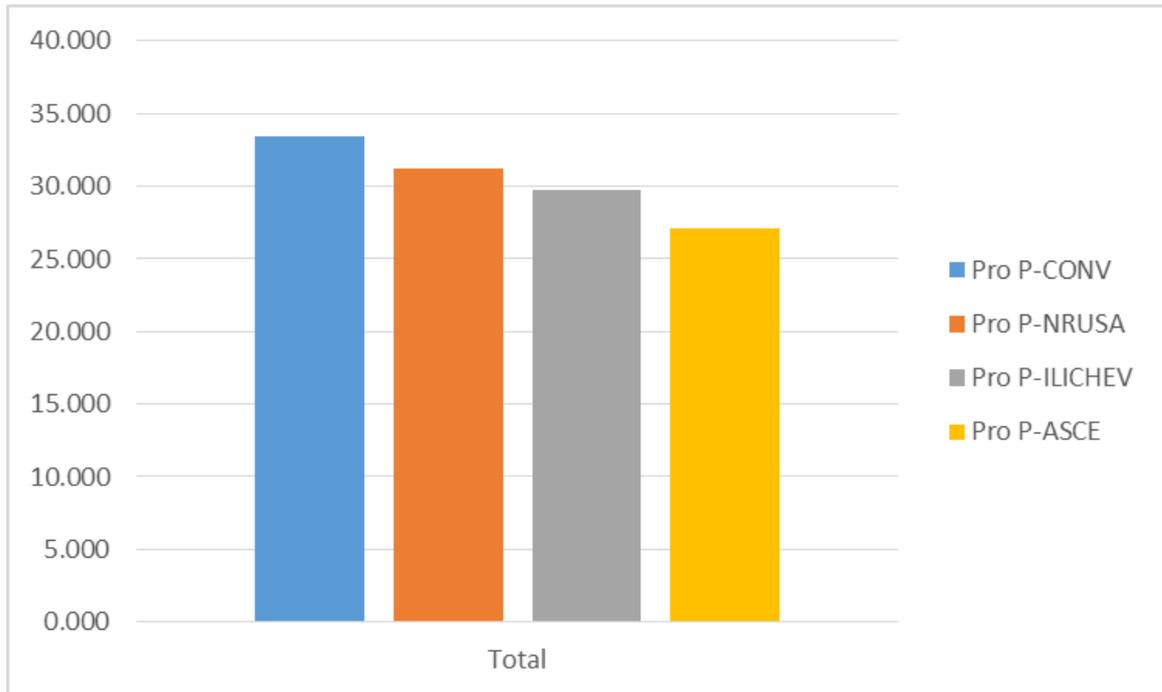


Figura 41. Variación de las medias de los esfuerzos axiales sobre las columnas en la dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia

Tabla 13. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las columnas en la dirección X-X

	CONVENCIONAL	NORMA RUSA	ILICHEV	ASCE
MEDIA	5.04	5.89	6.50	6.72
VARIACIÓN %		16.83%	28.99%	33.34%

Fuente: Elaboración propia

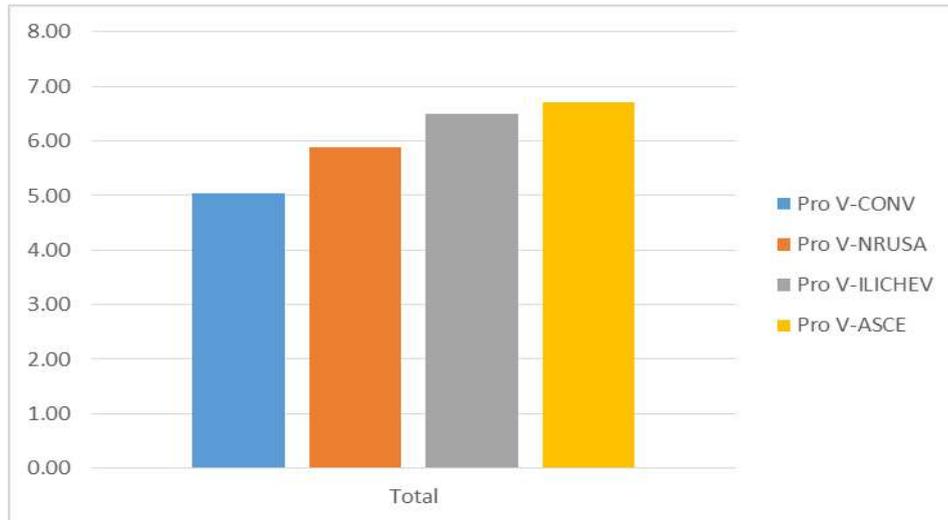


Figura 42. Variación de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las columnas en la dirección X-X. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las columnas en la dirección Y-Y

	CONVENCIONAL	NORMA RUSA	ILICHEV	ASCE
MEDIA	4.35	4.37	4.71	5.10
VARIACIÓN %		0.63%	8.43%	17.45%

Fuente: Elaboración propia

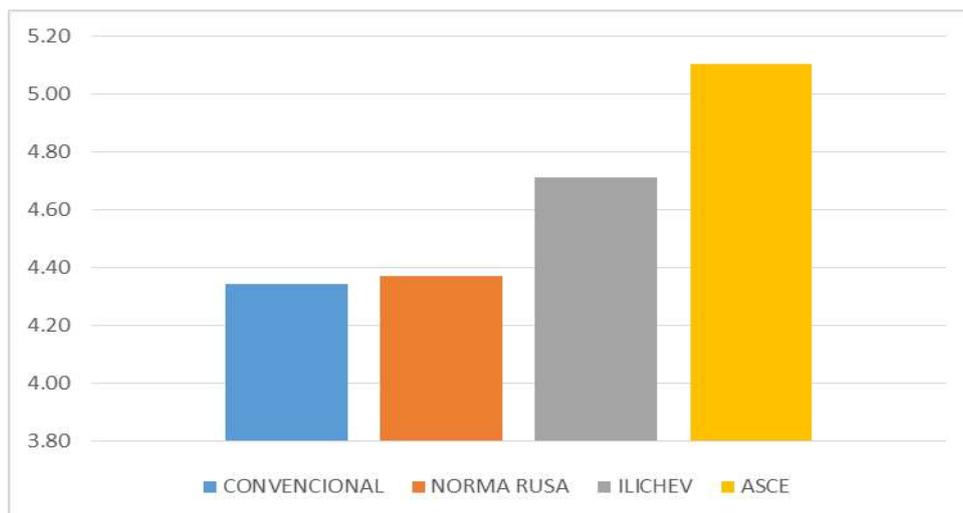


Figura 43. Variación de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las columnas en la dirección Y-Y. Fuente: Elaboración propia

Tabla 15. Variación porcentual de las medias de los momentos flectores sobre las columnas en la dirección X-X

	CONVENCIONAL	NORMA RUSA	ILICHEV	ASCE
MEDIA	8.53	9.94	10.91	10.93
VARIACIÓN %		16.55%	27.92%	28.12%

Fuente: Elaboración propia

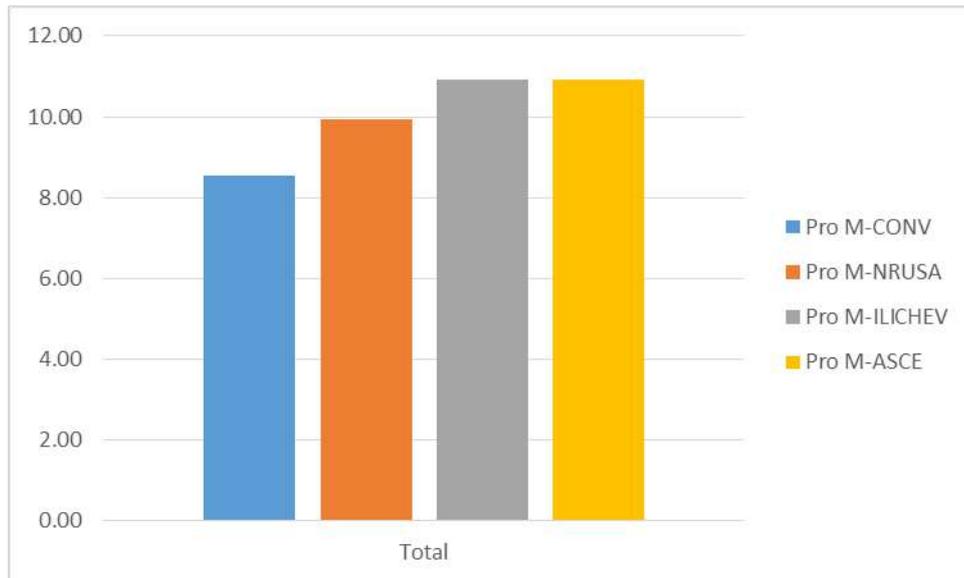


Figura 44. Variación de las medias de los momentos flectores sobre las columnas en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia

Tabla 16. Variación porcentual de las medias de los momentos flectores sobre las columnas en la dirección Y-Y

	CONVENCIONAL	NORMA RUSA	ILICHEV	ASCE
MEDIA	7.69	7.78	1.19	1.43
VARIACIÓN %		1.22%	-84.57%	-81.44%

Fuente: Elaboración propia

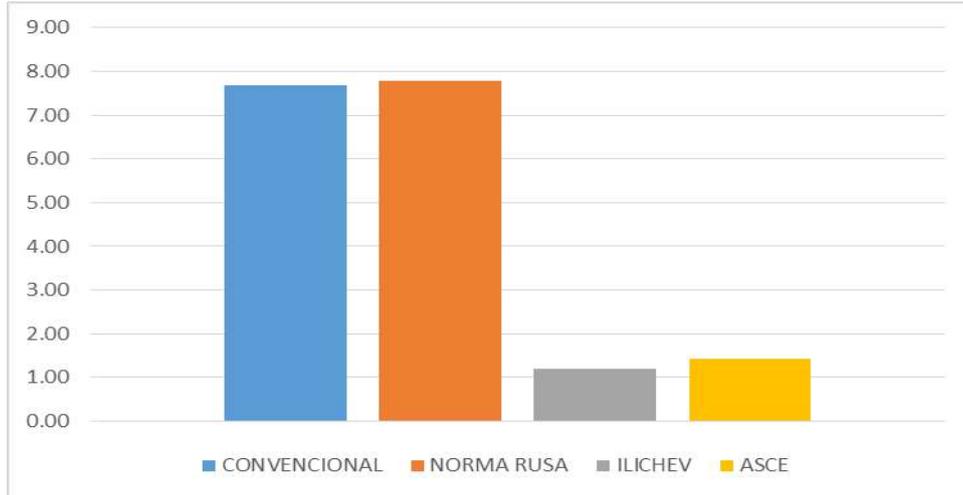


Figura 45. Variación de las medias de los momentos flectores sobre las columnas en la dirección Y-Y. Fuente: Elaboración propia

Tabla 17. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las vigas en la dirección X-X

	CONVENCIONAL	NORMA RUSA	ILICHEV	ASCE
MEDIA	4.23	4.66	5.02	5.41
VARIACIÓN %		10.19%	18.61%	27.79%

Fuente: Elaboración propia

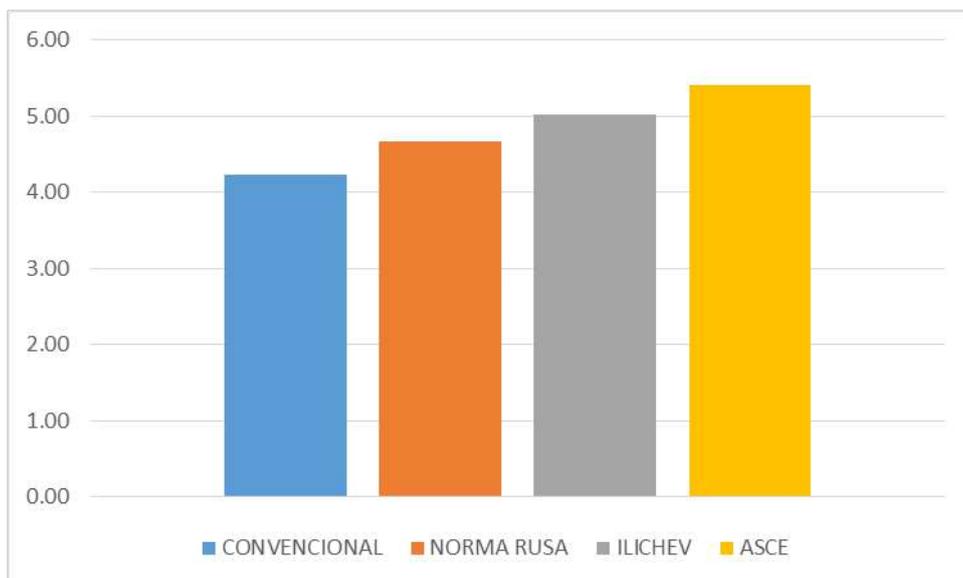


Figura 46. Variación de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las vigas en la dirección X-X. Fuente: Elaboración propia

Tabla 18. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las vigas en la dirección Y-Y.

	CONVENCIONAL	NORMA RUSA	ILICHEV	ASCE
MEDIA	14.28	15.43	16.38	17.99
VARIACIÓN %		8.00%	14.71%	25.94%

Fuente: Elaboración propia

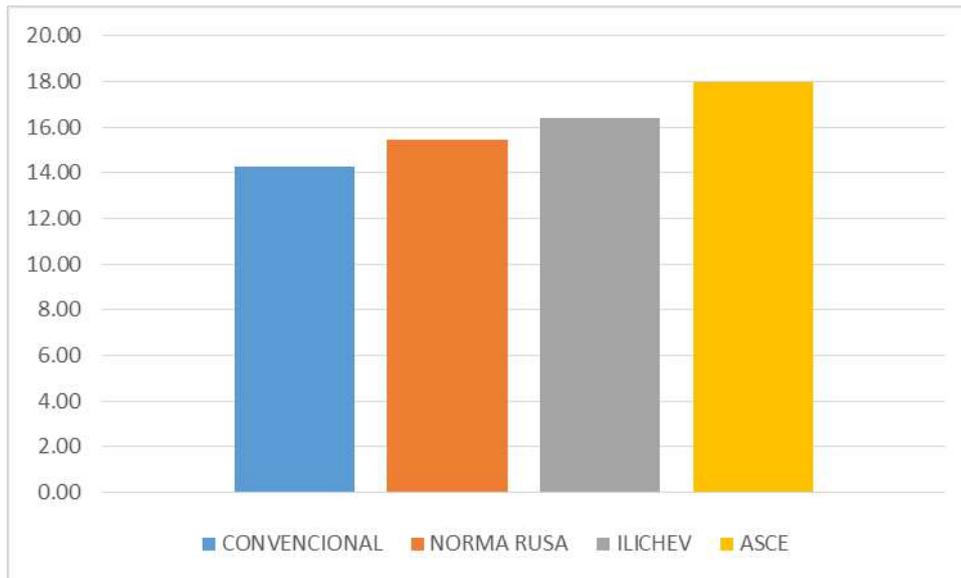


Figura 47. Variación de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las vigas en la dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos axiales sobre las placas en la dirección X-X

	CONVENCIONAL	NORMA RUSA	ILICHEV	ASCE
MEDIA	43.03	47.86	51.96	50.34
VARIACIÓN %		11.23%	20.76%	17.00%

Fuente: Elaboración propia

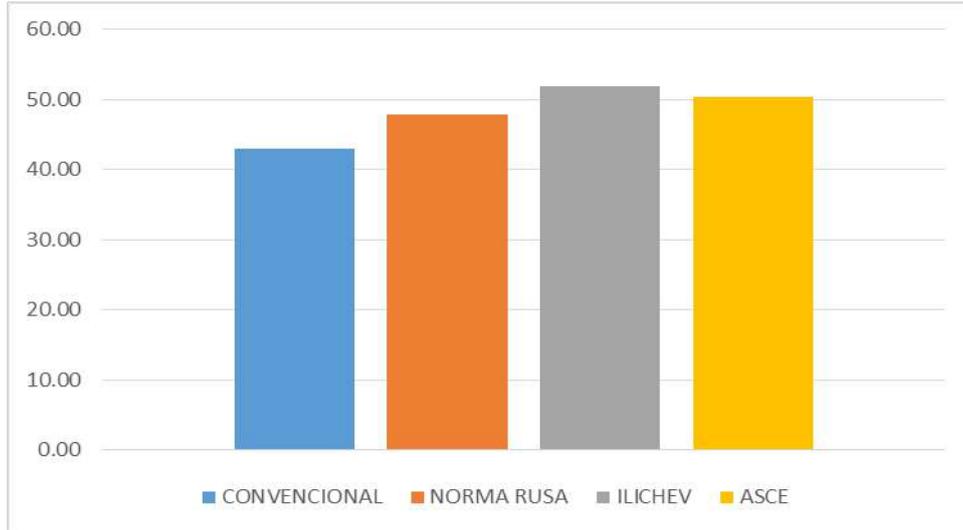


Figura 48. Variación de las medias de los esfuerzos axiales sobre las placas en la dirección X-X. Fuente: Elaboración propia

Tabla 20. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos axiales sobre las placas en la dirección Y-Y

	CONVENCIONAL	NORMA RUSA	ILICHEV	ASCE
MEDIA	34.23	35.23	35.91	34.69
VARIACIÓN %		2.93%	4.92%	1.33%

Fuente: Elaboración propia

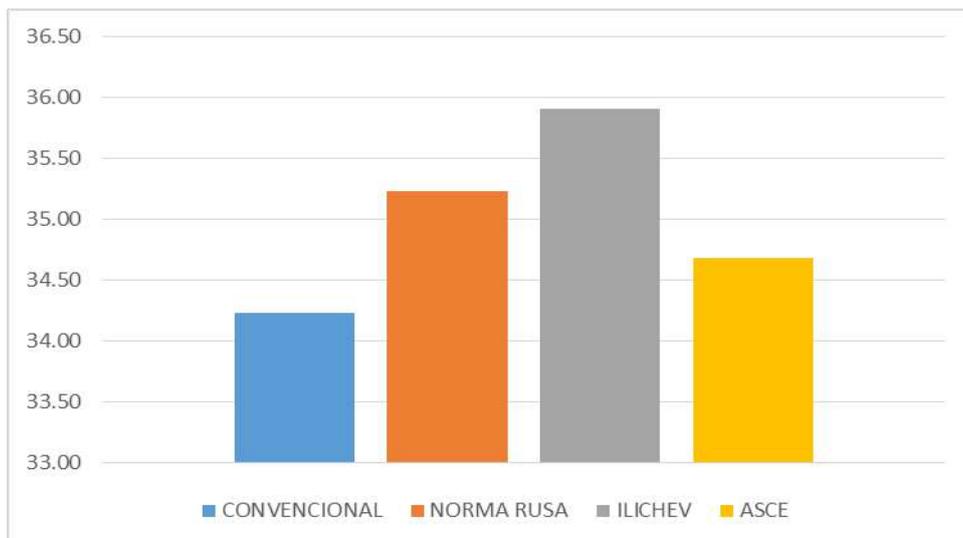


Figura 49. Variación de las medias de los esfuerzos axiales sobre las placas en la dirección Y-Y. Fuente: Elaboración propia

Tabla 21. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las placas en la dirección X-X

	CONVENCIONAL	NORMA RUSA	ILICHEV	ASCE
MEDIA	90.51	93.38	96.19	99.71
VARIACIÓN %		3.17%	6.27%	10.17%

Fuente: Elaboración propia

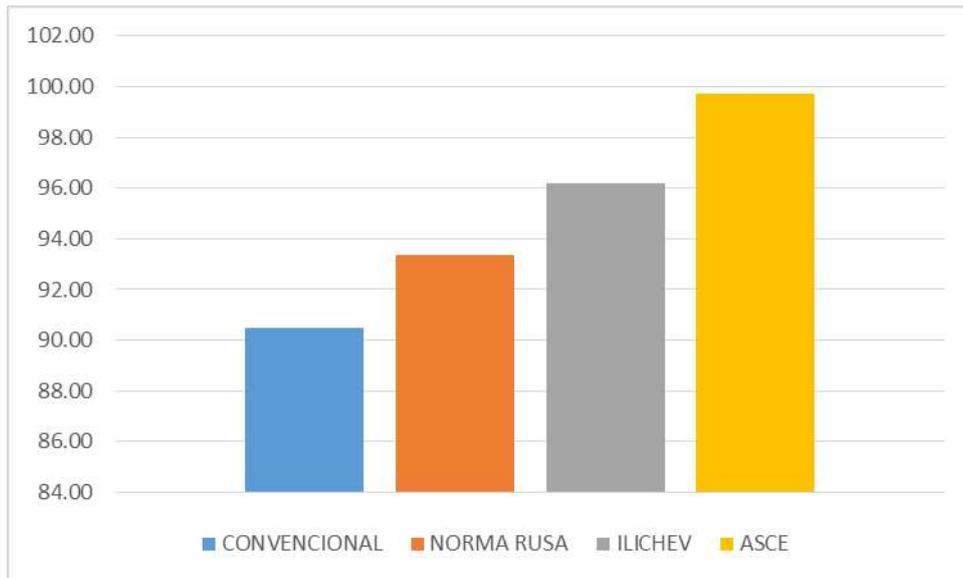


Figura 50. Variación de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las placas en la dirección X-X. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22. Variación porcentual de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las placas en la dirección Y-Y

	CONVENCIONAL	NORMA RUSA	ILICHEV	ASCE
MEDIA	51.07	4.35	49.54	50.00
VARIACIÓN %		-91.49%	-3.00%	-2.10%

Fuente: Elaboración propia

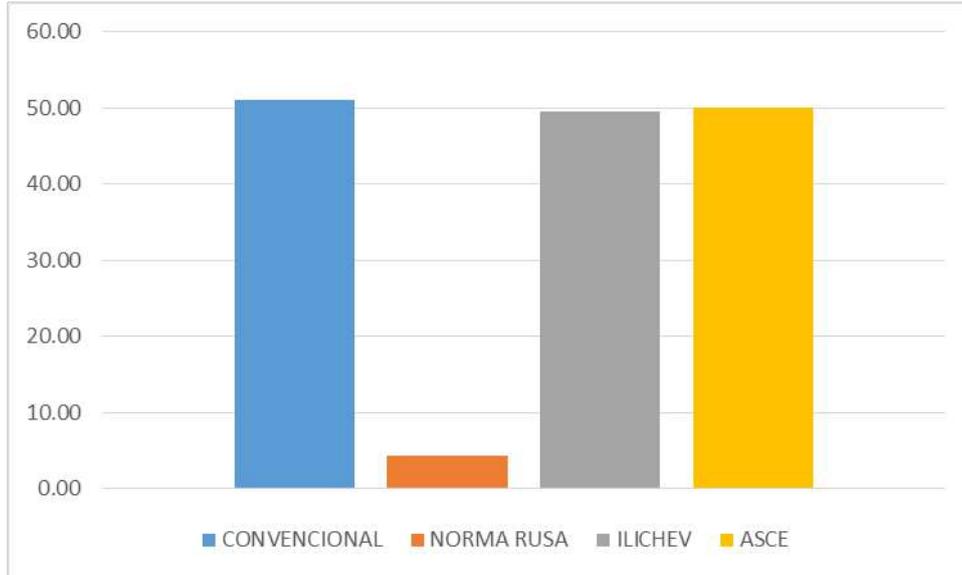


Figura 51. Variación de las medias de los esfuerzos cortantes sobre las placas en la dirección Y-Y. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 23. Variación porcentual de las medias de los momentos flectores sobre las placas en la dirección X-X

	CONVENCIONAL	NORMA RUSA	ILICHEV	ASCE
MEDIA	231.37	228.19	225.87	227.61
VARIACIÓN %		-1.38%	-2.38%	-1.63%

Fuente: Elaboración propia

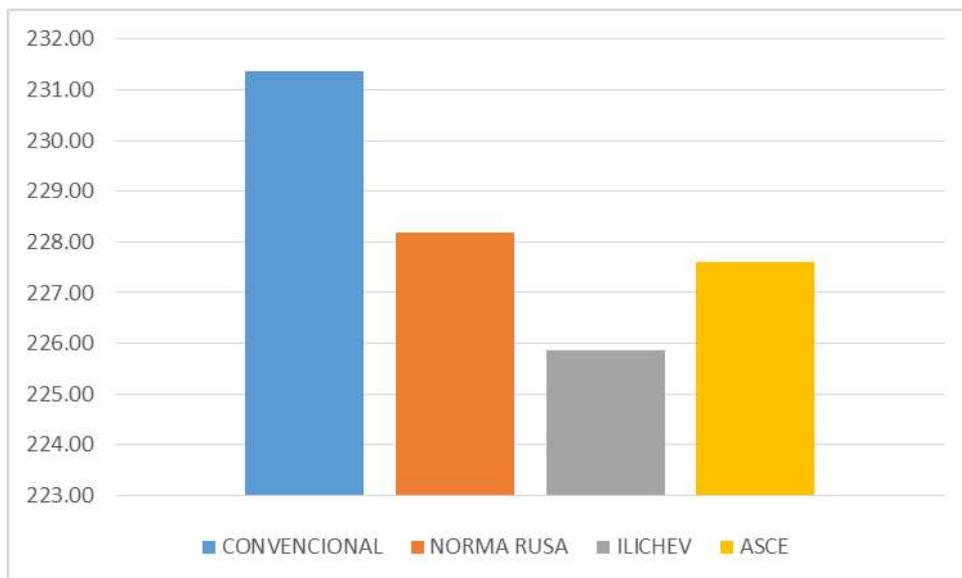


Figura 52. Variación de las medias de los momentos flectores sobre las placas en la dirección X-X. Fuente: Elaboración propia

Tabla 24. Variación porcentual de las medias de los momentos flectores sobre las placas en la dirección Y-Y

	CONVENCIONAL	NORMA RUSA	ILICHEV	ASCE
MEDIA	196.85	182.07	167.38	145.63
VARIACIÓN %		-7.51%	-14.97%	-26.02%

Fuente: Elaboración propia

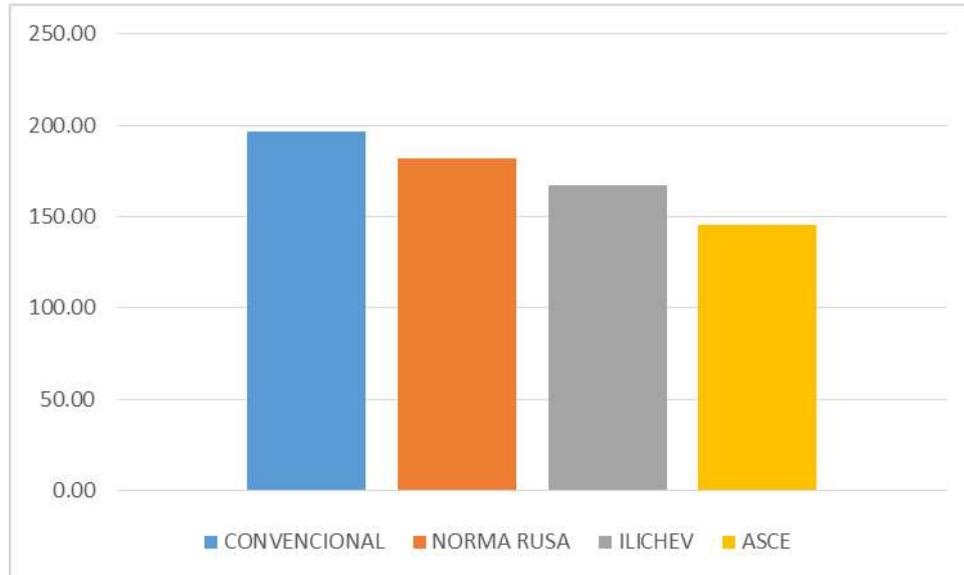


Figura 53. Variación de las medias de los momentos flectores sobre las placas en la dirección Y-Y. Fuente: Elaboración propia

4. Todos los datos obtenidos por modelamiento se han ingresado al programa SPSS v. 24 para la correspondiente prueba de normalidad, habiéndose utilizado según corresponda la prueba de Kolmogorov – Smirnov o la de Shapiro – Wilk.

Tabla 25. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las columnas obtenidos con modelamiento convencional

	Kolmogorov-Smirnov		
	Estadístico	gl	Sig.
Axial X-X	1,329	177	,071
Cortante X-X	1,210	177	,058
Momento X-X	1,257	177	,063
Axial Y-Y	1,352	177	,075
Cortante Y-Y	1,296	177	,066
Momento Y-Y	1,184	177	,053

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las columnas obtenidos con modelamiento dinámico según Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

	Kolmogorov-Smirnov		
	Estadístico	gl	Sig.
Axial X-X	1,192	177	,054
Cortante X-X	1,304	177	,069
Momento X-X	1,233	177	,061
Axial Y-Y	1,285	177	,064
Cortante Y-Y	1,209	177	,057
Momento Y-Y	1,197	177	,055

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las columnas obtenidos con modelamiento dinámico según la metodología de Ilichev

	Kolmogorov-Smirnov		
	Estadístico	gl	Sig.
Axial X-X	1,252	177	,062
Cortante X-X	1,185	177	,053
Momento X-X	1,305	177	,069
Axial Y-Y	1,194	177	,054
Cortante Y-Y	1,203	177	,057
Momento Y-Y	1,274	177	,063

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las columnas obtenidos con modelamiento dinámico según el Modelo ASCE

	Kolmogorov-Smirnov		
	Estadístico	gl	Sig.
Axial X-X	1,255	177	,062
Cortante X-X	1,191	177	,054
Momento X-X	1,324	177	,070
Axial Y-Y	1,298	177	,068
Cortante Y-Y	1,209	177	,058
Momento Y-Y	1,189	177	,053

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las vigas obtenidos con modelamiento convencional

	Kolmogorov-Smirnov		
	Estadístico	gl	Sig.
Cortante X-X	1,304	206	,067
Momento X-X	1,243	206	,059
Cortante Y-Y	1,275	206	,063
Momento Y-Y	1,192	206	,054

Fuente: Elaboración propia

Tabla 30. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las vigas obtenidos con modelamiento dinámico según Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

	Kolmogorov-Smirnov		
	Estadístico	gl	Sig.
Cortante X-X	1,295	206	,066
Momento X-X	1,243	206	,059
Cortante Y-Y	1,285	206	,064
Momento Y-Y	1,223	206	,056

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las vigas obtenidos con modelamiento dinámico según la metodología de Ilichev

	Kolmogorov-Smirnov		
	Estadístico	gl	Sig.
Cortante X-X	1,282	206	,064
Momento X-X	1,256	206	,061
Cortante Y-Y	1,194	206	,054
Momento Y-Y	1,189	206	,052

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las vigas obtenidos con modelamiento dinámico según la metodología ASCE

	Kolmogorov-Smirnov		
	Estadístico	gl	Sig.
Cortante X-X	1,297	206	,066
Momento X-X	1,195	206	,054
Cortante Y-Y	1,208	206	,058
Momento Y-Y	1,213	206	,059

Fuente: Elaboración propia

Tabla 33. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las placas obtenidos con modelo convencional

	Kolmogorov-Smirnov		
	Estadístico	gl	Sig.
Axial X-X	1,335	131	,072
Cortante X-X	1,241	131	,059
Momento X-X	1,306	131	,067
Axial Y-Y	1,257	131	,061
Cortante Y-Y	1,228	131	,056
Momento Y-Y	1,289	131	,065

Fuente: Elaboración propia

Tabla 34. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las placas obtenidos con modelo dinámico según Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

	Kolmogorov-Smirnov		
	Estadístico	gl	Sig.
Axial X-X	1,315	131	,070
Cortante X-X	1,231	131	,059
Momento X-X	1,318	131	,070
Axial Y-Y	1,275	131	,066
Cortante Y-Y	1,239	131	,059
Momento Y-Y	1,256	131	,062

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las placas obtenidos con modelo dinámico Ilichev

	Kolmogorov-Smirnov		
	Estadístico	gl	Sig.
Axial X-X	1,283	131	,067
Cortante X-X	1,232	131	,059
Momento X-X	1,334	131	,072
Axial Y-Y	1,225	131	,058
Cortante Y-Y	1,269	131	,066
Momento Y-Y	1,192	131	,053

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36. Prueba de normalidad de los esfuerzos internos de las placas obtenidos con el modelo dinámico ASCE

	Kolmogorov-Smirnov		
	Estadístico	gl	Sig.
Axial X-X	1,195	131	,053
Cortante X-X	1,211	131	,056
Momento X-X	1,286	131	,067
Axial Y-Y	1,208	131	,055
Cortante Y-Y	1,314	131	,071
Momento Y-Y	1,252	131	,065

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37. Prueba de normalidad para los desplazamientos laterales de entrespiso de los 9 niveles de la edificación.

	Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.
Convencional XX	,935	9	,527
Norma Rusa XX	,940	9	,587
Ilichev XX	,926	9	,440
ASCE XX	,928	9	,466
Convencional YY	,968	9	,876
Norma Rusa YY	,969	9	,882
Ilichev YY	,969	9	,888
ASCE YY	,969	9	,889

Fuente: Elaboración propia

- Habiéndose comprobado la normalidad de todos los conjuntos de datos, se ha procedido a calcular con ayuda del mismo software los insumos requeridos para la obtención del estadístico de prueba hipótesis, tales como la media y la desviación estándar.

4.4. CONTRASTE DE HIPÓTESIS

4.4.1. Contraste de la hipótesis específica N° 1

A partir de las hipótesis de trabajo planteadas anteriormente, se pueden formular las hipótesis científicas nula (H_0) y alterna (H_a):

(H_a) Se tiene una modificación significativa en los esfuerzos internos de los elementos estructurales obtenidos mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelo convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

(H_0) NO se tiene una modificación significativa en los esfuerzos internos de los elementos estructurales obtenidos mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelo convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

Ya que se está planteando que existe una modificación significativa entre un grupo de datos inicial (obtenidos mediante modelamiento convencional) y otro grupo que corresponde a los esfuerzos internos obtenidos a partir de modelamiento dinámico, considerando que ambos grupos de datos proceden de la misma población, la prueba estadística que permita verificar si existe o no una diferencia importante entre los esfuerzos internos será la de la media poblacional (μ) con la desviación estándar poblacional (σ) conocida, para lo cual previamente se requiere comprobar que las distribuciones probabilísticas de dichos esfuerzos internos son distribuciones normales. En la sección 4.3 de tratamiento de datos, se analizó previamente dicha condición de normalidad aplicando la prueba de Kolmogorov-Smirnov, habiéndose verificado que las distribuciones probabilísticas de todos esfuerzos internos calculados en los distintos elementos estructurales y con las distintas metodologías son distribuciones normales. Estos resultados eran los esperados

debido a que todas las submuestras son lo suficientemente grandes ($n_1 = 177, n_2 = 206$ y $n_3 = 131$), en los tres casos $n > 30$.

Tomando como base el conjunto de esfuerzos internos calculados mediante el modelo convencional, se procedió a determinar un valor representativo, siendo éste su media, el cual se empleará como valor hipotético de la media poblacional μ_0

Se partirá de la suposición tentativa de que la media poblacional de los esfuerzos internos obtenidos mediante el modelo dinámico con interacción suelo estructura (μ) es estadísticamente igual a la media hipotética. De la hipótesis científica nula planteada, podemos interpretar que si no se tiene una modificación significativa entre los esfuerzos internos obtenidos tanto con modelamiento convencional como con los modelos dinámicos con interacción suelo – estructura, entonces las medias de ambos grupos de resultados deben ser estadísticamente iguales, por lo que las hipótesis estadísticas nula y alterna serán respectivamente:

$$H_0: \mu = \mu_0$$

$$H_a: \mu \neq \mu_0$$

Ya que se cuenta con el total de esfuerzos internos obtenidos mediante la aplicación de los distintos modelos dinámicos tanto para las columnas, vigas y placas, entonces se da por conocida la desviación estándar de dichos esfuerzos, por lo que la prueba estadística que se usó para el contraste de la presente hipótesis es la de media poblacional μ con su respectiva desviación estándar poblacional (σ) conocida.

Habiéndose comprobado la normalidad de las distribuciones probabilísticas, el estadístico de prueba que le corresponde estará basado en la media muestral (\bar{x}) la cual también tendría una distribución probabilística normal, correspondiendo para este caso una prueba de dos colas. Se calcula mediante la fórmula:

$$z = \frac{\bar{x} - \mu_0}{\frac{\sigma}{\sqrt{n}}}$$

Fuente: Walpole y otros, 2012, p. 345

\bar{x} : media muestral de los esfuerzos internos obtenidos mediante modelos dinámicos con interacción suelo – estructura para cimentaciones con pilotes.

μ_0 : media poblacional hipotética de los esfuerzos internos, calculada por medio de modelamiento convencional.

σ : desviación estándar poblacional de los esfuerzos internos obtenidos mediante modelos dinámicos con interacción suelo – estructura para cimentaciones con pilotes.

Considerando un nivel de significancia de $\alpha = 0.05$, el valor crítico con el cual se contrastará será el de $Z_{\frac{\alpha}{2}}$. De la tabla de distribución Normal

se obtiene que $Z_{\frac{\alpha}{2}} = 1.96$

Al tratarse de una prueba de dos colas, el criterio de rechazo para la hipótesis nula H_0 será de:

Se rechaza H_0 si: $z \leq -1.96$ ó $z \geq 1.96$.

a) Prueba de hipótesis para los esfuerzos internos de las columnas

a.1) Usando el modelo dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Tabla 38. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

TIPO DE ESFUERZO INTERNO	DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	MEDIA POBLACIONAL HIPOTÉTICA (μ_0)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)	ESTADÍSTICO DE PRUEBA PARA LA MEDIA (z)	VALOR CRÍTICO CON 0.05 DE SIGNIFICANCIA	RESULTADO DEL CONTRASTE PARA Ho
AXIAL	X-X	22.81	22.89	6.85	-0.16	-1.96	No se rechaza
	Y-Y	31.26	33.43	13.48	-2.14	-1.96	Se rechaza
CORTANTE	X-X	5.89	5.04	4.82	2.34	1.96	Se rechaza
	Y-Y	4.37	4.35	0.85	0.43	1.96	No se rechaza
MOMENTO FLECTOR	X-X	9.94	8.53	8.09	2.32	1.96	Se rechaza
	Y-Y	7.78	7.69	2.06	0.61	1.96	No se rechaza

Elaboración propia en base a resultados de la modelación con Etabs 2017.

a.2) Usando el modelo dinámico de Ilichev

Tabla 39. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico de Ilichev.

TIPO DE ESFUERZO INTERNO	DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	MEDIA POBLACIONAL HIPOTÉTICA (μ_0)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)	ESTADÍSTICO DE PRUEBA PARA LA MEDIA (z)	VALOR CRÍTICO CON 0.05 DE SIGNIFICANCIA	RESULTADO DEL CONTRASTE PARA Ho
AXIAL	X-X	23.19	22.89	35.67	0.11	1.96	No se rechaza
	Y-Y	29.72	33.43	21.52	-2.29	-1.96	Se rechaza
CORTANTE	X-X	6.50	5.04	5.24	3.71	1.96	Se rechaza
	Y-Y	4.71	4.35	2.08	2.35	1.96	Se rechaza
MOMENTO FLECTOR	X-X	10.91	8.53	8.85	3.58	1.96	Se rechaza
	Y-Y	1.19	7.69	1.56	-55.53	-1.96	Se rechaza

Elaboración propia en base a resultados de la modelación con Etabs 2017.

a.3) Usando el modelo dinámico de ASCE

Tabla 40. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico ASCE.

TIPO DE ESFUERZO INTERNO	DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	MEDIA POBLACIONAL HIPOTÉTICA (μ_0)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)	ESTADÍSTICO DE PRUEBA PARA LA MEDIA (z)	VALOR CRÍTICO CON 0.05 DE SIGNIFICANCIA	RESULTADO DEL CONTRASTE PARA Ho
AXIAL	X-X	24.58	22.89	16.59	1.35	1.96	No se rechaza
	Y-Y	27.11	33.43	28.04	-3.00	-1.96	Se rechaza
CORTANTE	X-X	6.72	5.04	5.55	4.02	1.96	Se rechaza
	Y-Y	5.10	4.35	4.50	2.24	1.96	Se rechaza
MOMENTO FLECTOR	X-X	10.93	8.53	9.15	3.49	1.96	Se rechaza
	Y-Y	1.43	7.69	2.31	-36.10	-1.96	Se rechaza

Elaboración propia en base a resultados de la modelación con Etabs 2017.

Como resultado de aplicar la prueba de la media poblacional para los diferentes modelos dinámicos, con los distintos tipos de esfuerzo interno y para ambas direcciones; se han obtenido los resultados que podemos resumir en la siguiente tabla:

Tabla 41. Porcentaje de rechazo de Ho para el contraste de los esfuerzos internos de las columnas.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	MODELO DINÁMICO DE COMPARACIÓN	CASOS EN QUE SE RECHAZA LA Ho	CASOS EN QUE NO SE RECHAZA LA Ho
COLUMNAS	Norma Rusa	3	3
	Ilichev	5	1
	ASCE	5	1
TOTAL		13	5
TOTAL (%)		72.22%	27.78%

Elaboración propia

El hecho de que se rechace la hipótesis nula Ho en un mayoritario 72.22% permite generalizar y poder afirmar que para los esfuerzos internos de las columnas se rechaza la hipótesis nula y por lo tanto se acepte como válida la hipótesis

alterna, es decir la media poblacional de los esfuerzos internos de las columnas calculadas mediante los modelamientos dinámicos es significativamente diferente a la media hipotética que fue calculada por modelamiento convencional.

b) Prueba de hipótesis para los esfuerzos internos de las vigas

b.1) Usando el modelo dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Tabla 42. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

TIPO DE ESFUERZO INTERNO	DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	MEDIA POBLACIONAL HIPOTÉTICA (μ_0)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)	ESTADÍSTICO DE PRUEBA PARA LA MEDIA (z)	VALOR CRÍTICO CON 0.05 DE SIGNIFICANCIA	RESULTADO DEL CONTRASTE PARA Ho
CORTANTE	X-X	7.97	7.11	5.47	2.26	1.96	Se rechaza
	Y-Y	4.66	4.23	2.39	2.59	1.96	Se rechaza
MOMENTO FLECTOR	X-X	20.24	17.94	15.11	2.18	1.96	Se rechaza
	Y-Y	13.76	12.45	7.43	2.53	1.96	Se rechaza

Elaboración propia en base a resultados de la modelación con Etabs 2017.

b.2) Usando el modelo dinámico de Ilichev

Tabla 43. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico de Ilichev.

TIPO DE ESFUERZO INTERNO	DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	MEDIA POBLACIONAL HIPOTÉTICA (μ_0)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)	ESTADÍSTICO DE PRUEBA PARA LA MEDIA (z)	VALOR CRÍTICO CON 0.05 DE SIGNIFICANCIA	RESULTADO DEL CONTRASTE PARA Ho
CORTANTE	X-X	8.92	7.11	8.89	2.93	1.96	Se rechaza
	Y-Y	5.02	4.23	5.75	1.97	1.96	Se rechaza
MOMENTO FLECTOR	X-X	22.77	17.94	17.90	3.87	1.96	Se rechaza
	Y-Y	14.83	12.45	16.38	2.08	1.96	Se rechaza

Elaboración propia en base a resultados de la modelación con Etabs 2017.

b.3) Usando el modelo dinámico de ASCE

Tabla 44. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico ASCE.

TIPO DE ESFUERZO INTERNO	DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	MEDIA POBLACIONAL HIPOTÉTICA (μ_0)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)	ESTADÍSTICO DE PRUEBA PARA LA MEDIA (z)	VALOR CRÍTICO CON 0.05 DE SIGNIFICANCIA	RESULTADO DEL CONTRASTE PARA H_0
CORTANTE	X-X	8.98	7.11	8.90	3.02	1.96	Se rechaza
	Y-Y	5.41	4.23	6.30	2.68	1.96	Se rechaza
MOMENTO FLECTOR	X-X	23.05	17.94	17.74	4.13	1.96	Se rechaza
	Y-Y	16.05	12.45	17.99	2.87	1.96	Se rechaza

Elaboración propia en base a resultados de la modelación con Etabs 2017.

Como resultado de aplicar la prueba de la media poblacional para los diferentes modelos dinámicos, con los distintos tipos de esfuerzo interno y para ambas direcciones; se han obtenido los resultados que podemos resumir en la siguiente tabla:

Tabla 45. Porcentaje de rechazo de H_0 para el contraste de los esfuerzos internos de las vigas.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	MODELO DINÁMICO DE COMPARACIÓN	CASOS EN QUE SE RECHAZA LA H_0	CASOS EN QUE NO SE RECHAZA LA H_0
VIGAS	Norma Rusa	4	0
	Ilichev	4	0
	ASCE	4	0
TOTAL		12	0
TOTAL (%)		100.00%	0.00%

Elaboración propia

En este caso el rechazo de la hipótesis nula H_0 es total (100%) lo que nos permite poder afirmar en forma contundente que para los esfuerzos internos de las vigas se rechaza la hipótesis nula y por lo tanto se acepte como válida la hipótesis alterna, es decir la media poblacional de los esfuerzos internos de las vigas calculadas mediante los modelamientos dinámicos es

significativamente diferente a la media hipotética que fue calculada por modelamiento convencional.

c) Prueba de hipótesis para los esfuerzos internos de las Placas.

c.1) Usando el modelo dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Tabla 46. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

TIPO DE ESFUERZO INTERNO	DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	MEDIA POBLACIONAL HIPOTÉTICA (μ_0)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)	ESTADÍSTICO DE PRUEBA PARA LA MEDIA (z)	VALOR CRÍTICO CON 0.05 DE SIGNIFICANCIA	RESULTADO DEL CONTRASTE PARA H_0
AXIAL	X-X	47.86	43.03	23.87	2.32	1.96	Se rechaza
	Y-Y	35.23	34.23	24.57	0.47	1.96	No se rechaza
CORTANTE	X-X	64.10	60.37	20.38	2.10	1.96	Se rechaza
	Y-Y	43.45	51.07	16.86	-5.17	-1.96	Se rechaza
MOMENTO FLECTOR	X-X	228.19	231.37	128.01	-0.28	-1.96	No se rechaza
	Y-Y	182.07	196.85	73.01	-2.32	-1.96	Se rechaza

Elaboración propia en base a resultados de la modelación con Etabs 2017.

c.2) Usando el modelo dinámico de Ilichev

Tabla 47. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico de Ilichev.

TIPO DE ESFUERZO INTERNO	DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	MEDIA POBLACIONAL HIPOTÉTICA (μ_0)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)	ESTADÍSTICO DE PRUEBA PARA LA MEDIA (z)	VALOR CRÍTICO CON 0.05 DE SIGNIFICANCIA	RESULTADO DEL CONTRASTE PARA H_0
AXIAL	X-X	51.96	43.03	38.47	2.66	1.96	Se rechaza
	Y-Y	35.91	34.23	9.58	2.01	1.96	Se rechaza
CORTANTE	X-X	68.19	60.37	36.19	2.47	1.96	Se rechaza
	Y-Y	49.54	51.07	31.64	-0.55	-1.96	No se rechaza
MOMENTO FLECTOR	X-X	225.87	231.37	122.42	-0.51	-1.96	No se rechaza
	Y-Y	167.38	196.85	145.82	-2.31	-1.96	Se rechaza

Elaboración propia en base a resultados de la modelación con Etabs 2017.

Tabla 48. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico ASCE

TIPO DE ESFUERZO INTERNO	DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	MEDIA POBLACIONAL HIPOTÉTICA (μ_0)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)	ESTADÍSTICO DE PRUEBA PARA LA MEDIA (z)	VALOR CRÍTICO CON 0.05 DE SIGNIFICANCIA	RESULTADO DEL CONTRASTE PARA Ho
AXIAL	X-X	50.34	43.03	28.07	2.98	1.96	Se rechaza
	Y-Y	34.69	34.23	12.91	0.40	1.96	No se rechaza
CORTANTE	X-X	68.03	60.37	39.71	2.21	1.96	Se rechaza
	Y-Y	50.00	51.07	11.87	-1.03	-1.96	No se rechaza
MOMENTO FLECTOR	X-X	227.61	231.37	45.91	-0.94	-1.96	No se rechaza
	Y-Y	145.63	196.85	216.05	-2.71	-1.96	Se rechaza

Elaboración propia en base a resultados de la modelación con Etabs 2017.

Como resultado de aplicar la prueba de la media poblacional para los diferentes modelos dinámicos, con los distintos tipos de esfuerzo interno y para ambas direcciones; se han obtenido los resultados que podemos resumir en la siguiente tabla:

Tabla 49. Porcentaje de rechazo de Ho para el contraste de los esfuerzos internos de las placas.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	MODELO DINÁMICO DE COMPARACIÓN	CASOS EN QUE SE RECHAZA LA Ho	CASOS EN QUE NO SE RECHAZA LA Ho
PLACAS	Norma Rusa	4	2
	Ilichev	4	2
	ASCE	3	3
TOTAL		11	7
TOTAL (%)		61.11%	38.89%

Elaboración propia

El hecho de que se rechace la hipótesis nula Ho en un mayoritario 61.11% permite generalizar y poder afirmar que

para los esfuerzos internos de las placas se rechaza la hipótesis nula y por lo tanto se acepta como válida la hipótesis alterna, es decir la media poblacional de los esfuerzos internos de las vigas calculadas mediante los modelamientos dinámicos es significativamente diferente a la media hipotética que fue calculada por modelamiento convencional.

En general, para los esfuerzos internos de todos los elementos estructurales analizados (columnas, vigas y placas) se ha encontrado que la evidencia empírica permite rechazar la hipótesis nula H_0 , por lo cual estamos en la posibilidad de afirmar que la hipótesis alterna H_a es válida y cierta:

Se tiene una modificación significativa en los esfuerzos internos de los elementos estructurales obtenidos mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelo convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

4.4.2. Contraste de la hipótesis específica N° 2

(H_a) Los desplazamientos laterales y periodos de vibración obtenidos mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes tienen una diferencia significativa con respecto al modelo convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

(H_0) Los desplazamientos laterales y periodos de vibración obtenidos mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes NO tienen una diferencia significativa con respecto al modelo convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

En este caso también se está planteando que existe una modificación significativa entre un grupo de datos inicial (obtenidos mediante modelamiento convencional) y otro grupo que corresponde a los desplazamientos laterales obtenidos a partir de la aplicación de modelos dinámicos de interacción suelo estructuras, considerando que ambos grupos de datos proceden de la misma población, la prueba estadística que permita verificar si existe o no una diferencia importante entre los desplazamientos laterales será la de la media poblacional (μ) con la desviación estándar poblacional (σ) conocida, para lo cual previamente se requiere comprobar que las distribuciones probabilísticas de dichos desplazamientos laterales son distribuciones normales. En la sección 4.3 de tratamiento de datos, se analizó previamente dicha condición de normalidad aplicando la prueba de Shapiro-Wilk, habiéndose verificado que las distribuciones probabilísticas de los desplazamientos laterales de todos los niveles de la edificación calculados con los distintos modelos Dinámicos son distribuciones normales. Para esta verificación se ha tomado en cuenta que son nueve los niveles o pisos de la edificación analizada ($n=9$) por lo cual la prueba de normalidad que le corresponde para grupos de datos con número menor a 50 es la de Shapiro-Wilk.

Tomando como base el conjunto de desplazamientos laterales calculados mediante el modelo convencional, se procedió a determinar un valor representativo, siendo éste su media, el cual se empleará como valor hipotético de la media poblacional μ_0

Se partirá de la suposición tentativa de que la media poblacional de los desplazamientos laterales obtenidos mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura (μ) es estadísticamente igual a la media hipotética. De la hipótesis científica nula planteada, podemos interpretar que si no se tiene una modificación significativa entre los desplazamientos laterales obtenidos tanto con

modelamiento convencional como con los modelos dinámicos con interacción suelo – estructura, entonces las medias de ambos grupos de resultados deben ser estadísticamente iguales, por lo que las hipótesis estadísticas nula y alterna serán respectivamente:

$$H_0: \mu = \mu_0$$

$$H_a: \mu \neq \mu_0$$

Ya que se cuenta con el total de desplazamientos laterales obtenidos mediante los modelos basados en las distintas metodologías, entonces se da por conocida la desviación estándar de dichos desplazamientos, por lo que la prueba estadística que se usó para el contraste de la presente hipótesis es la de media poblacional (μ) con su respectiva desviación estándar poblacional (σ) conocida.

Habiéndose comprobado la normalidad de las distribuciones probabilísticas, el estadístico de prueba que le corresponde estará basado en la media muestral (\bar{x}) la cual también tendría una distribución probabilística normal, correspondiendo para este caso una prueba de dos colas. Se calcula mediante la fórmula:

$$z = \frac{\bar{x} - \mu_0}{\frac{\sigma}{\sqrt{n}}}$$

\bar{x} : media muestral de los desplazamientos laterales obtenidos mediante modelos dinámicos con interacción suelo – estructura para cimentaciones con pilotes.

μ_0 : media poblacional hipotética de los desplazamientos laterales, calculada por medio de modelamiento convencional.

σ : desviación estándar poblacional de los desplazamientos laterales obtenidos mediante modelos dinámicos con interacción suelo – estructura para cimentaciones con pilotes.

Considerando un nivel de significancia de $\alpha = 0.05$, el valor crítico con el cual se contrastará será el de $Z\frac{\alpha}{2}$. De la tabla de distribución Normal

se obtiene que $Z\frac{\alpha}{2} = 1.96$

Al tratarse de una prueba de dos colas, el criterio de rechazo para la hipótesis nula H_0 será de:

Se rechaza H_0 si: $z \leq -1.96$ ó $z \geq 1.96$.

a) Usando el modelo dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Tabla 50. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	MEDIA POBLACIONAL HIPOTÉTICA (μ_0)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)	ESTADÍSTICO DE PRUEBA PARA LA MEDIA (z)	VALOR CRÍTICO CON 0.05 DE SIGNIFICANCIA	RESULTADO DEL CONTRASTE PARA H_0
X-X	0.0123696	0.0095399	0.0052076	6.22	1.96	Se rechaza
Y-Y	0.0075021	0.0065904	0.0038873	2.68	1.96	Se rechaza

Elaboración propia en base a resultados de la modelación con Etabs 2017.

b) Usando el modelo dinámico de Ilichev

Tabla 51. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico de Ilichev.

DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	MEDIA POBLACIONAL HIPOTÉTICA (μ_0)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)	ESTADÍSTICO DE PRUEBA PARA LA MEDIA (z)	VALOR CRÍTICO CON 0.05 DE SIGNIFICANCIA	RESULTADO DEL CONTRASTE PARA H_0
X-X	0.0183982	0.0095399	0.0067163	15.10	1.96	Se rechaza
Y-Y	0.0087198	0.0065904	0.0043959	5.54	1.96	Se rechaza

Elaboración propia en base a resultados de la modelación con Etabs 2017.

c) Usando el modelo dinámico ASCE

Tabla 52. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico ASCE

DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	MEDIA POBLACIONAL HIPOTÉTICA (μ_0)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)	ESTADÍSTICO DE PRUEBA PARA LA MEDIA (z)	VALOR CRÍTICO CON 0.05 DE SIGNIFICANCIA	RESULTADO DEL CONTRASTE PARA Ho
X-X	0.0174542	0.0095399	0.0063853	14.19	1.96	Se rechaza
Y-Y	0.0089001	0.0065904	0.0043975	6.01	1.96	Se rechaza

Elaboración propia en base a resultados de la modelación con Etabs 2017.

Como resultado de aplicar la prueba de la media poblacional para los diferentes modelos dinámicos, con los desplazamientos laterales de todos los niveles y para ambas direcciones; se han obtenido los resultados que podemos resumir en la siguiente tabla:

Tabla 53. Porcentaje de rechazo de Ho para el contraste de los desplazamientos laterales de entrepiso

MODELO DINÁMICO DE COMPARACIÓN	CASOS EN QUE SE RECHAZA LA Ho	CASOS EN QUE NO SE RECHAZA LA Ho
Norma Rusa	2	0
Ilichev	2	0
ASCE	2	0
TOTAL	6	0
TOTAL (%)	100.00%	0.00%

Elaboración propia

Se observa que en todos los casos analizados la hipótesis nula Ho es rechazada por lo que se tendría evidencia empírica suficiente para poder rechazar la hipótesis nula específica N° 2 que planteaba que los desplazamientos laterales y periodos de vibración obtenidos con el modelo convencional presentan similitud o diferencia no significativa con aquellos que fueron calculados a base de modelos

dinámicos con interacción suelo-estructura y por lo tanto se acepte como válida la hipótesis específica alterna N° 2:

Los desplazamientos laterales y periodos de vibración obtenidos mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes tienen una diferencia significativa con respecto al modelo convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

4.4.3. Contraste de la hipótesis específica N° 3

(Ha) Los modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes son compatibles con la Norma Diseño Sismoresistente E.030, aplicados en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

(Ho) Los modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes NO son compatibles con la Norma Diseño Sismoresistente E.030, aplicados en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

La compatibilidad de los modelos dinámicos con la Norma Diseño Sismoresistente E.030 la analizaremos en función a si las derivas obtenidas con los modelos de interacción suelo – estructura están dentro del rango establecido en la mencionada norma.

Al respecto reproducimos la sección que corresponde a los máximos valores de los desplazamientos relativos de entrepiso (derivas):

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla N°11.

Tabla N°11 LÍMITES PARA LA DISTORSION DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificio de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta tabla.

(RNE E.030 “Diseño Sismorresistente”, 2018, p. 27)

Al corresponder la edificación analizada a una cuyo material predominante es el concreto armado, la deriva máxima admisible viene a ser 0.007, valor que tomaremos como media hipotética, es decir consideramos que:

$$\mu_0 = 0.007$$

En este caso la hipótesis específica nula H_0 estaría planteando que las derivas calculadas mediante los modelos dinámicos son mayores a 0.007 con lo cual se estaría dando la incompatibilidad con lo establecido por la RNE E.030.

Considerando que ambos grupos de datos proceden de la misma población, la prueba estadística que permita verificar el cumplimiento de la citada norma será la de la media poblacional (μ) con la desviación estándar poblacional (σ) conocida de cola inferior, para lo cual previamente se requiere comprobar que las distribuciones probabilísticas de dichas derivas son distribuciones normales. En la sección 4.3 de tratamiento de datos, se analizó previamente dicha condición de normalidad aplicando la prueba de Shapiro-Wilk, habiéndose verificado que las distribuciones probabilísticas de las derivas de todos los niveles de la edificación calculados con los distintos modelos dinámicos son distribuciones normales. Para esta

verificación se ha tomado en cuenta que son nueve los niveles (8 pisos + sótano) de la edificación analizada ($n=9$) por lo cual la prueba de normalidad que le corresponde para grupos de datos con número menor a 50 es la de Shapiro-Wilk.

Se partirá de la suposición tentativa de que la media poblacional de las derivas obtenidas mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura (μ) es estadísticamente mayor a la media hipotética, por lo que las hipótesis estadísticas nula y alterna serán respectivamente:

$$H_0: \mu > 0.007$$

$$H_a: \mu \leq 0.007$$

Ya que se cuenta con el total de derivas obtenidas mediante los modelos dinámicos, entonces se da por conocida su desviación estándar poblacional, por lo que la prueba estadística que se usó para el contraste de la presente hipótesis es la de media poblacional (μ) con su respectiva desviación estándar poblacional (σ) conocida.

Habiéndose comprobado la normalidad de las distribuciones probabilísticas, el estadístico de prueba que le corresponde estará basado en la media muestral (\bar{x}) la cual también tendría una distribución probabilística normal, correspondiendo para este caso una prueba de cola inferior. Se calcula mediante la fórmula:

$$z = \frac{\bar{x} - 0.007}{\frac{\sigma}{\sqrt{n}}}$$

\bar{x} : media muestral de las derivas obtenidas mediante modelos dinámicos con interacción suelo – estructura para cimentaciones con pilotes.

σ : desviación estándar poblacional de los desplazamientos laterales obtenidos mediante modelos dinámicos con interacción suelo – estructura para cimentaciones con pilotes.

Considerando un nivel de significancia de $\alpha = 0.05$, el valor crítico con el cual se contrastará será el de Z_{α} . De la tabla de distribución Normal se obtiene que $Z_{\alpha} = 1.64$

Al tratarse de una prueba de cola inferior, el criterio de rechazo para la hipótesis nula H_0 será de:

Se rechaza H_0 si: $z \leq -1.64$

a) Usando el modelo dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Tabla 54. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico basado en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	MEDIA POBLACIONAL HIPOTÉTICA (μ_0)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)	ESTADÍSTICO DE PRUEBA PARA LA MEDIA (z)	VALOR CRÍTICO CON 0.05 DE SIGNIFICANCIA	RESULTADO DEL CONTRASTE PARA H_0
X-X	0.0023777	0.007	0.0005072	-27.34	-1.64	Se rechaza
Y-Y	0.0016628	0.007	0.0004639	-34.52	-1.64	Se rechaza

Elaboración propia en base a resultados de la modelación con Etabs 2017.

b) Usando el modelo dinámico de Ilichev

Tabla 55. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico de Ilichev.

DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	MEDIA POBLACIONAL HIPOTÉTICA (μ_0)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)	ESTADÍSTICO DE PRUEBA PARA LA MEDIA (z)	VALOR CRÍTICO CON 0.05 DE SIGNIFICANCIA	RESULTADO DEL CONTRASTE PARA H_0
X-X	0.0030904	0.007	0.0005226	-22.45	-1.64	Se rechaza
Y-Y	0.0019263	0.007	0.0003958	-38.45	-1.64	Se rechaza

Elaboración propia en base a resultados de la modelación con Etabs 2017.

c) Usando el modelo dinámico ASCE

Tabla 56. Resultado del contraste de hipótesis con la prueba de la media poblacional a partir de los datos obtenidos con el modelo dinámico ASCE

DIRECCIÓN	MEDIA MUESTRAL (x)	MEDIA POBLACIONAL HIPOTÉTICA (μ_0)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR POBLACIONAL (σ)	ESTADÍSTICO DE PRUEBA PARA LA MEDIA (z)	VALOR CRÍTICO CON 0.05 DE SIGNIFICANCIA	RESULTADO DEL CONTRASTE PARA Ho
X-X	0.0028116	0.007	0.0007556	-16.63	-1.64	Se rechaza
Y-Y	0.0017708	0.007	0.0005848	-26.83	-1.64	Se rechaza

Elaboración propia en base a resultados de la modelación con Etabs 2017.

Como resultado de aplicar la prueba de la media poblacional para los diferentes modelos dinámicos, con las derivas de todos los niveles y para ambas direcciones; se han obtenido los resultados que podemos resumir en la siguiente tabla:

Tabla 57. Porcentaje de rechazo de Ho para el contraste de las derivas

MODELO DINÁMICO DE COMPARACIÓN	CASOS EN QUE SE RECHAZA LA Ho	CASOS EN QUE NO SE RECHAZA LA Ho
Norma Rusa	2	0
Ilichev	2	0
ASCE	2	0
TOTAL	6	0
TOTAL (%)	100.00%	0.00%

Elaboración propia

Se observa que en todos los casos analizados la hipótesis nula Ho es rechazada por lo que se tendría evidencia empírica suficiente para poder rechazar la hipótesis nula específica N° 3 que planteaba que las derivas de todos los niveles tenían una media mayor a 0.007 lo que sería equivalente a afirmar que los cálculos realizados con los modelos dinámicos no cumplen con la NTP E.030 lo que a su vez permitiría inferir una incompatibilidad. Al haber sido rechazada esa

posibilidad en forma contundente, se aceptará como válida la hipótesis específica alterna N° 3:

Los modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes son compatibles con la Norma Técnica Peruana E.030, aplicados en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

4.4.4. Contraste de la hipótesis general

(Ha) Existe una modificación significativa en los efectos obtenidos al utilizar modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelamiento convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

(Ho) NO existe una modificación significativa en los efectos obtenidos al utilizar modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelamiento convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

Cuando mencionamos a los efectos sobre la estructura de la edificación antes mencionada, estamos refiriéndonos específicamente a los esfuerzos internos transmitidos de la cimentación hacia las columnas, vigas y placas presentes en los 08 niveles con que cuenta la superestructura más los del sótano; los desplazamientos laterales de entrepiso y el periodo fundamental de vibración de toda la estructura. Adicionalmente, por la diversidad de criterios contenidos en cada uno de los modelos dinámicos que se diseñaron en base a normas extranjeras se ha evaluado el grado de compatibilidad de dichas normas con la Norma Técnica Peruana E.030, es decir se verificó si los valores obtenidos usando los modelos

dinámicos para cimentaciones con pilotes cumplen con las derivas contenidas en la norma nacional.

Al estar la hipótesis general explicada por medio de las hipótesis específicas, y al haberse encontrado que en todas ellas se ha rechazado la hipótesis nula, mediante un sencillo proceso inductivo se puede inferir que también será rechazada la hipótesis general nula, por lo que se aceptará como válida la hipótesis general alterna:

Existe una modificación significativa en los efectos obtenidos al utilizar modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelamiento convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

CAPÍTULO V: DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Discusión de la hipótesis específica N° 1

La presente investigación se ha basado en un análisis comparativo entre los resultados de medir los efectos de la interacción suelo-estructura sobre los elementos estructurales de una edificación de 8 niveles más un sótano cuya cimentación es a base de una platea que descansa sobre pilotes, los que a su vez tendrían un desempeño singular debido a las propiedades mecánicas del suelo que presenta niveles de flexibilidad elevado, razón por la cual se presentaba la duda de si los resultados obtenidos con modelamiento dinámico que consideren el suelo flexible serían muy distintos a los que fueron obtenidos considerando el suelo rígido.

Al haberse hecho el modelamiento dinámico de interacción suelo-estructura, utilizando distintas modelos extranjeras se ha tomado en consideración la flexibilidad del suelo de la Amazonía peruana, por lo cual era de esperarse modificaciones importantes en lo referente a los principales esfuerzos internos de los elementos estructurales analizados (columnas, vigas y placas). A partir de la evidencia empírica, la primera impresión es que se tiene importantes variaciones en la magnitud de dichos esfuerzos, tal como se puede apreciar en las siguientes tablas:

Tabla 58. Variaciones porcentuales de las medias de los esfuerzos internos de las columnas con respecto al modelo convencional.

MODELO EMPLEADO		ESF. AXIALES		ESF. CORTANTES		MOM. FLECT.	
		DIR. X-X	DIR. Y-Y	DIR. X-X	DIR. Y-Y	DIR. X-X	DIR. Y-Y
CONVENCIONAL		22.8948	33.4268	5.03871	4.34518	8.52942	7.68689
NORMA RUSA	MEDIA	22.8115	31.2555	5.88671	4.37254	9.941	7.78098
	% VARIACIÓN	-0.36%	-6.50%	16.83%	0.63%	16.55%	1.22%
ILICHEV	MEDIA	23.1857	29.7226	6.49954	4.71165	10.9107	1.18615
	% VARIACIÓN	1.27%	-11.08%	28.99%	8.43%	27.92%	-84.57%
ASCE	MEDIA	24.5827	27.1097	6.71842	5.1036	10.9275	1.42694
	% VARIACIÓN	7.37%	-18.90%	33.34%	17.45%	28.12%	-81.44%

Fuente: Elaboración propia en base al modelamiento con Etabs 2017

Tabla 59. Variaciones porcentuales de las medias de los esfuerzos internos de las vigas con respecto al modelo convencional.

MODELO EMPLEADO		ESF. CORTANTES		MOM. FLECT.	
		DIR. X-X	DIR. Y-Y	DIR. X-X	DIR. Y-Y
CONVENCIONAL		7.10802	4.22979	17.9428	12.4519
NORMA RUSA	MEDIA	7.96928	4.66084	20.2433	13.7588
	% VARIACIÓN	12.12%	10.19%	12.82%	10.50%
ILICHEV	MEDIA	8.92329	5.0168	22.7735	14.8319
	% VARIACIÓN	25.54%	18.61%	26.92%	19.11%
ASCE	MEDIA	8.98294	5.40536	23.0487	16.0529
	% VARIACIÓN	26.38%	27.79%	28.46%	28.92%

Fuente: Elaboración propia en base al modelamiento con Etabs 2017

Tabla 60. Variaciones porcentuales de las medias de los esfuerzos internos de las placas con respecto al modelo convencional.

MODELO EMPLEADO		ESF. AXIALES		ESF. CORTANTES		MOM. FLECT.	
		DIR. X-X	DIR. Y-Y	DIR. X-X	DIR. Y-Y	DIR. X-X	DIR. Y-Y
CONVENCIONAL		43.0279	34.2303	60.369	51.0701	231.373	196.849
NORMA RUSA	MEDIA	47.8599	35.2324	64.1003	4.34525	228.192	182.066
	% VARIACIÓN	11.23%	2.93%	6.18%	-91.49%	-1.38%	-7.51%
ILICHEV	MEDIA	51.9605	35.9142	68.1871	49.5398	225.865	167.378
	% VARIACIÓN	20.76%	4.92%	12.95%	-3.00%	-2.38%	-14.97%
ASCE	MEDIA	50.343	34.6859	68.0324	49.9995	227.61	145.629
	% VARIACIÓN	17.00%	1.33%	12.69%	-2.10%	-1.63%	-26.02%

Fuente: Elaboración propia en base al modelamiento con Etabs 2017

Estas variaciones presentan cierta dispersión cuando se usa una metodología en lugar de otra por lo que no podía afirmarse que la variación de las medidas de los esfuerzos internos sea significativa, razón por la cual se sometió a una prueba estadística de hipótesis.

Se ha encontrado que la variación absoluta promedio para los esfuerzos axiales es de 8.64%, las cortantes varían en promedio un 19.71% y los momentos flectores presentan una variación de 23.41%. Estos resultados tienen semejanza con lo obtenido por Córdova y Godier (2018) quienes para una edificación de 7 pisos con sistema dual encontraron que el coeficiente de

rigidez influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo, lo cual se tradujo en que al comparar los esfuerzos internos obtenidos en base a los modelos dinámicos con respecto a los calculados con modelamiento estático ciñéndose al RNE E.030, la disminución de las fuerzas axiales, en promedio es de 19.9%; las fuerzas cortantes disminuyeron en promedio un 18.9% y los momentos flectores son en promedio un 19.9% menores. A pesar de que las características del suelo son casi las mismas, las diferencias en las variaciones se explican por el distinto tipo de cimentación (platea) y por el menor número de niveles que cuenta la edificación analizada.

5.2. Discusión de la hipótesis específica N° 2

A partir del análisis de los desplazamientos laterales y periodos de vibración calculados tanto con el modelo convencional para suelo rígido y los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura para cimentaciones con pilotes, la evidencia empírica, muestra a primera impresión que existen variaciones importantes en dichas magnitudes tal como se puede apreciar en las siguientes tablas:

Tabla 61. Variaciones porcentuales de los desplazamientos laterales de entrepiso en la dirección OX

NIVEL	MODELO CONVENCIONAL	NORMA RUSA		ILICHEV		ASCE	
		DESPLAZ. DE ENTREPISO (m)	% VARIACIÓN	DESPLAZ. DE ENTREPISO (m)	% VARIACIÓN	DESPLAZ. DE ENTREPISO (m)	% VARIACIÓN
AZOTEA	0.015365	0.019363	26.02%	0.027749	80.60%	0.026125	70.03%
PISO 8	0.015288	0.019063	24.69%	0.026944	76.24%	0.025652	67.79%
PISO 7	0.013699	0.017186	25.45%	0.02448	78.70%	0.023312	70.17%
PISO 6	0.011919	0.015111	26.78%	0.021807	82.96%	0.020763	74.20%
PISO 5	0.009985	0.012872	28.91%	0.01896	89.88%	0.018038	80.65%
PISO 4	0.007944	0.010512	32.33%	0.015975	101.10%	0.015175	91.02%
PISO 3	0.005871	0.008103	38.02%	0.012928	120.20%	0.01225	108.65%
PISO 2	0.003872	0.005745	48.37%	0.009919	156.17%	0.009365	141.86%
PISO 1	0.001916	0.003371	75.94%	0.006822	256.05%	0.006408	234.45%
VARIACIÓN PORCENTUAL PROMEDIO			36.28%		115.77%		104.31%

Fuente: Elaboración propia en base al modelamiento con Etabs 2017

Tabla 62. Variaciones porcentuales de los desplazamientos laterales de entepiso en la dirección OY

NIVEL	MODELO CONVENCIONAL	NORMA RUSA		ILICHEV		ASCE	
		DESPLAZ. DE ENTREPISO (m)	% VARIACIÓN	DESPLAZ. DE ENTREPISO (m)	% VARIACIÓN	DESPLAZ. DE ENTREPISO (m)	% VARIACIÓN
AZOTEA	0.012348	0.013766	11.48%	0.015751	27.56%	0.015873	28.55%
PISO 8	0.010876	0.012215	12.31%	0.014051	29.19%	0.014221	30.76%
PISO 7	0.009535	0.01075	12.74%	0.012396	30.01%	0.012588	32.02%
PISO 6	0.008106	0.009195	13.43%	0.010648	31.36%	0.010858	33.95%
PISO 5	0.006613	0.007568	14.44%	0.008823	33.42%	0.009045	36.78%
PISO 4	0.005093	0.005903	15.90%	0.006951	36.48%	0.007174	40.86%
PISO 3	0.003601	0.004253	18.11%	0.005082	41.13%	0.00529	46.90%
PISO 2	0.002213	0.002687	21.42%	0.003281	48.26%	0.003453	56.03%
PISO 1	0.000929	0.001182	27.23%	0.001495	60.93%	0.001599	72.12%
VARIACIÓN PORCENTUAL PROMEDIO			16.34%		37.59%		42.00%

Fuente: Elaboración propia en base al modelamiento con Etabs 2017

Tabla 63. Variaciones porcentuales de los periodos de vibración

MODO DE VIBRACIÓN	EMPOTRADO	NORMA RUSA		ILICHEV		ASCE	
		PERIODO DE VIBRACIÓN	% VARIACIÓN	PERIODO DE VIBRACIÓN	% VARIACIÓN	PERIODO DE VIBRACIÓN	% VARIACIÓN
DIRECCIÓN OX	0.449	0.503	12.03%	0.603	34.30%	0.582	29.62%
DIRECCIÓN OY	0.271	0.284	4.80%	0.297	9.59%	0.303	11.81%
VARIACIÓN PORCENTUAL PROMEDIO			8.41%		21.95%		20.71%

Fuente: Elaboración propia en base al modelamiento con Etabs 2017

Las variaciones porcentuales de los desplazamientos laterales se encuentran en el rango de 16.34% a 115.77% lo que muestra que si existen diferencias perceptibles cuando se procede a realizar los cálculos a partir de modelos dinámicos. Estos resultados difieren con los que encontró Arias (2016) quien menciona que los desplazamientos laterales obtenidos a partir de un modelo con interacción suelo-estructura son entre 6.32 a 28.44% mayores que los obtenidos mediante análisis estático, sin embargo se debe de tomar en cuenta que esto se debe a que el suelo del terreno de fundación en el que se hizo el

estudio está ubicado en México DF y corresponde a uno de tipo granular grueso por lo que tenía mucho menor índice de plasticidad y por lo tanto mayor rigidez que el terreno sobre el cual se viene edificando la nueva Sede Central del GOREU, por lo que es comprensible que se encuentren tales diferencias.

5.3. Discusión de la hipótesis específica N° 3

A pesar de que los esfuerzos internos de los principales elementos estructurales y los desplazamientos laterales y periodos de vibración muestran diferencias importantes que pueden percibirse por simple observación, las derivas obtenidas mediante modelamiento dinámico con interacción suelo-estructura están dentro del límite que establece la NORMA E.030 tal como se puede apreciar en las siguientes tablas:

Tabla 64. Verificación del cumplimiento de la NORMA E.030 de las derivas halladas mediante modelamiento dinámico basado en la Norma Rusa –
Dirección XX

Piso	Altura (m)	Derivas Δ elásticas	Derivas inelásticas $\Delta * 0.75R$	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ límite	Control
Story9	39.55	0.0005135	0.002310847	0.2310847	0.007	OK
Story8	35.7	0.0004985	0.002243256	0.2243256	0.007	OK
Story7	31.85	0.000546	0.002456813	0.2456813	0.007	OK
Story6	28	0.0005884	0.002647647	0.2647647	0.007	OK
Story5	24.15	0.0006198	0.002789107	0.2789107	0.007	OK
Story4	20.3	0.000632	0.002844051	0.2844051	0.007	OK
Story3	16.45	0.0006195	0.002787534	0.2787534	0.007	OK
Story2	12.6	0.0005703	0.002566215	0.2566215	0.007	OK
Story1	8.4	0.0004657	0.00209568	0.209568	0.007	OK
Sótano	4.2	0.0002301	0.001035482	0.1035482	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia en base al modelamiento con Etabs V.2017

Tabla 65. Verificación del cumplimiento de la NORMA E.030 de las derivas halladas mediante modelamiento dinámico basado en la Norma Rusa – Dirección YY

Piso	Altura (m)	Derivas Δ elásticas	Derivas inelásticas $\Delta*0.75R$	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ límite	Control
Story9	39.55	0.0004681	0.002106322	0.2106322	0.007	OK
Story8	35.7	0.0003836	0.00172627	0.172627	0.007	OK
Story7	31.85	0.0004051	0.00182309	0.182309	0.007	OK
Story6	28	0.0004239	0.001907682	0.1907682	0.007	OK
Story5	24.15	0.0004338	0.001952293	0.1952293	0.007	OK
Story4	20.3	0.0004301	0.001935297	0.1935297	0.007	OK
Story3	16.45	0.0004105	0.001847045	0.1847045	0.007	OK
Story2	12.6	0.0003643	0.001639548	0.1639548	0.007	OK
Story1	8.4	0.0002789	0.001254948	0.1254948	0.007	OK
Sótano	4.2	9.677E-05	0.000435456	0.0435456	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia en base al modelamiento con Etabs 2017

Tabla 66. Verificación del cumplimiento de Norma E.030 de las derivas halladas mediante modelamiento dinámico basado en la metodología Ilichev – Dirección XX

Piso	Altura (m)	Derivas Δ elásticas	Derivas inelásticas $\Delta*0.75R$	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ límite	Control
Story9	39.55	0.0005794	0.002607396	0.2607396	0.007	OK
Story8	35.7	0.0006518	0.002932925	0.2932925	0.007	OK
Story7	31.85	0.0007013	0.00315598	0.315598	0.007	OK
Story6	28	0.000748	0.003366096	0.3366096	0.007	OK
Story5	24.15	0.0007847	0.003531354	0.3531354	0.007	OK
Story4	20.3	0.0008022	0.003609847	0.3609847	0.007	OK
Story3	16.45	0.0007944	0.003575019	0.3575019	0.007	OK
Story2	12.6	0.0007494	0.003372225	0.3372225	0.007	OK
Story1	8.4	0.0006493	0.002921934	0.2921934	0.007	OK
Sótano	4.2	0.000407	0.001831319	0.1831319	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia en base al modelamiento con Etabs 2017

Tabla 67. Verificación del cumplimiento de la NORMA E.030 de las derivas halladas mediante modelamiento dinámico basado en la metodología Ilichev – Dirección YY

Piso	Altura (m)	Derivas Δ elásticas	Derivas inelásticas $\Delta*0.75R$	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ límite	Control
Story9	39.55	0.000496	0.002230226	0.2230226	0.007	OK
Story8	35.7	0.000433	0.001947686	0.1947686	0.007	OK
Story7	31.85	0.000455	0.002046654	0.2046654	0.007	OK
Story6	28	0.000475	0.002137167	0.2137167	0.007	OK
Story5	24.15	0.000487	0.00219216	0.219216	0.007	OK
Story4	20.3	0.000487	0.002190002	0.2190002	0.007	OK
Story3	16.45	0.000471	0.00212158	0.212158	0.007	OK
Story2	12.6	0.000431	0.001941038	0.1941038	0.007	OK
Story1	8.4	0.000353	0.001590703	0.1590703	0.007	OK
Sótano	4.2	0.000192	0.000866166	0.0866166	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia en base al modelamiento con Etabs 2017

Tabla 68. Verificación del cumplimiento de la Norma E.030 de las derivas halladas mediante modelamiento dinámico basado en la metodología ASCE – Dirección XX

Piso	Altura (m)	Derivas Δ elásticas	Derivas inelásticas $\Delta*0.75R$	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ límite	Control
Story9	51.05	0.000533	0.0023985	0.23985	0.007	OK
Story8	47.2	0.00062	0.00279	0.279	0.007	OK
Story7	43.35	0.00067	0.003015	0.3015	0.007	OK
Story6	39.5	0.000717	0.0032265	0.32265	0.007	OK
Story5	35.65	0.000754	0.003393	0.3393	0.007	OK
Story4	31.8	0.000771	0.0034695	0.34695	0.007	OK
Story3	27.95	0.000762	0.003429	0.3429	0.007	OK
Story2	24.1	0.000717	0.0032265	0.32265	0.007	OK
Story1	19.9	0.000615	0.0027675	0.27675	0.007	OK
Sótano	15.7	0.000378	0.001701	0.1701	0.007	OK
Platea	11.5	0.000244	0.001098	0.1098	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia en base al modelamiento con Etabs 2017

Tabla 69. Verificación del cumplimiento de la Norma E.030 de las derivas halladas mediante modelamiento dinámico basado en la metodología ASCE – Dirección YY

Piso	Altura (m)	Derivas Δ elásticas	Derivas inelásticas $\Delta*0.75R$	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ límite	Control
Story9	51.05	0.000479	0.0021555	0.21555	0.007	OK
Story8	47.2	0.000427	0.0019215	0.19215	0.007	OK
Story7	43.35	0.00045	0.002025	0.2025	0.007	OK
Story6	39.5	0.000472	0.002124	0.2124	0.007	OK
Story5	35.65	0.000487	0.0021915	0.21915	0.007	OK
Story4	31.8	0.00049	0.002205	0.2205	0.007	OK
Story3	27.95	0.000481	0.0021645	0.21645	0.007	OK
Story2	24.1	0.000448	0.002016	0.2016	0.007	OK
Story1	19.9	0.000379	0.0017055	0.17055	0.007	OK
Sótano	15.7	0.000226	0.001017	0.1017	0.007	OK
Platea	11.5	0.000075	0.0003375	0.03375	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia en base al modelamiento con Etabs 2017

Lo que se muestra en todas las tablas es que a pesar de que se considere la flexibilidad del suelo y se utilizan diferentes modelos basados en metodologías extranjeras, los resultados del modelamiento dinámico finalmente cumplen con la exigencia de la Norma peruana por lo cual se puede hablar de una compatibilidad ya que las variaciones de los efectos son significativas pero aun así pueden utilizarse para el diseño de estructuras en terrenos que no necesariamente son rígidos y ello no conllevará a ningún tipo de incumplimiento.

Comparando estos resultados con los de Quispe y Chullo (2017) podemos reafirmar la consistencia de nuestros hallazgos, ya que los mencionados investigadores en la región Arequipa también realizaron el análisis de la variación de los efectos sobre la estructura de un edificio de 6 niveles con muros estructurales aplicando modelamiento dinámico con interacción suelo-estructura, para lo cual también emplearon el programa estructural Etabs, encontrando que para todas los modelos basados en diversas metodologías tales como Barkan-Savinov, Norma Rusa Snip 2.02.05-87, A.E. Sargsian y N.G. Shariya; las derivas resultantes de tales modelamientos también cumplen con estar dentro de los límites establecidos

por la norma nacional NTP E.030, con lo que salvando las diferencias de tipo de suelo y cimentación se pueden advertir importantes coincidencias que contribuyen a reforzar la validez de nuestros hallazgos.

Debemos agregar que el hecho que las derivas calculadas por modelamiento dinámico lleguen a estar dentro de los límites establecidos por la norma peruana se explica principalmente por la numerosa cantidad de placas que posee la edificación las cuales le proporcionan un grado de rigidez a toda la estructura y que atenúa las variaciones causadas por la flexibilidad del suelo.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

1. Existe una modificación significativa en los efectos obtenidos al utilizar modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelamiento convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

Para todos los efectos analizados ya sean esfuerzos internos, desplazamientos laterales o periodos de vibración, las variaciones en los valores obtenidos con los distintos modelos dinámicos con respecto al modelamiento convencional no sólo son perceptibles por simple observación, sino que, al someterse a las pruebas de hipótesis respectivas, se ha obtenido que las diferencias obtenidas son estadísticamente significativas.

2. Se tiene una modificación significativa en los esfuerzos internos de los elementos estructurales obtenidos mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes, con respecto al modelo convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

Las diferencias de los esfuerzos internos obtenidos con modelamiento dinámico son en fuerza axial (8.64%), fuerza cortante (19.71%) y momentos flectores (23.41%) presentándose las mayores variaciones en los pisos inferiores tanto en columnas como en las vigas. En cuanto a momentos flectores se ha podido encontrar que su comportamiento es muy similar al de los esfuerzos axiales y cortantes.

3. Los desplazamientos laterales y periodos de vibración obtenidos mediante modelamiento dinámico con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes tienen una diferencia significativa con respecto al modelo convencional, aplicado en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

Según lo analizado, en cuanto a los desplazamientos laterales de entrepiso, los resultados obtenidos con los modelos dinámicos superan a los del modelo convencional en más de 36% lo que estaría mostrando que existen diferencias evidentes; por otro lado la menor diferencia porcentual encontrada en los periodos de vibración es del orden de 8,41% por lo que incluso haciendo a un lado la prueba de hipótesis se pueden percibir por simple observación que existen diferencias importantes y significativas en los resultados con respecto al modelamiento convencional.

4. Los modelos dinámicos con interacción suelo estructura para cimentaciones con pilotes son compatibles con la Norma E.030, aplicados en la edificación de la nueva Sede Central del GOREU, Pucallpa, año 2020.

Los resultados obtenidos con el modelamiento dinámico, considerando la flexibilidad del suelo, han arrojado derivas que en todos los niveles no superan el valor máximo establecido por la Norma E.030 lo que es explicado por el gran número de placas que ayudan a incrementar la rigidez de la estructura y que van a permitir disminuir el efecto causado por el suelo flexible. A su vez también estarían contribuyendo la simetría y la regularidad de la estructura.

RECOMENDACIONES

1. Respecto a los Modelos dinámicos de Interacción Suelo-Estructura para cimentaciones con pilotes, se recomienda la implementación a la en la Norma Actual E-030 para así poder apreciar un comportamiento estructural mucho más real de las edificaciones en suelos flexibles.
2. Se debe exigir en los estudios de Mecánica de Suelos proporcionar valores del Coeficiente de Poisson, Modulo de Corte para poder realizar la aplicación de los modelos dinámicos de Interacción Suelo Estructura para cimentaciones con Pilotes.
3. Se recomienda el uso y aplicación del modelo dinámico por la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, por no superar los valores límites de derivas (0.007) establecidas en la Norma Peruana E.030-2018.
4. Se recomienda la implementación del Tema de Interacción Suelo-Estructura en el curso de Cimentaciones perteneciente a la Malla Curricular de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Mejia, L. (2017). *Interacción Dinámica Suelo-Estructura* (tesis de pregrado). Mexico: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Arias, P. (2016). *Interacción dinámica suelo-estructura aplicada a distintas geometrías de cimentación (vibración transmitida del suelo a la estructura)* (tesis de pregrado). México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Bernal, C. (2010). *Metodología de la investigación*. (3ra ed.). Bogotá, Colombia: Editorial Prentice Hall.
- Castaldo, G. (2015). *Análisis Estructural del Edificio Sede del Laboratorio de Ciencias de la Ciudad Universitaria de Caracas* (tesis de pregrado). Caracas, Venezuela: Universidad Central de Venezuela.
- Córdova, J. y Godier, A. (2018). *Análisis y evaluación de la Interacción Suelo – Estructura (ISE) mediante una comparación de diseño convencional y un modelo integrado de un edificio comercial de 7 pisos con un sistema dual en la ciudad de Pucallpa – Ucayali* (tesis de pregrado). Pucallpa, Perú: Universidad Nacional de Ucayali.
- Garay, R. (2017) *Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento sísmico de un edificio de 7 niveles del proyecto Multifamiliar los balcones del valle barrio Columbo - Cajamarca* (tesis de pregrado). Cajamarca, Perú: Universidad Nacional de Cajamarca.
- Hernández, R., Fernández, C. y Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación*. México DF, México: Editorial Mc Graw Hill
- Quispe, D. y Chullo, J. (2017). *Análisis y diseño estructural de edificio Tingo con interacción suelo – estructura en el distrito de Sachaca en la ciudad y Departamento de Arequipa con un sistema de muros estructurales* (tesis de pregrado). Arequipa, Perú: Universidad Católica de Santa María.
- Vara, A. (2015). *7 pasos para elaborar una tesis*. Lima, Perú: Editorial Macro.
- Villarreal, G. (2017). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación* (1ra ed.) Lima, Perú. Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L.

- Novak. M. & El Naggar. M.H. (2008). *Design of Foundations for Dynamic Loads*, [Diseño de Cimentaciones para Cargas Dinámicas]. Londres, Ontario, Canadá. DYNAS5.
- Braja. M. Das. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (4ra ed.) México, D.F. Editorial Claudia C. Garay Castrol.
- Espinoza, A. y De la Cruz, W. (2018). *Estudio comparativo de respuestas sísmicas entre modal espectral y tiempohistoria aplicado a un edificio 16 pisos en el distrito de Magdalena del Mar – Lima, 2018* (tesis de pregrado). Lima, Perú: Universidad Cesar Vallejo, tesis ubicado en:
https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/35479/ESPI NOZA_VA%20QUINTO_%20DW.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Zanelli, C. y Paredes, P. (2019). *Diseño estructural de un pabellón de hospital con aisladores sísmicos*; (tesis de pregrado). Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú facultad de ciencias e ingeniería, tesis ubicado en:
https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/15267/ZANELLI_FLORES_CRISS_DISE%C3%91O_ESTRUCTURAL_PABELL%C3%93N.pdf?sequence=5&isAllowed=y

ANEXOS

ANEXO A: CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ

N	Espesor del estrato, m	γ kN/m ³	φ grad.	C kPa	e	I_L	v	E MPa	LL	LP	W
1	6	18.819	10	45.11	0.328	0.429	0.44	50	39	15	25.3
2	5.5	17.544	11.5	10.787	0.404	0.391	0.41	55	49	15	28.3

Datos:

E= 23000 Mpa
 γ = 2400 Kg/m³
 v= 0.2
 Lp= 11.5 m
 a= 0.5 m
 Hplatea= 1 m

VIBRACIONES VERTICALES

$$m_{z,red} = m_r + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,o}$$

$$\beta_z^* = k^* \cdot \sum_{k=1}^{k_1^*} c_{p,k} l_k \cdot \frac{1}{c_0 l}$$

$$K_{z,red} = \frac{K_{z,red}^*}{1 + \frac{K_{z,red}^* l_0}{NE_b A_b}}$$

$$c_{p,m} = \sum_{k=1}^{k_1} c_{p,k} l_k \cdot \frac{1}{l}$$

$$\alpha = \frac{C_z^*}{E_b}$$

$$K_{z,red}^* = NE_b A_p \beta \frac{\beta th(\beta l) + \alpha}{\beta + \alpha th(\beta l)}$$

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

VIBRACIONES HORIZONTALES

$$m_{x,red} = m_r + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,o}$$

$$\beta_x^* = 0,25 \beta_z^*$$

$$K_{x,red} = \frac{NE_b I \bar{\alpha}^3}{p}$$

$$\bar{\alpha} = 2 \cdot \sqrt[5]{\frac{K b_p}{\gamma_c E_b I}}$$

VIBRACIONES HORIZONTAL-ROTACIONALES

$$m_{\varphi,red} = m_{x,red}$$

$$\theta_{\varphi,red} = \theta_{\varphi,r} + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{h,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,o} r_{h,i}^2$$

$$\theta_{\varphi^o,red} = \theta_{\varphi,red} + h_2^2 m_r$$

$$K_{\varphi,red} = \frac{K_{z,red}}{N} \sum_{i=1}^N r_{h,i}^2$$

VIBRACION ROTACIONAL ALREDEDOR EJE VERTICAL

$$m_{\psi,red} = m_{x,red}$$

$$\theta_{\psi,red} = \theta_{\psi,r} + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{v,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,o} r_{v,i}^2$$

$$K_{\psi,red} = \frac{K_{x,red}}{N} \sum_{i=1}^N r_{v,i}^2$$

VALORES DE "p"

Para pilotes articulados en el cabezal

$$p = A_0 + 2B_0 I_0 \bar{\alpha} + C_0 (l_0 \bar{\alpha})^2 + \frac{(l_0 \bar{\alpha})^3}{3}$$

Para pilotes empotrados en el cabezal

$$p = A_0 + \frac{1}{C_0 + I_0 \bar{\alpha}} \{ B_0 [(l_0 \bar{\alpha})^2 - B_0] + \frac{(l_0 \bar{\alpha})^3}{3} (C_0 + \frac{I_0 \bar{\alpha}}{4}) \}$$

$\beta_z^* = 7.070$

$\beta_x^* = 1.768$

EJE X-X 23.95 m
 EJE Y-Y 38.40 m
 N° Pilotes 104

$m_{r,red} = m_{y,red} = 354.2921101 \text{ T.s}^2/\text{m}$

$$m_{z,red} = 742.173945 \text{ T.s}^2/\text{m}$$

$$\bar{\alpha} = 1.1380 \text{ m}^{-1}$$

$$A_0 = 2,441 \quad B_0 = 1,621.0 \quad C_0 = 1,751.0$$

$$\rho = 0.94$$

Cálculo coeficiente de Rigidez

$$K_{x,red} = 19525696382.87 \text{ N/m}$$

$$K_{x,red} = K_{y,red} = 1,990,386.99 \text{ T/m}$$

Cálculo de coeficiente de compresión elástica uniforme del suelo

$$C_z^* = 1098683298.05 \text{ N/m}^3$$

Calculamos α , $c_{p,m}$ y $\bar{\beta}$

$$\alpha = 0.047768839 \text{ m}^{-1}$$

$$c_{p,m} = 35350434.78 \text{ N/m}^3$$

$$\bar{\beta} = 0.1568171 \text{ m}^{-1}$$

Cálculo de $K_{z,red}^*$

$$K_{z,red}^* = 91,102,273,771 \text{ N/m}$$

$$K_{z,red} = K_{z,red}^* = 9286674.187 \text{ T/m}$$

Vibraciones Horizontal-Rotacional

$$\theta_{\varphi x,red} = 92811.92279 \text{ T.s}^2.\text{m}$$

$$\theta_{\varphi x^0,red} = 92868.17233 \text{ T.s}^2.\text{m}$$

$$\theta_{\varphi y,red} = 35191.51476 \text{ T.s}^2.\text{m}$$

$$\theta_{\varphi y^0,red} = 35247.76431 \text{ T.s}^2.\text{m}$$

Coeficientes de Rigidez $K_{\varphi x,red}$ y $K_{\varphi y,red}$

$$K_{\varphi x,red} = 1,170,120,947.52 \text{ T.m}$$

$$K_{\varphi y,red} = 438,795,355.32 \text{ T.m}$$

Calculo de vibraciones Rotatorias alrededor del eje Vertical

$$\sum_{i=1}^N r_{v,i}^2 = 18,016.84 \text{ m}^2$$

$$\theta_{\varphi z,red} = 60,801.47 \text{ T.s}^2.\text{m}$$

$$K_{\varphi z,red} = 344,812,311.37 \text{ T.m}$$

CUADRO DE RESUMEN DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ			
Modelo Dinámico NORMA RUSA			
K_x	1,990,386.99	(T/m)	Coeficiente de Rigidez Horizontal
K_y	1,990,386.99	(T/m)	Coeficiente de Rigidez Horizontal
K_z	9,286,674.19	(T/m)	Coeficiente de Rigidez Vertical
$K_{\varphi x}$	1,170,120,947.52	(T.m)	Coeficiente de Rigidez Rotacional Horizontal
$K_{\varphi y}$	438,795,355.32	(T.m)	Coeficiente de Rigidez Rotacional Horizontal
$K_{\varphi z}$	344,812,311.37	(T.m)	Coeficiente de Rigidez Rotacional Vertical

MODELO DINAMICO ILCHEV-Yu.V. MONGOLOV-V.M. SHAEVICH

N	Espesor del estrato, m	γ kN/m ³	φ grad.	C kPa	e	I_L	v
1	6	18.819	10	45.11	0.328	0.410	0.44
2	5.5	17.544	11.5	10.787	0.404	0.440	0.41

Datos:

E= 23000 Mpa
 γ = 2400 Kg/m³
 v= 0.2
 L= 11.5 m
 a= 0.5 m

COEFICIENTES DE RIGIDEZ

$$K_z = nC_1$$

$$K_x = nC_2 - \frac{n^2 C_3^2}{C_1 \sum_{i=1}^N y_i^2 + nC_4}$$

$$K_\varphi = C_1 \sum_{i=1}^N y_i^2 + nC_4 - n \frac{C_3^2}{C_2}$$

$$C_h^M = \frac{\alpha a_h^M(0)}{a_\varphi^M(0) + \alpha \cdot h}$$

Cabezal Bajo

$$C_2 = \frac{\alpha^3 EI}{a_2(\xi_0)}$$

$$\xi_1 = \alpha \cdot l$$

$$C_h^y = a_h^H - a_h^H C_h^M$$

Cabezal Alto

$$C_2 = \frac{EI}{C_h^y}$$

$$a_h^H = \frac{a_y^H(\xi_0)}{\alpha^3} + \frac{2a_y^M(0)h}{\alpha^2} + \frac{a_\varphi^H(0)h^2}{\alpha} + \frac{h^3}{3}$$

Donde:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{Kb}{EI}}$$

$$a_h^M = \frac{a_y^M(0)}{\alpha^2} + \frac{a_\varphi^M(0)h}{\alpha} + \frac{h^2}{2}$$

CALCULO DE C3 Y C4

Cabezal Bajo

$$C_3 = \frac{a_M(\xi_0)\alpha^2 EI}{a_y(\xi_0)}$$

$$C_4 = \frac{a_M(\xi_0)\alpha EI}{a_\varphi(\xi_0)}$$

Cabezal Bajo

Cabezal Alto

$$C_3 = \frac{c_h^M EI}{a_h^y}$$

$$C_4 = \frac{\alpha E I c_h^M}{c_h^M c_\varphi^M(0) - c_\varphi^M(0)h + \frac{a_\varphi^M(0)}{2\alpha} - \frac{\alpha h^2}{2} + \alpha h c_h^y}$$

Cabezal Alto

El coeficiente de deformación elástica

$$\alpha = 0.5901350 \text{ m}^{-1}$$

EJE X-X	23.95	m
EJE Y-Y	38.40	m
N°Pilotes	104	

Calculo de Los coeficientes $a_y(\xi_0)$, $a_\varphi(\xi_0)$, y $a_M(\xi_0)$

$$a_y(\xi_0) = 0.4889;$$

$$a_\varphi(\xi_0) = 0.0611;$$

$$a_M(\xi_0) = 0.55$$

Calculo de Los coeficientes C1, C2, C3, C4.

C1= 200 MN/m

C2= 50357097.85 N/m

C3= 46932318.39 N/m

C4= 636355000.2 N/m

Ahora calculamos $\sum_{i=1}^n x_i^2$ y $\sum_{i=1}^n y_i^2$

$$\sum_{i=1}^n x_i^2 = 13104 \text{ m}^2$$

$$\sum_{i=1}^n y_i^2 = 4914 \text{ m}^2$$

Calculamos los coeficientes de rigidez $k_x, k_y, k_z, k_{\phi x}, k_{\phi y}$

$$k_x = 5228271801 \text{ N/m}$$

$k_x =$	522827.1801	T/m
---------	-------------	-----

$$k_y = 5214426818.33 \text{ N/m}$$

$k_y =$	521442.68	T/m
---------	-----------	-----

$$k_z = 20800000000 \text{ N/m}$$

$k_z =$	2080000.00	T/m
---------	------------	-----

$$k_{\phi x} = 2.68243\text{E}+12 \text{ N/m}$$

$k_{\phi x} =$	268243191.24	T/m
----------------	--------------	-----

$$k_{\phi y} = 1.04443\text{E}+12 \text{ T/m}$$

$k_{\phi y} =$	104443191.24	T/m
----------------	--------------	-----

CUADRO DE RESUMEN DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ			
Modelo Dinámico ILICHEV-M			
K_x	522,827.18	(T/m)	Coeficiente de Rigidez Horizontal
K_y	521,442.68	(T/m)	Coeficiente de Rigidez Horizontal
K_z	2,080,000.00	(T/m)	Coeficiente de Rigidez Vertical
$K_{\phi x}$	268,243,191.24	(T.m)	Coeficiente de Rigidez Rotacional Horizontal
$K_{\phi y}$	104,443,191.24	(T.m)	Coeficiente de Rigidez Rotacional Horizontal
$K_{\phi z}$	-	(T.m)	Coeficiente de Rigidez Rotacional Vertical

MODELO DINÁMICO ASCE

N	Espesor del estrato, m	γ kN/m ³	ϕ grad.	C kPa	e	I_L	ν	E MPa
1	6	18.819	10	45.11	0.328	0.429	0.44	50

Datos:

E= 23000 Mpa
 γ = 2400 Kg/m³
 ν = 0.2
 r = 0.2821 m
 L_p = 11.5 m
 A = 0.25 m²
 I = 0.0050 m⁴
 V_s = 95.132 m/seg

 G_s = 17361111.1 N/m²
 G_p = 9583.33 Mpa
 J = 0.0099479 m⁴
 y_c = 0.5 m

Ep/Gsoil 1324.8

L/R=	40.766
Ep/Gsoil	1000
f_{v1} =	0.0332
f_{v2} =	0.0332

Dimensión Platea	
EJE X-X	23.95 m
EJE Y-Y	38.40 m
N°Pilotes	104

Coefi. Poisson

ν = 0.44

Ep/Gsoil

f_{u1} =	0.0268
f_{u2} =	0.0658
$f_{\phi 1}$ =	0.3892
$f_{\phi 2}$ =	0.2698
f_{c1} =	-0.0726
f_{c2} =	-0.1070
$f_{\eta 1}$ =	0.0139
$f_{\eta 2}$ =	0.0348

PILLOTE INDIVIDUAL

TRASLACIÓN VERTICAL

$$K_v = \frac{E_p A}{R} f_{v1}, \quad C_v = \frac{E_p A}{V_s} f_{v2}$$

k_v = 676,939,210 N/m
 C_v = 2007371.6 N/m/seg

TRASLACIÓN HORIZONTAL

$$K_u = \frac{E_p I}{R^3} f_{u1}, \quad C_u = \frac{E_p I}{R^2 V_s} f_{u2}$$

k_u = 136,400,227 N/m
 C_u = 993611.6 N/m/seg

ROTACIÓN DE LA CABEZA DEL PILOTE EN EL PLANO VERTICAL

$$K_\psi = \frac{E_p I}{R} f_{\psi 1}, \quad C_\psi = \frac{E_p I}{V_s} f_{\psi 2}$$

k_ψ = 157822911.2 N/m
 C_ψ = 324457.4478 N/m/seg

GRUPO DE PILOTES

TRASLACIÓN VERTICAL

$$K_{vv} = \sum_r k_v, \quad C_{vv} = \sum_r C_v$$

k_{vv} = 70401677876 N/m
 C_{vv} = 208766641.7 N/m/seg

TRASLACIÓN HORIZONTAL

$$K_{uu} = \sum_r k_u, \quad C_{uu} = \sum_r C_u$$

k_{uu} = 14185623641 N/m
 C_{uu} = 103335611.1 N/m/seg

ROTACIÓN DE LA CABEZA DEL PILOTE EN EL PLANO VERTICAL

$$K_{\psi\psi} = \sum_r (k_\psi + k_v x_r^2 + k_u y_c^2 - 2k_c y_c)$$

$$C_{\psi\psi} = \sum_r (C_\psi + C_v x_r^2 + C_u y_c^2 - 2C_c y_c)$$

$k_{\psi\psi}$ = 8.90143E+12 N/m Eje "X"
 $C_{\psi\psi}$ = 26411605628 N/m/seg Eje "X"

ACOPLAMIENTO ENTRE TRASLACION HORIZONTAL Y VERTICAL

$$K_c = \frac{E_p I}{R^2} f_{c1} , \quad C_c = \frac{E_p I}{R V_S} f_{c2}$$

$k_c = -104404688.4 \text{ N/m}$
 $C_c = -456070.1429 \text{ N/m/seg}$

ROTACIÓN DE LA CABEZA DEL PILOTE EN EL PLANO VERTICAL

$$K_{\psi\psi} = \sum_r (k_{\psi} + k_v x_r^2 + k_u y_c^2 - 2k_c y_c)$$

$$C_{\psi\psi} = \sum_r (C_{\psi} + C_v x_r^2 + C_u y_c^2 - 2C_c y_c)$$

$k_{\psi\psi} = 3.3573E+12 \text{ N/m}$ Eje "Y"
 $C_{\psi\psi} = 9971232593 \text{ N/m/seg}$ Eje "Y"

TORSIÓN

$$K_{\eta} = \frac{G_p J}{R} f_{\eta1} , \quad C_{\eta} = \frac{G_p J}{V_S} f_{\eta2}$$

$k_{\eta} = 4713203.06 \text{ N m/rad}$
 $C_{\eta} = 34854.1 \text{ N m/rad/seg}$

TORSIÓN

$$K_{\eta\eta} = \sum_r [k_{\eta} + k_u (x_r^2 + z_r^2)]$$

$$C_{\eta\eta} = \sum_r [C_{\eta} + C_u (x_r^2 + z_r^2)]$$

$k_{\eta\eta} = 2.4575E+12 \text{ N m/rad}$
 $C_{\eta\eta} = 17901740253 \text{ N m/rad/seg}$

CUADRO DE RESUMEN DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ

Modelo Dinámico ASCE		
K_x	1,446,037.07	(T/m)
C_x	10,533.70	(T/m)
K_y	1,446,037.07	(T/m)
C_y	10,533.70	(T/m)
K_z	7,176,521.70	(T/m)
C_z	21,281.00	(T/m)
$K_{\phi x}$	907,383,230.24	(T.m)
$C_{\phi x}$	2,692,314.54	
$K_{\phi y}$	342,232,146.37	(T.m)
$C_{\phi y}$	1,016,435.53	
$K_{\phi z}$	250,509,768.26	(T.m)
$C_{\phi z}$	1,824,846.10	

MODELO DINÁMICO ASCE

N	Espesor del estrato, m	γ kN/m ³	ϕ grad.	C kPa	e	I_L	v	E MPa
2	5.5	17.554	11.5	10.787	0.404	0.391	0.41	55

Datos:

E= 23000 Mpa
 γ_c = 2400 Kg/m³
 v= 0.2
 r= 0.2821 m
 Lp= 11.5 m
 A= 0.25 m²
 I= 0.0050 m⁴
 Vs= 104.401 m/seg

 Gs= 19503546.1 N/m²
 Gp= 9583.33 Mpa
 J= 0.0099479 m⁴
 yc= 0.5 m

Ep/Gsoil 1179.3

L/R=	40.766
Ep/Gsoil	1000
fv1=	0.0332
fv2=	0.0332

Dimensión Platea

EJE X-X	23.95 m
EJE Y-Y	38.40 m
N°Pilotes	104

Coefficiente Poisson

v= 0.41

Ep/Gsoil

fu1=	0.0263
fu2=	0.0645
$f_{\phi 1}$ =	0.3868
$f_{\phi 2}$ =	0.2682
f_{c1} =	-0.0717
f_{c2} =	-0.1056
$f_{\eta 1}$ =	0.0137
$f_{\eta 2}$ =	0.0341

PILLOTE INDIVIDUAL

TRASLACIÓN VERTICAL

$$K_v = \frac{E_p A}{R} f_{v1} , \quad C_v = \frac{E_p A}{V_S} f_{v2}$$

k_v = 676,939,210 N/m
 C_v = 1,829,150.8 N/m/seg

TRASLACIÓN HORIZONTAL

$$K_u = \frac{E_p I}{R^3} f_{u1} , \quad C_u = \frac{E_p I}{R^2 V_S} f_{u2}$$

k_u = 133,852,278 N/m
 C_u = 888321.3997 N/m/seg

ROTACIÓN DE LA CABEZA DEL PILOTE EN EL PLANO VERTICAL

$$K_\psi = \frac{E_p I}{R} f_{\psi 1} , \quad C_\psi = \frac{E_p I}{V_S} f_{\psi 2}$$

k_ψ = 156857740.9 N/m
 C_ψ = 293919.7484 N/m/seg

GRUPO DE PILOTES

TRASLACIÓN VERTICAL

$$K_{vv} = \sum_r k_v \quad C_{vv} = \sum_r C_v$$

k_{vv} = 70401677876 N/m
 C_{vv} = 89628388.79 N/m/seg

TRASLACIÓN HORIZONTAL

$$K_{uu} = \sum_r k_u \quad C_{vv} = \sum_r C_u$$

k_{uu} = 13920636898 N/m
 C_{vv} = 92385425.57 N/m/seg

ROTACIÓN DE LA CABEZA DEL PILOTE EN EL PLANO VERTICAL

$$K_{\psi\psi} = \sum_r (k_\psi + k_v x_r^2 + k_u y_c^2 - 2k_c y_c)$$

$$C_{\psi\psi} = \sum_r (C_\psi + C_v x_r^2 + C_u y_c^2 - 2C_c y_c)$$

$k_{\psi\psi}$ = 8.90113E+12 N/m Eje "X"
 $C_{\psi\psi}$ = 24065534850 N/m/seg Eje "X"

ACOPLAMIENTO ENTRE TRASLACION HORIZONTAL Y VERTICAL

$$K_c = \frac{E_p I}{R^2} f_{c1} , \quad C_c = \frac{E_p I}{R V_S} f_{c2}$$

$k_c = -103082139.6 \text{ N/m}$
 $C_c = -410373.7071 \text{ N/m/seg}$

TORSIÓN

$$K_\eta = \frac{G_p J}{R} f_{\eta 1} , \quad C_\eta = \frac{G_p J}{V_S} f_{\eta 2}$$

$k_\eta = 4625337.419 \text{ Nm/rad}$
 $C_\eta = 31156.9 \text{ Nm/rad/seg}$

ACOPLAMIENTO ENTRE TRASLACION HORIZONTAL Y ROTACION:

$$K_{\psi\psi} = \sum_r (k_\psi + k_v x_r^2 + k_u y_c^2 - 2k_c y_c)$$

$$C_{\psi\psi} = \sum_r (C_\psi + C_v x_r^2 + C_u y_c^2 - 2C_c y_c)$$

$k_{u\psi} = 3.35699E+12 \text{ N/m}$ Eje "Y"
 $C_{c\psi} = 9084789866 \text{ N/m/seg}$ Eje "Y"

TORSION

$$K_{\eta\eta} = \sum_r [k_\eta + k_u (x_r^2 + z_r^2)]$$

$$C_{\eta\eta} = \sum_r [C_\eta + C_u (x_r^2 + z_r^2)]$$

$k_{\eta\eta} = 2.41159E+12 \text{ Nm/rad}$
 $C_{\eta\eta} = 16004742932 \text{ Nm/rad/seg}$

CUADRO DE RESUMEN DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ

Modelo Dinámico ASCE		
K_x	1,419,025.17	(T/m) Todos los pilotes
C_x	9,417.47	(T/m) Todos los pilotes
K_y	1,419,025.17	(T/m) Todos los Pilotes
C_y	9,417.47	(T/m) Todos los Pilotes
K_z	7,176,521.70	(T/m) Todos los Pilotes
C_z	9,136.43	(T/m) Todos los Pilotes
$K_{\phi x}$	907,352,224.18	(T/m) Todos los Pilotes
$C_{\phi x}$	2,453,163.59	(T/m) Todos los Pilotes
$K_{\phi y}$	342,201,140.31	(T/m) Todos los Pilotes
$C_{\phi y}$	926,074.40	(T/m) Todos los Pilotes
$K_{\phi z}$	245,830,258.26	(T/m) Todos los Pilotes
$C_{\phi z}$	1,631,472.27	(T/m) Todos los Pilotes

ANEXO B: INFORME DE SUELOS

ÍNDICE

ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

“APLICACIÓN Y ANÁLISIS DE UN MODELO DINAMICO CON INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA (ISE) PARA CIMENTACIONES CON PILOTES DE LA SEDE CENTRAL DEL GOBIERNO EN LA CIUDAD DE PUCALLPA – UCAYALI”

1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO
 - 1.1. INTRODUCCIÓN
 - 1.2. OBJETIVOS
 - 1.3. METODOLOGÍA
 - 1.4. UBICACIÓN
2. GEOLOGÍA
 - 2.1. ESTRATIGRAFÍA
 - 2.2. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL
 - 2.3. UNIDADES LITOLÓGICAS
 - 2.3.1. ARENAS
 - 2.3.2. ARCILLAS
 - 2.3.3. LATERITAS
 - 2.3.4. GRAVAS
3. MECÁNICA DE SUELOS
 - 3.1. INTRODUCCIÓN
 - 3.2. SUELOS DE FUNDACIÓN
 - 3.2.1. INVESTIGACIONES DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO
 - 3.2.2. CLASIFICACIÓN
 - 3.2.3. SUELOS EXPANSIVOS
 - 3.2.4. GRANULOMETRÍA POR SEDIMENTACIÓN
 - 3.2.5. ÍNDICE DE ACTIVIDAD DE LA ARCILLA
 - 3.3. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA
 - 3.3.1. ZONA GEOTÉCNICA I
 - 3.3.2. ZONA GEOTÉCNICA II
 - 3.4. PERFIL ESTRATIGRÁFICO
 - 3.5. IDENTIFICACIÓN DE ZONAS POTENCIALMENTE PELIGROSAS
 - 3.6. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

3.6.1. CAPACIDAD ADMISIBLE DE PLATEA DE CIMENTACIÓN SOBRE UN SUELO ESTRATIFICADO

3.6.2. CAPACIDAD ADMISIBLE DE ZAPATAS AISLADAS

3.6.3. ASENTAMIENTO

3.6.4. CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA DE ESTRUCTURAS A, B Y C

4. SUBRASANTE

5. REMOCIÓN DE SUELOS ORGÁNICOS Y RELLENOS NO CONTROLADOS

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1. INTRODUCCIÓN

El presente informe de Estudio Geológico y de Mecánica de Suelos, corresponde al proyecto "MEJORAMIENTO DE LA GESTION INSTITUCIONAL DE LA SEDE CENTRAL Y DE LAS DIRECCIONES REGIONALES ADSCRITAS EN LA PROVINCIA DE CORONEL PORTILLO DEL GOBIERNO REGIONAL DE UCAYALI- REGION UCAYALI SNIP N° 259304", el que se ha desarrollado dentro de los lineamientos que establece los términos de referencia. La longitud de estudio abarca aproximadamente un área de 32,369 metros cuadrados y está ubicado en el distrito de Gallería, provincia de Coronel Portillo, departamento de Ucayali.

Por la necesidad de disponer de una buena infraestructura básica para mejorar las condiciones laborales y la prestación de servicios a los usuarios, el Gobierno Regional de Ucayali (GOREU) ha creído conveniente la implementación del Proyecto de mejoramiento de la gestión institucional de la sede central y direcciones regionales adscritas

El presente estudio se ha desarrollado dentro de los lineamientos de los requerimientos técnicos exigidos por el Gobierno Regional de Ucayali y en concordancia con el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), capítulo E.050 Suelos y Cimentaciones, y la Norma "CE.010 Pavimentos Urbanos".

2. OBJETIVOS

El objetivo general del Estudio Geológico y de Mecánica de Suelos, correspondiente al proyecto "MEJORAMIENTO DE LA GESTION INSTITUCIONAL DE LA SEDE CENTRAL Y DE LAS DIRECCIONES REGIONALES ADSCRITAS EN LA PROVINCIA DE CORONEL PORTILLO DEL GOBIERNO REGIONAL DE UCAYALI- REGION UCAYAU SNIP N° 259304", es realizar la prospección geológica-geotécnica del terreno de cimentación de las estructuras a construir, definir su calidad, determinar los materiales recuperables e identificar las canteras. Asimismo, reconocer los problemas de geodinámica externa e interna en el área.

Son objetivos específicos del estudio:

- Inferir el perfil estratigráfico del suelo, de la subrasante y de los bancos de materiales, con la finalidad de auscultar el tipo de terreno o material; y realizar el muestreo correspondiente.
- Recomendar y definir las canteras a ser utilizadas en el desarrollo del proyecto.
- Determinar, en campo y laboratorio, las características físico-mecánicas de las muestras de suelos de la fundación, subrasante y canteras, necesarias para el desarrollo el proyecto.

- Determinar las características físico-químicas de las fuentes, relacionado con su uso durante el desarrollo del proyecto (elaboración de concreto).
- Identificar los problemas geodinámicas externos a fin de recomendar las medidas de mitigación que eviten, reduzcan o controlen el desarrollo de los mismos.
- Interpretar resultados y recomendar o definir las medidas óptimas para la conformación del terreno de soporte y la estructura del pavimento.

3. METODOLOGÍA

El programa de trabajo consistió en:

- Recopilación y evaluación de la información existente.
- Prospección geológica —geotécnica de la zona.
- Ubicación y ejecución de pozos exploratorios.
- Toma de muestras alteradas e inalteradas.
- Realización de ensayos de campo y laboratorio.
- Análisis y evaluación de la información recopilada - determinación del perfil estratigráfico.
- Trabajo de gabinete. Elaboración del Informe.

4. UBICACIÓN

La zona del proyecto, geográficamente, está ubicada en la llanura del Ucayali, en el área urbana del distrito de Calleria, en la localidad conocida como Pucall pa, en la cuenca del río Ucayali.

La extensión del proyecto abarca la región natural Omagua (entre los 100 a 400 msnm), que se caracteriza por presentar un relieve homogéneo y de planicie ondulada.

El clima es Tropical Ecuatorial Caluroso y Húmedo (Af — clasificación realizada por W. Köppen). Esta región se caracteriza por presentar lluvias permanentes a lo largo del año, siendo los niveles mínimos de precipitación mensual de 60 mm.

El área del Proyecto se ubica entre las avenidas Amazonas y Masisea, en el distrito de Callería. Asimismo, se encuentra inscrito en las siguientes coordenadas geográficas:

(Datum: WGS84 Zona 18 Sur)			ALTITUD
COORDENADAS			msnm
PROYECTO	547,850 E	9 073,200 N	153

El área de estudio se encuentra ubicado en:

Distrito : Callería
 Provincia : Coronel Portillo
 Departamento : Ucayali

2. GEOLOGÍA

El área de desarrollo del proyecto se encuentra ubicado en la margen izquierda del río Ucayali. El mismo, se caracteriza por presentar un cauce amplio cuyo recorrido sigue en forma meándrica, con superficies laterales amplias que alcanzan varios kilómetros de ancho en ambas márgenes del río

1. ESTRATIGRAFÍA

El proyecto se encuentra asentado sobre una llanura fluvial (Figura N° 03) paralela al curso del río Ucayali. Este depósito pertenece al cuaternario, del holoceno reciente, y está ampliamente expuesto en el área de trabajo. El mismo tiene su origen en los relieves montañosos situados al este y oeste del área en estudio. Su coloración es variable, está relacionada a su origen y pueden ser marrón oscuro, marrón pardo, blanquecino a marrón, entre otros. Una vez depositados, los materiales pasan a constituir el soporte de la vegetación y, al paso del tiempo, los ácidos orgánicos generan cambios en su coloración, pudiendo variar de marrón oscuro a marrón rojizo amarillento siempre supeditados a la litología subyacente del lugar de origen o la fuente de alimentación.

Asimismo, la litología varía ligeramente de composición limo-arenosa a arcillosa, depositadas en capas gruesas semiconsolidadas masivas.

2. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

La principal estructura, donde se ubica el área de estudio, se encuentra definida por la margen izquierda del río Ucayali. Así, esta se caracteriza por una cobertura de material cuaternario donde no se observan pliegues ni fallas.

3. UNIDADES LITOLÓGICAS

En el área de ubicación del proyecto se han identificado tres unidades litológicas: arenas, arcillas y latentes. Asimismo, se ha identificado una cuarta unidad en la fuente de agregado más cercana al proyecto.

2.3.1. ARENAS

Estos depósitos se caracterizan por su composición granulométrica que presenta reducida presencia de materiales gruesos (gravas) o finos (limos y arcillas). Los depósitos de arena de origen fluvial son abundantes en la zona y se ubican a lo largo del río Ucayali y sus tributarios. Estos se caracterizan por su ubicación en forma de playas, la presencia de impurezas orgánicas, su empleo como material de construcción y su previa explotación en época de estiaje.

2.3.2. ARCILLAS

Estos materiales se caracterizan por su granulometría fina. El depósito está formado por suelos transportados de coloración variable, con tonalidades que van desde rojizas a parduscas. Este material es abundante en el área y constituye la terraza sobre la que se asienta la ciudad de Pucallpa.

2.3.3. LATERITAS

Estos suelos se forman por procesos físico-químicos en climas tropicales con materiales de coloración rojiza. En general, los suelos tropicales contienen importantes cantidades de materia orgánica que, al descomponerse, actúan como un agente reductor cambiando el óxido férrico a óxido ferroso, pudiendo cambiar su color rojo primario al secundarlo verde-grisáceo.

2.3.4.GRAVAS

Se ha identificado este material en la fuente de agregados ubicada en el río Aguaytía, a 60 km de la ciudad de Pucallpa, en la localidad de Curimaná. A lo largo del curso del río Aguaytía existen diversas canteras donde se ubica este tipo de depósitos tales como Curimaná, Nueva Piura y Naranjillo. Su explotación es temporal y exclusivamente en época de estiaje.

La importancia de este material radica en su empleo como agregado de construcción de infraestructura urbana en la ciudad de Pucallpa.

Además, se ha identificado, en la zona, la comercialización de gravas y arenas transportadas desde el río Pachitea a través de embarcaciones dedicadas al transporte y comercialización de agregados. A diferencia de los materiales del río Aguaytía, su explotación es permanente, durante todo el año.

3. MECÁNICA DE SUELOS

1. INTRODUCCIÓN

El estudio de los materiales que constituyen el terreno de fundación y su subrasante permite determinar sus propiedades físico-mecánicas, y con estas características, establecer la estabilidad y calidad de la fundación y el pavimento en proyecto de implementación. Estas propiedades se determinan con ensayos de campo y laboratorio, infiriendo el perfil estratigráfico del área mediante pozos de exploración, recolectando muestras y transportándolas al laboratorio para ser ensayadas como corresponde.

El estudio del subsuelo a través de pozos de exploración (calicatas) permite, no solo inferir el terreno de fundación, sino recabar muestras y datos representativos de la zona de estudio, lo que permitirá realizar planteamientos técnicos óptimos para el desarrollo del proyecto.

Durante la ejecución de la recolección de muestras del material de la actual superficie se ha establecido que, sobre su conformación, existe una importante influencia antrópica desarrollada durante etapas previas de adaptación del terreno como área de investigación agrícola perteneciente al Gobierno Regional de Ucayali. Actualmente, el acceso al terreno se realiza desde la Av. Masisea, o directamente desde la Av. Amazonas que se encuentra conformada, parcialmente, por una capa de afirmado (camino de bajo volumen de tráfico).

2. SUELOS DE FUNDACIÓN

3.2.1. INVESTIGACIONES DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO

Previa zonificación, inspeccionando el estado actual del terreno, las ondulaciones del terreno y los drenajes naturales, se han ubicado y excavado calicatas (pozos a cielo abierto) convenientemente distribuidos y distanciados, utilizando herramientas manuales, a partir del nivel de terreno natural actual de la vía desde una profundidad mínima de 1.50 m hasta una profundidad máxima de 5.00 m. En total, se han excavado 21 calicatas y 33 perforaciones o pozos de sondaje, se han denominado como C-01 a C-21 y P-01 a P-33, debidamente distribuidas en el área del proyecto.

El resumen de la ubicación de los pozos de exploración y sus características más relevantes (clasificación de suelos, profundidad de exploración, etc.) se muestran en la lámina G-01: Ubicación de Calicatas.

Las muestras disturbadas representativas de suelos que conforman el terreno de fundación se han obtenido en cantidades suficientes para realizar los ensayos correspondientes, habiendo sido debidamente identificadas y embaladas en bolsas plásticas y de polietileno para su conservación y traslado al laboratorio.

Para determinar las propiedades Índices y geotécnicas de las muestras se han programado realizar los siguientes ensayos de acuerdo a los procedimientos de la American Society for Testing and Materials (ASTM), la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y las Normas Técnicas Peruanas (NTP) que se indican a continuación:

• Contenido de humedad	339.127
• Análisis granulométrico por tamizado	339.128
• Limite Líquido, plástico e índice de plasticidad	339.129
• Clasificación de suelos, sistema SUCS	339.134
• Clasificación de suelos, sistema AASHTO	339.135
• Próctor Modificado	339.141
• Valor Relativo de Soporte (C.B.R.)	339.145
• Corte directo consolidado y drenado	339.171
• Ensayo Triaxial consolidado y drenado	ASTM D7181
• Ensayo de consolidación unidimensional	339.154
• Peso unitario volumétrico	400.017
• Gravedad específica y absorción	400.021
	400.022

El resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio de las muestras extraídas de las calicatas (características granulométricas, características de plasticidad, etc.) se muestra en los cuadros resumen N°1 a N°6.

Asimismo, las calicatas se han distribuido en el terreno, siendo su ubicación resumida en el siguiente cuadro:

Cuadro N°01 Resumen de Ubicación de Calicatas

IDENTIFICACION		Muestras, Und	UBICACIÓN (Datum: WGS84		
Calicata N°	Prof, m		Este	Norte	Cota, msnm
C-01	1.50	2	547,797	9073,352	168.3
C-02	3.70	1	547,767	9073,294	168.1
C-03	2.00	2	547,788	9073,177	169.0
C-04	3.00	1	547,846	9073,239	168.1
C-05	3.25	1	547,846	9073,202	168.5
C-06	3.60	1	547,859	9073,186	169.0
C-07	3.20	1	547,863	9073,172	169.1
C-08	3.20	1	547,880	9073,138	169.1
C-09	3.20	1	547,844	9073,130	170.0
C-10	3.00	1	547,815	9073,130	170.4
C-11	3.20	1	547,778	9073,208	168.4
C-12	3.00	1	547,883	9073,184	168.3
C-13	3.00	1	547,831	9073,316	167.2
C-14	4.20	1	547,824	9073,285	166.2
C-15	1.50	2	547,816	9073,224	168.1
C-16	1.50	2	547,867	9073,222	167.6
C-17	2.30	1	547,865	9073,106	169.8
C-18	2.20	1	547,860	9073,085	168.8
C-19	2.30	1	547,835	9073,059	169.4
C-20	2.30	1	547,902	9073,113	168.4
C-21	1.50	1	547,788	9073,155	169.8

3.2.2. CLASIFICACIÓN

Por los objetivos y alcances del presente estudio se ha realizado la clasificación de las muestras de suelos por los siguientes sistemas:

- SUCS, Sistema Unificado de Clasificación de Suelos: ASTM D-2487 o NTP 339.134.
- AASHTO de American Association of State Highway and Transportation Officials: ASTM D-3282, AASHTO M-145 o NTP 339.135.

Cuadro N°02 Resumen del ensayo de análisis granulométrico en calicatas

IDENTIFICACION			ANALISIS GRANULOMETRICO					CONTENIDO		
Calicata	Muestra	Prof.	% QUE PASA LA MALLA N°					GRAVA	ARENA	FINO
N°	N°	m	3/4"	N°4	N°10	N°40	N°200		(%)	
C - 01	M - 01	1.5	100	100	99.8	99.5	64.10	0	35.90	64.1.
C - 01	M - 02	3	100	100	99.6	99.4	60.40	0	39.60	60.40
C - 02	M 01	3.7	1.00.0	100	99.9	89.8	29.80	0	70.20	29.80
C - 03	M-01	2	100	100	100	99.9	98.10	0	1.90	98.10
C -03	M -02	3	100	100	100	100	98.40	0	1.60	98.40
C - 04	M - 01	3	100	100	100	99.9	99.70	0	0.30	99.70
C - 05	M - 01	3.25	100	100	100	99.9	59.50	0	40.50	59.50
C - 06	M - 01	3.6	100	100	100	100	96.10	0	3.90	96.10
C - 07	M - 01	3.2	100	100	100	99.9	96.60	0	3.40	96.60
C - 08	M - 01	3.2	100	100	100	100	99.20	0	0.80	99.20
C - 09	M - 01	3.2	100	100	100	100	99.60	0	0.40	99.60
C -10	M - 01	3	100	100	99.9	99.8	96.50	0	3.50	96.50
C -11	M - 01	3.2	100	100	100	100	98.80	0	1.20	98.80
C -12	M - 01	3	100	100	99.2	98.2	87.50	0	12.50	87.50
C - 13	M - 01	3	1.00.0	100	99.9	99.6	81,1	0	18.90	81.10
C -14	M - 01	4.15	100	100	100	92.4	24.40	0	75.60	24.40
C -15	M - 01	1.5	100	100	99	98.1	76.70	0	23.30	76.70
C - 15	M - 02	3.5	100	100	100	100	47.70	0	52.30	47.70
C - 16	M -01	1.5	100	100	99.4	98.9	82.30	0	17.70	82.30
C - 16	M - 02	1.9	100	100	99.8	99.5	81.20	0	18.80	81.20
C -17	M - 01	2.3	100	100	99.9	99.7	62.30	0	37.70	62.30
C -18	M - 01	2.2	100	100	100	100	84.70	0	15.30	84.70
C - 19	M -01	2.3	100	100	100	100	99.10	0	0.90	99.10
C - 20	M - 01	2.3	100	100	100	99.9	98.80	0	1.20	98.80
C - 21	M - 01	1.5	100	100	99.5	99.3	97.00	0	3.00	97.00

Cuadro N°03 Límites de plasticidad y clasificación de suelos en calicatas

IDENTIFICACION			LIMITES DE PLASTICIDAD, %			HUMEDAD NATURAL	CALIFICACION	
Calicata	Muestra	Prof.	LL	LP	IP	W _n ,%	S.U.C.S	A.A.S.H.T.O
N°	N°	m.						
C - 01	M-01	1.50	36	21	15	20.41	CL	A-6 (7)
C - 01	M -02	3.00	30	18	12	19.21	C 1	A - 6 (4)
C - 02	M -01	3.70	N.P.	N.P.	N.P.	18.54	SM	A-2-4(0)
C - 03	M-01	2.00	83	40	43	29.34	MH	A - 7 -5 (53)
C - 03	M -02	3.00	60	29	31	17.23	CH	A - 7 -6 (361)
C - 04	M - 01	3.00	74	40	34	27.22	MH	A-7-5 (44)
C - 05	M -01	3.	34	18	16	21.25	CL	A - 6 (5)

C - 06	M -01	3.60	55	23	32	16.50	CH	A - 7 - 6 (30)
C - 07	M -01	3.20	53	20	33	17.89	CH	A - 7 - 6 (35)
C - 08	M -01	3.20	62	35	27	21.37	MH	A-7 -5(34)
C - 09	M-01	3.20	64	34	30	20.19	MH	A-7.5(37)
C - 10	M -01	3.00	66	19	37	26.49	CH	A - 7 - 6 (42)
C - 11	M -01	3.20	50	39	11	27.59	ML	A - 7 - 5 (16)
C - 12	M -01	3.00	41	24	17	17.11	CL	A - 7 - 6 (15)
C - 13	M - 01	3.00	26	15	11	19.29	CL	A-6 (7)
C - 14	M - 01	4.	N.P.	N.P.	N.P.	17.67	SM	A-2-4(0)
C - 15	M -01	1.50	24	22	2	19.22	ML	A - 4 (0)
C - 15	M -02	3.50	31	25	6	19.2	SM	A - 4 (0)
C - 16	M -01	1.50	24	15	9	19.94	CL	A - 4 (5)
C - 16	M -02	1.90	31	15	16	17.35	CL	A - 6 (11)
C - 17	M -01	2.30	39	23	16	23.23	CL	A-6 (8)
C - 18	M -01	2.20	47	26	21	23.59	C 1	A•7 -6 (19)
C - 19	M - 01	2.30	68	25	43	24.15	CH	A-7-6 (49)
C - 20	M -01	2.30	66	23	43	25.87	CH	A-7-6 (42)
C - 21	M -01	1.50	73	38	35	26.47	MH	A-7-5 (39)

Donde:

- LL - Límite líquido.
- LP - Limite plástico.
- IP - Índice plástico.
- N.P. - No plástico.
- SUCS - Sistema Unificado de Clasificación de suelos.
- CL - Arcillas Inorgánicas de Plasticidad baja a media.
- CH - Arcillas Inorgánicas de alta plasticidad.
- ML - Limos Inorgánicos de plasticidad baja a media.
- MH - Limos Inorgánicos de alta plasticidad.
- SM - Arena limosa.

3.2.3.SUELOS EXPANSIVOS

Se denominan suelos expansivos a aquellos depósitos limosos o arcillosos cuya estructura mineralógica y fábrica le permite absorber agua con un cambio de volumen importante. Por el contrario, al cambiar las condiciones de humedad, el agua almacenada en estos materiales se reduce y, por consiguiente, se produce una disminución del volumen denominada contracción o retracción.

En general, la expansión y contracción de un suelo tiene un carácter potencial y los factores condicionantes para su activación pueden ser intrínsecos o extrínsecos.

Así, es necesario que se de ambas condiciones para su activación:

- *Factores intrínsecos.* El depósito de suelo existente, limo o arcilla de alta plasticidad, debe tener una mineralogía y fábrica adecuada que permita absorber cantidades significativas de agua con importantes alteraciones de volumen.
- *Factores extrínsecos.* Debe producirse una variación en la humedad del suelo, por causas diversas tales como variaciones climáticas o cambios hidrológicos al interior del depósito. En general, la contracción de suelos va unido a periodos de sequía y la expansión a periodos de máximas avenidas.

Por otro lado, la identificación de suelos expansivos y su caracterización ha sido materia de evaluación y presentación de innumerables propuestas. De ellas, se recoge el desarrollado El Bureau of Reclamation de los EE.UU. y recogido por RNE en el capítulo E.050. El mismo, identifica cuatro grados de expansividad (I a IV), tal como se indica en el cuadro siguiente, en el que aparecen los intervalos de valores que definen estos cuatro grados en lo referente al contenido de finos, límite líquido e índice de plasticidad.

Cuadro N°04 Clasificación de suelos por su potencial de expansión.

Grado	Expansividad	Finos ¹ %	Límite Líquido ¹ %	Índice de plasticidad ² %	Expansión en consolidómetro ³ %
I	Baja	< 30	< 35	< 20	< 10
II	Baja a media	30 – 60	35 – 50	12 – 34	10 – 20
III	Media a alta	60 – 95	50 – 65	23 – 45	20 – 30
IV	Muy alta	> 95	> 65	> 32	> 30

¹ Fuente: Rico, A y Del Castillo, H, Ingeniería en las vías Terrestres, 1984. México.
² Fuente: Luis Gonzales, Ingeniería Geológica, 2004. Madrid.
³ Expansión en el consolidómetro bajo una presión de 0.07 kg/cm².

3.2.4.GRANULOMETRÍA POR SEDIMENTACIÓN

Para la evaluación del potencial de expansión de las arcillas se ha realizado el ensayo de granulometría por sedimentación (NTP 339.128), cuyos resultados se describen a continuación:

Cuadro N°05 Resultados del ensayo de granulometría por sedimentación (C-01, C-06 y C-18).

Muestra: C - 01 (M -01)		Muestra: C - 06 (M - 01.)		Muestra: C- 18 (M -01)	
Diámetro	Porcentaje que pasa	Diámetro	Porcentaje que pasa	Diámetro	Porcentaje que pasa
0.0457	27.3	0.0413	51.2	0.0426	47.7
0.0326	25.5	0.0297	47.7	0.0303	45.9

0.0206	25.5	0.0191	44.1	0.0195	42.4
0.0084	25.5	0.0079	40.6	0.008	40.6
0.006	23.6	0.0056	38.8	0.0057	37.1
0.0029	21.8	0.0028	35.3	0.0028	33.6
0.0013	18.2	0.0012	31.8	0.0012	31.8
0.002	19.8	0.002	33.5	0.002	32.7

Cuadro N°06 Resultados del ensayo de granulometría por sedimentación (C-19,C-20 y C-21).

Muestra: C -19 (M -01)		Muestra: C -20 (M -01)		Muestra: C -21 (M -01)	
Diámetro	Porcentaje que pasa	Diámetro	Porcentaje que pasa	Diámetro	Porcentaje que pasa
0.0368	80.2	0.0406	56.7	0.0392	65.5
0.0268	74.5	0.029	54.9	0.0283	61.7
0.0171	72.6	0.0184	53	0.0179	61.7
0.0072	66.8	0.0076	51.2	0.0073	59.8
0.0052	63	0.0054	49.4	0.0053	56.1
0.0026	57.3	0.0027	45.7	0.0027	50.5
0.0011	53.5	0.0011	42.1	0.0011	44.9
0.002	55.8	0.002	44	0.002	48

3.2.5.ÍNDICE DE ACTIVIDAD DE LA ARCILLA

El método de evaluación de índice de actividad de la arcilla. Propuesto por Seer, Woodward y Lundgren, está basado en muestras remoldeadas de suelo compuesto por mezclas de arcillas, bentonita, illita, caolinita y arena fina. Asimismo, la misma ha sido incorporada en el artículo 31 de la normativa E.050 "Suelos" del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Así, la actividad de la arcilla se define como:

$$A = \frac{IP}{C - 10}$$

Donde:

A : Índice de actividad

IP : Índice plástico, en porcentaje.

C : Porcentaje menor a 0.002 milímetros, en porcentaje.

Por tanto, se ha determinado el Índice de actividad de las muestras obtenidas en el área del proyecto:

Cuadro N°07 Índice de actividad de las arcillas.

Calicata	Muestra	Profundidad	Clasificación SUCS	Gasificación AASHTO	IP, %	Porcentaje menor a 0.002 mm %	índice de actividad (A)	Clasificación
C - 01	M - 01	130	C1	A-6)	15	19.8	1.5	Media
C - 06	M - 01	3.6	CH	A - 7 - 6 (30)	32	33.5	1.4	Alta
C - 18	M - 01	2.2	C I.	A - 7 - 6 (19)	21	32.7	0.9	Media
C - 19	M - 01	2.3	CH	A - 7 - 6 (49)	43	55.8	0.9	Muy alta
C - 20	M - 01	2.3	CH	A - 7 - 6 (48)	43	44	1.3	Muy alta
C - 21.	M - 01	1.5	M H	A - 7 - 5 (39)	35	48	0.9	Atta

3. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

El proyecto se asienta sobre un estrato compuesto por arenas, arcillas y limos inorgánicos de plasticidad media a alta constituido por depósitos fluviales, desarrollados durante las etapas denominado cuaternario reciente. En general, los espesores de cada estrato son variables y su potencia promedio se detalla en los siguientes párrafos, acorde a su zonificación.

3.3.1.ZONA GEOTÉCNICA I

La zona geotécnica I abarca la zona del proyecto fuera área de influencia de las quebradas naturales, o caños, que discurren en el área del proyecto. Sobre la misma, se encuentran escritas las siguientes calicatas:

Zona Geotécnica	Calicatas
ZG-1	C-06, C-07, C-08, C-09, C-10, C-13, C-17, C-18, C-19, C-20, C-21

1. La morfología del terreno es llana o de pendientes muy reducidas. Por ello, las precipitaciones máximas anuales generan pequeños estancamientos de agua superficial o de flujo lento.
2. El material predominante está compuesto por limos y arcillas inorgánicas de plasticidad media a alta, de origen fluvial, consistencia media, color rojo con manchas grises claras y en estado húmedo en el sitio. Hasta la profundidad de 3.00 m, el talud vertical se mantiene estable. El carácter de la sedimentación o facies de esta formación es mayoritariamente fluvio lacustre y pantanoso o palustre, y forma parte de los sedimentos fluviales antiguos (Qh-al2).
3. El estrato superficial existente, de aproximadamente 0.30 m de profundidad, está constituido por suelos finos, mezcla de limos y arcillas con presencia de raíces y residuos orgánicos (Pt). Por ello, se recomienda su remoción previa a la ejecución del proyecto (Plano PG-04 "Perfil estratigráfico del terreno").

4. A continuación, aflora un estrato constituido por limos y arcillas inorgánicas heterogéneas de plasticidad media a alta (ML, Ct, MH, CH), color rojo con manchas grises claras, consistencia media, en estado húmedo en el lugar y supera la profundidad de exploración. La misma constituirá el terreno de soporte del proyecto. El terreno se clasifica, por su potencial de expansión, como grado II, media. Es decir, secos son suelos estables. Sin embargo, variaciones importantes en su contenido de agua pueden generar expansiones o contracciones medias.
5. El terreno de sub-rasante está constituido un estrato de limos y arcilla inorgánicas de plasticidad media a alta (Clasificación AASHTO: A-4, A-5, A-6, A-7-5 y A-7-6), con poco o nulo contenido de material granular. El color de estos depósitos es rojo con manchas grises claras. La fracción fina (% que pasa la malla N°40), que determina el comportamiento físico-mecánico de los suelos, es mayor al 97.5% de su contenido granulométrico; sus propiedades de plasticidad arrojan plasticidad media a alta. Las propiedades hidráulicas de estos materiales vienen establecidas por su límite líquido e índice plástico. La misma, presenta un Límite Líquido promedio de 43.1% y un índice Plástico de 19.0%.
6. El material que constituye el terreno de soporte de las estructuras proyectadas y edificaciones, está constituida por el material dominante del perfil estratigráfico es de granulometría fina. El estrato donde se ha establecido apoyar los fundamentos de la estructura clasifica como limos y arcillas inorgánicas de plasticidad media a alta (ML, MH, CL, CH). Al estado inalterado el suelo de fundación se halla en estado de consistencia media y en estado húmedo a saturado en el sitio. El grosor de este estrato supera ampliamente la profundidad de exploración. Eventualmente, intercala con estratos de arena limosa y arcillosa de reducida potencia.

4. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Los cuadros que se muestran a continuación, resumen el inventario geotécnico del área de proyecto y las propiedades de los materiales existentes.

Estructura del terreno de fundación	ZG-I
Capa de afirmado	Inexistente en la mayor parte del área. Se observa la presencia de la misma sobre la superficie de rodadura de la vía de acceso desde la Av. Masisea. La misma está constituida por botinería, gravas y arenas limos de baja plasticidad (GP-GM). Por cantidad y espesor, su existencia no amerita estudios de detalle.
Material orgánico (OL)	Inexistente en el tramo

Relleno no controlado y contaminado (RNC)	Inexistente en el tramo.
Estructura del terreno de fundación Restos de raíces y superficie vegetal (Pt)	El estrato superficial existente, de aproximadamente 0.30 m de profundidad, está constituido por suelos finos, mezcla de limos y arcillas con presencia de raíces y residuos orgánicos (Pt). Por ello, se recomienda su remoción previa a la ejecución del proyecto
Terreno natural	El terreno de fundación está constituido por un estrato de limos y arcilla Inorgánicas de plasticidad media a alta (Clasificación SUCS: ML, MH, CL, CH), con poco o nulo contenido de material granular. El color de estos depósitos es rojo con manchas grises claras. La fracción fina (% que pasa la malla N°40), que determina el comportamiento físico-mecánico de los suelos, es mayor al 97.5% de su contenido granulométrico; sus propiedades de plasticidad media a alta. Las propiedades hidráulicas de estos materiales vienen establecidas por su límite líquido e índice plástico. La misma, presenta un límite Líquido promedio de 43.1% y un índice Plástico de 19.0%.
Sub-rasante	El terreno de fundación está constituido por un estrato de limos y arcilla inorgánicas de plasticidad media a alta (Clasificación AASHTO: A-4, A-5, A-6, A-7-5 y A-7-6), con poco o nulo contenido de material granular. Para el diseño de la estructura del pavimento debe considerarse que el valor relativo de soporte (CBR) de estos suelos es de 1.9 para una densidad máxima de 95% del Próctor Modificado.

5. IDENTIFICACIÓN DE ZONAS POTENCIALMENTE PELIGROSAS

La ciudad de Pucallpa se asienta en la margen izquierda del río Ucayali, sobre una terraza fluvial formada por un material de granulometría fina y propiedades cohesivas. El depósito está formado por suelos transportados de coloración variable, con tonalidades que van desde rojizas a parduscas, y se caracterizan por poseer una estructura mineralógica y fábrica que le permite absorber agua con un cambio de volumen importante. Asimismo, al cambiar las condiciones de humedad, el agua almacenada en estos materiales se reduce y, por consiguiente, se produce una disminución del volumen denominada contracción o retracción.

6. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Dada la naturaleza del suelo a cimentar, las magnitudes máximas probables de cargas a ser transmitidas y el tipo de estructura, **se recomienda emplear fundamentos superficiales estructuralmente continuos**, y apoyar la edificación sobre el potente estrato de origen residual-tropical, fluvial antiguo, identificado como limos y arcillas inorgánicas de plasticidad media a alta (MI, MH, CL, CH).

La capacidad de soporte o carga de los suelos está relacionada con su resistencia al corte.

La resistencia al corte de los suelos depende de la fricción interna (acomodo, redondez,

textura, etc.) de las partículas y de la cohesión de estas. Adicionalmente, depende de la forma de carga y de las características geométricas de la cimentación.

La evaluación de la capacidad de carga, se ha realizado para cada estructura proyectada, acorde a los resultados obtenidos de las propiedades mecánicas del suelo. Las propiedades físico mecánicas necesarias para calcular la capacidad de carga de los suelos, se han realizado sobre especímenes inalterados.

Dada la extensión del proyecto, para el desarrollo de las estimaciones se ha sectorizado el mismo en la forma señalada en la siguiente figura:

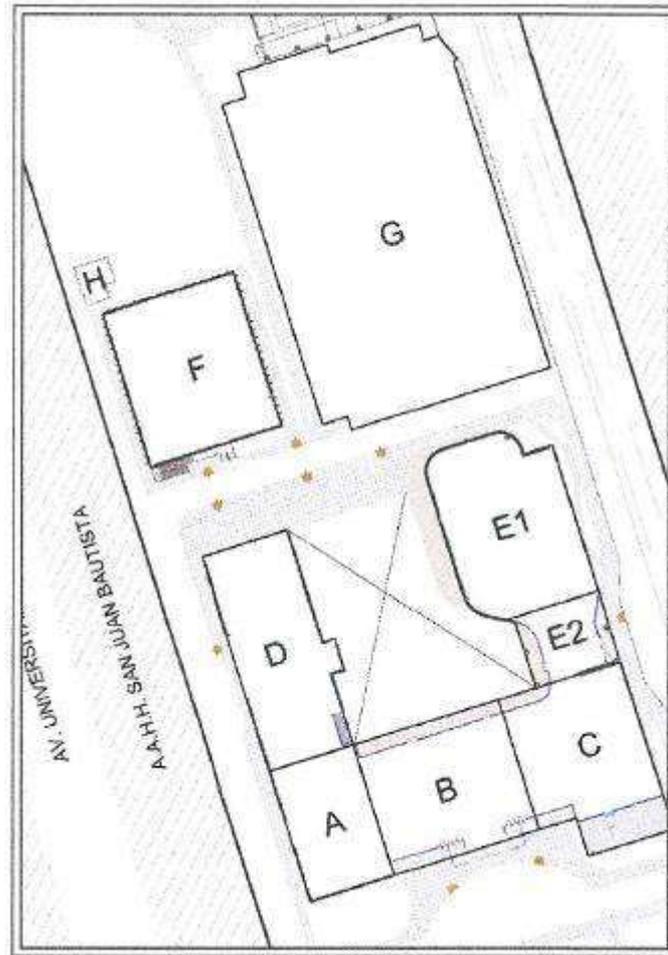


Figura N°1

3.6.1. CAPACIDAD ADMISIBLE DE PLATEA DE CIMENTACIÓN SOBRE UN SUELO ESTRATIFICADO

La capacidad de carga de los suelos que soportarán las cargas externas que transmitan las estructuras propuestas se ha determinado en base a la fórmula de Terzaghi y Peck (1967).

La capacidad última y la capacidad admisible de carga están dadas por las siguientes expresiones:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma_m \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + \gamma_m \cdot D_f \cdot N_q \cdot S_q \quad (1)$$

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (2)$$

Donde:

- q_{ult} : Capacidad última de carga, kg/cm².
 q_{adm} : Capacidad admisible de carga, kg/cm².
 FS : Factor de seguridad (igual 3), s/u.
 γ_m : Peso volumétrico, Tn/m³.
 B : Menor ancho de la zapata o cimiento corrido, m.
 N_c, N_γ, N_q : Factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del suelo (φ), s/u.
 D_f : Profundidad de la cimentación, m.
 S_c, S_γ, S_q : Factores de forma de cimentación, s/u.

Los factores de capacidad de carga (Vesic, 1973) se obtienen de las siguientes expresiones:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

Los factores de forma (Beer, 1970) se obtienen de las siguientes expresiones:

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan \varphi' \quad S_c = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \quad S_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B}{L} \right)$$

Los factores de profundidad (Brinch Hansen, 1970) se obtienen de las siguientes expresiones:

$$D_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi') \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad D_c = 1 + 0.4 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad D_\gamma = 1$$

Cuando se requiere evaluar la capacidad de carga de suelos estratificados, con suelos de mayor resistencia sobre suelos más débiles, se realiza la estimación mediante el método propuesto por Braja Das (2006). Por ello es necesario estimar las capacidades de cargas últimas de la cimentación bajo carga vertical sobre las superficies de estratos gruesos homogéneos de suelo superior e inferior.

$$q_1 = C'_1 \cdot N_{c(1)} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma(1)}$$

$$q_2 = C'_2 \cdot N_{c(2)} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma(2)}$$

Donde:

- $N_{c(1)}, N_{\gamma(1)}$: Factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción φ'_1 , s/u.
 $N_{c(2)}, N_{\gamma(2)}$: Factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción φ'_1 , s/u.

Luego, se determina el coeficiente por punzonamiento de (K_s) a partir de la relación q_2/q_1 y ϕ_1' mediante el siguiente gráfico:

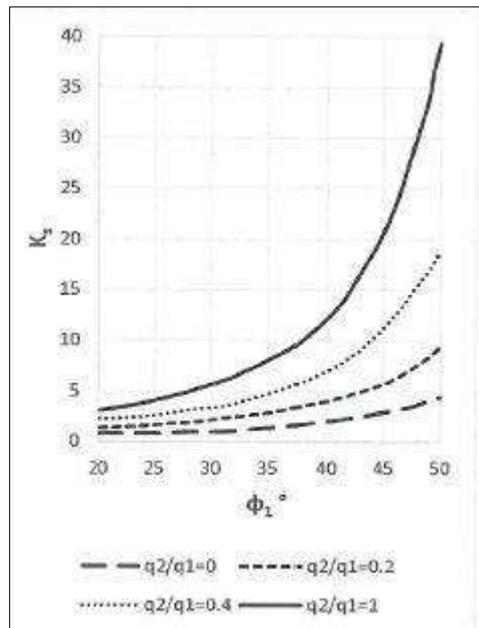


Figura N°2.-Coeficiente de punzonamiento según Meyerhof y Hanna (Das,2006)

Para determinar el valor de la adhesión (C_a), se hace empleo de la grafica propuesta por Meyerhof y Hanna (1978) y descrita en (Das, 2006).

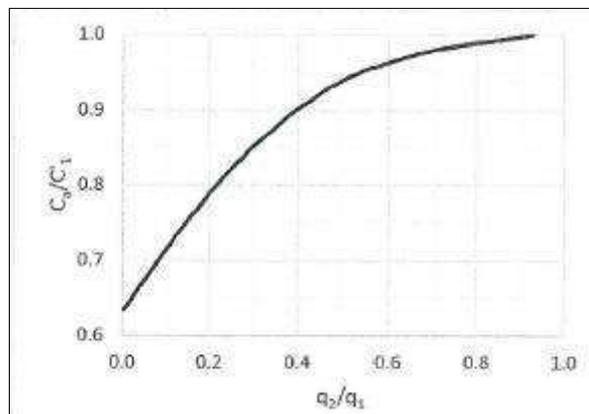


Figura N°3.-Coeficiente de adhesión según Meyerhof y Hanna (Das, 2006)

A continuación, se determina las capacidades de carga del estrato inferior y del estrato superior del suelo mediante las expresiones descritas por Terzaghi y Peck (1967):

$$q_b = C'_2 \cdot N_{c(2)} \cdot S_{c(2)} \cdot D_{c(2)} + \gamma_1 \cdot (D_f + H) \cdot N_{q(2)} \cdot S_{q(2)} \cdot D_{q(2)} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma(2)} \cdot S_{\gamma(2)} \cdot D_{\gamma(2)}$$

$$q_b = C'_1 \cdot N_{c(1)} \cdot S_{c(1)} \cdot D_{c(1)} + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_{q(1)} \cdot S_{q(1)} \cdot D_{q(1)} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma(1)} \cdot S_{\gamma(1)} \cdot D_{\gamma(1)}$$

Finalmente, la capacidad última y la capacidad admisible de carga están dadas por las siguientes expresiones:

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot C'_a \cdot H}{B}\right) + \gamma_1 \cdot H^2 \cdot \left(1 + \frac{B}{L}\right) \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot D_f}{H}\right) \cdot \left(\frac{K_s \cdot \tan \varphi'_1}{B}\right) - \gamma_1 \cdot H \leq q_t$$

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS}$$

Donde:

q_{ult}	: Capacidad última de carga, kg/cm ² .
q_{adm}	: Capacidad admisible de carga, kg/cm ² .
FS	: Factor de seguridad (igual 3), s/u.
γ_1	: Peso volumétrico del estrato superior, kg/cm ³ .
γ_2	: Peso volumétrico del estrato inferior, kg/cm ³ .
B	: Lado menor de la cimentación o cimiento corrido, cm.
L	: Lado mayor de la cimentación, cm.
D_f	: Profundidad de la cimentación, cm.
H	: Profundidad del estrato superior desde el fondo de cimentación, cm.
C'_a	: Fuerza adhesiva, kg/cm ² .
K_s	: Coeficiente de corte por punzonamiento, s/u.
$N_{c(1)}, N_{\gamma(1)}, N_{q(1)}$: Factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción φ'_1 , s/u.
$N_{c(2)}, N_{\gamma(2)}, N_{q(2)}$: Factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción φ'_2 , s/u.
$S_{c(1)}, S_{\gamma(1)}, S_{q(1)}$: Factores de forma de cimentación para el ángulo de fricción φ'_1 , s/u.
$S_{c(2)}, S_{\gamma(2)}, S_{q(2)}$: Factores de forma de cimentación para el ángulo de fricción φ'_2 , s/u.
$D_{c(1)}, D_{\gamma(1)}, D_{q(1)}$: Factores de profundidad de cimentación para el ángulo de fricción φ'_1 , s/u
$D_{c(2)}, D_{\gamma(2)}, D_{q(2)}$: Factores de profundidad de cimentación para el ángulo de fricción φ'_2 , s/u

3.6.2. CAPACIDAD ADMISIBLE DE ZAPATAS AISLADAS

La capacidad de carga de los suelos que soportarán las cargas externas que transmitan las estructuras propuestas se ha determinado en base a la fórmula de Terzaghi y Peck (1967).

La capacidad última y la capacidad admisible de carga están dadas por las siguientes expresiones:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma_m \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot S_{\gamma} + \gamma_m \cdot D_f \cdot N_q \cdot S_q \quad (3)$$

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (4)$$

Donde:

- q_{ult} : Capacidad última de carga, kg/cm².
 q_{adm} : Capacidad admisible de carga, kg/cm².
 FS : Factor de seguridad (igual 3), s/u.
 γ_m : Peso volumétrico, Tn/m³.
 B : Menor ancho de la zapata o cimiento corrido, m.
 N_c, N_γ, N_q : Factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ), s/u.
 D_f : Profundidad de la cimentación, m.
 S_c, S_γ, S_q : Factores de forma de cimentación, s/u.

Los factores de capacidad de carga (Vesic, 1973) se obtienen de las siguientes expresiones:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

Los factores de forma (Beer, 1970) se obtienen de las siguientes expresiones:

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan \phi' \quad S_c = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \quad S_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B}{L} \right)$$

Los factores de profundidad (Brinch Hansen, 1970) se obtienen de las siguientes expresiones:

$$D_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi') \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad D_c = 1 + 0.4 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad D_\gamma = 1$$

3.6.3.ASENTAMIENTO

En todo análisis de cimientos, se distinguen dos clases de asentamientos: los totales y los diferenciales.

El asentamiento a ocurrir en suelos cohesivos o de granulometría fina es de consolidación y ocurre en un apreciable periodo de tiempo (años) luego de haberse cargado el suelo. Esta deformación se pronosticará aplicando la teoría de la consolidación unidimensional (Terzaghi y Peck, 1967).

El asentamiento por consolidación final de un estrato de suelo arcilloso, compuesto de “n” capas es:

$$\delta_{cf} = \sum_{i=1}^n H_i \varepsilon_{vi}$$

Donde:

- H_i : Espesor inicial de cada capa, m
 ε_{vi} : Deformación por consolidación final de capa, m

Para el caso general, donde existe re-compresión y compresión virgen, se conoce la siguiente relación:

$$\delta_{cf} = \sum H \left(RR \cdot \log_{10} \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{v0}} + CR \cdot \log_{10} \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}} \right)$$

Donde:

- δ_{cf} : asentamiento final por consolidación, cm
 $\bar{\sigma}_{v0}$: esfuerzo vertical inicial, kg/cm²
 $\bar{\sigma}_{vf}$: esfuerzo vertical final = $\bar{\sigma}_{v0} + \Delta\bar{\sigma}_v$, kg/cm²
 $\bar{\sigma}_{vm}$: esfuerzo vertical máximo del pasado, kg/cm²

Donde:

- C_c - índice de compresión virgen.
 C_r - Índice de re-compresión.
 e_0 - Relación de vacíos inicial.

3.6.4. CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA DE ESTRUCTURAS A, B Y C

Las estructuras denominadas A, B y C están conformadas por tres (03) edificaciones de ocho (08) niveles que serán empleadas como oficinas administrativas de la entidad. Los resultados obtenidos de las propiedades mecánicas de las calicatas y perforaciones ubicadas en el área de emplazamiento de estas edificaciones se resumen en el cuadro siguiente:

CALICATA N°	MUESTRA N°	PROF. metros	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	RESULTADOS DE ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO					
				W. %	LL %	IP %	γ_m Tn/m ³	φ °	C Kg/cm ²
C—08	M—01	3.2	MH	21.4	62	27	1249	8.5	0.147
C—09	M—01	3.2	MH	20.2	64	30	1.87	11.2	0.184
C-10	M—01	3	CH	26.5	66	37	1.78	9.7	0.161
SPT—02	MI—04	11	CL	25.3	39	24	1.919	10	0.46
SPT—02	MI—05	16	CL	28.3	49	34	1.789	11.5	0.11
SPT—03	MI—01	14.2	CH	33.9	52	27	1.833	7.5	0.154
SPT—04	MI—01	12	C 1	23.9	38	21	1.945	3	0.381

Donde:

- S.U.C.S : Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
 W_n : Humedad Natural del suelo.
 LL : Límite Líquido.
 IP : Índice Plástico.
 γ_m : Densidad natural del suelo en gr/cm³ ó Tn/m³.
 φ : Angulo de fricción interna del suelo.

C : Cohesión del suelo.

Para determinar el índice de compresión virgen y el índice de re compresión, se desarrollaron los ensayos de consolidación unidimensional, cuyos resultados se presentan en el cuadro siguiente:

Calicata N°	Ubicación ,progresiva Km.	Prof. metros	Calcificación S.UC.S	Resultados de ensayo de consolidación			
				C_c s/u	C_r s/u	e_0 s/u	P_c Kg/cm2
C-08	M-01	3.20	MH	0.158	0.063	0.653	2.95
C-09	M-01	3.20	MH	0.203	0.062	0.934	1.88
C-10	M-01	3.00	CH	0.192	0.058	0.854	1.74

El suelo limoso o arcilloso se comporta como un estrato pre-consolidado. Así establecido, las capacidades de carga admisible son menores a las carga de pre-consolidación estimada. Esta situación permite calcular el asentamiento por consolidación tomando en cuenta solo el tramo de compresión re-compresión.

$$\delta_{cf} = \sum H \left(CR \cdot \log_{10} \frac{\bar{\sigma}_{vF}}{\bar{\sigma}_{vm}} \right)$$

El espesor (H) de estrato compresible que se ubica debajo del nivel de desplante del fundamento se estima con criterio a la normatividad vigente $H = 1.5B$, donde B es el lado menor o ancho de la cimentación.

Para la estimación de asentamientos, dada la heterogeneidad de resultados, se ha tenido en cuenta los valores mayores de coeficientes de compresibilidad (C_c) y recompresión (C_r), por ser los más críticos, y el menor valor de carga de precompresión identificada en todo el proyecto, equivalente a 1.2 kg/cm², por ser el más crítico.

Finalmente, a partir del diseño propuesto por el especialista en estructuras y reemplazando valores en las ecuaciones expuestas, para la capacidad de carga y deformaciones a ocurrir, durante su vida útil, se obtienen los resultados que se resumen en el cuadro siguiente:

Cuadro N°xxx

Estructura	Tipo de cimentación	Ancho de cimentación	Profundidad cimentación	Capacidad de carga	Asentamiento consolidación
		B	D_f	q_{adm}	δ_{cf}
		m	m	Kg/cm ²	cm
A	Platea	27.35	4.93	1.20	8.07
B	Platea	27.35	4.93	1.20	8.07
C	Platea	27.35	4.93	1.20	8.07

En primer término, los asentamientos a ocurrir resultan permisibles para estructuras convencionales, siempre que la estructura sea cargada a su máxima posibilidad o capacidad de carga admisible. Sin embargo, la correcta operación de la estructura en proyecto se asegura al transmitir la carga al suelo a través de fundamentos estructuralmente continuos. Además, con la profundidad las propiedades de este suelo mejoran, aumenta su resistencia y disminuye su capacidad de deformación.

En segundo lugar, dada la magnitud de la estructura prevista, se reitera la necesidad de **emplear fundamentos superficiales, estructuralmente continuos de tipo platea de cimentación**, y apoyar la edificación sobre el potente estrato de origen residual-tropical, fluvial antiguo, identificado como limos y arcillas inorgánicas de plasticidad media a alta (MI, MH, CL, CH).

En tercer lugar, se observa la existencia de un terreno heterogéneo con propiedades mecánicas variables. Por ello, se han realizado las estimaciones empleando los parámetros más críticos obtenidos del estudio de suelos.

4. SUBRASANTE

Se ha realizado la evaluación del material que constituirá la subrasante del pavimento a través de la exploración con pozos a cielo abierto 1.50metros de profundidad, cuyos resultados se resumen en el cuadro siguiente:

CALICATA N°	UBICACIÓN, progresiva Km.	PROF. metros	CLASIFICACIÓN		PLASTICIDAD		PRÓCTOR	
			S.U.C.S	A.A.S.H.T.O	LL	IP	MDS	w ^{opt}
					%	%	Ton/m3	%
C - 01	M - 01	1.5	CL	A - 6 (7)	36	15	1.809	13.6
C - 03	M - 01	2	MH	A - 7 - 5 (53)	83	43	1.552	25.5
C - 16	M - 01	1.5	CL	A-4 (5)	24	9	1.888	13.4
C - 17	M - 01	2.3	CL	A - 6 (8)	39	16	1.753	17.6
C - 18	M - 01	2.2	CL	A - 7 - 6 (19)	47	21	1.634	18.8
C - 19	M - 01	2.3	CH	A - 7 - 6 (49)	68	43	1.596	21
C - 20	M - 01	2.3	CH	A - 7 - 6(48)	66	43	1536	22.4
C - 21	M - 01	1.5	MH	A - 7 - 5 (39)	73	35	1.526	24.9

CALICATA	UBICACIÓN, progresiva km	PROF. metros	CLASIFICACIÓN		CBR 0.1"		CBR 0.2"	EXPA NSIÓ N	ACT. (A)
			S.U.C.S	A.A.S.H.T.O	100% MDS	95% MDS	100% MDS		
					%	%	Ton/m3	%	s/u
C - 01	M - 01	1.5	CL	A - 6 (7)	16.8	8	21.8	1.2	1.5
C - 03	M - 01	2	MH	A - 7 - 5 (53)	3.1	1.8	2.9	3.8	---
C - 16	M - 01	1.5	CL	A - 4 (5)	19.9	8.8	23.6	0	---

C - 17	M - 01	2.3	CL	A - 6(8)	14.9	9.5	15.8	0.3	---
C - 18	M - 01	2.2	CL	A - 7 - 6(19)	4.3	3.3	4.9	1.2	0.9
C - 19	M - 01	2.3	CH	A - 7 - 6(49)	1.9	L7	1.9	4.7	0.9
C - 20	M - 01	2.3	CH	A - 7 - 6(48)	20	1.1	1.8	6.5	1.3
C - 21	M - 01	1.5	MH	A - 7 - 5 (39)	2	1.5	1.9	7.3	0.9

En general, el terreno presenta una gran heterogeneidad en su constitución, Identificándose estratos cuya clasificación como subrasante (MTC, 2014) varía desde calidad media (CBR entre 10 y 20) a subrasante Inadecuada (CBR menor a 3), de expansividad media a alta, toda vez que el ensayo ha sido realizado sobre muestras compactadas y sumergidas en agua por cuatro días, bajo condiciones de laboratorio. En campo, el material se presenta estable y no saturado, constituido por limos y arcillas propensos a la expansión principalmente en sus estratos superficiales. Por ello, se recomienda sustituir el estrato superficial hasta una profundidad de 0.50 m, por debajo del nivel de rasante proyectado, por un material no propenso a la expansión y con clasificación AASHTO igual o superior a un suelo de tipo A-4, ello permitirá garantizar la ausencia de fenómenos de expansión aún en condiciones de saturación por inundación del terreno. Asimismo, el catálogo estructural del pavimento proyectado, espesores de relleno y sub base granular, deberá ser sustentado por el estudio de diseño de pavimento y el especialista a cargo.

Finalmente, para el diseño de la estructura del pavimento debe considerarse que el valor relativo de soporte (CBR) de estos suelos es de 1.9 para una densidad máxima de 100% del Próctor Modificado.

En general, se recomienda proteger la subrasante de grandes variaciones en su contenido de agua que puedan desencadenar fenómenos de hinchamiento y/o contracción pronunciados.

5. REMOCIÓN DE SUELOS ORGÁNICOS Y RELLENOS NO CONTROLADOS

La existencia de tres drenajes naturales, o caños, indican la existencia de depósitos poco consolidados, producto de la deposición de sedimentos en etapas recientes. Asimismo, la experiencia acumulada en la ciudad de Pucallpa, nos indica que la expansión urbana acelerada ha generado el relleno masivo de quebradas, y el consecuente estrechamiento de su cauce. Estos rellenos, usualmente, han sido realizados en forma no controlada, sin evaluaciones de la calidad del material o su compactación. Por ello, el presente estudio ha complementado las 21 calicatas destinadas a estudiar el suelo, con 28 pozos de inspección destinadas a evaluar el movimiento de tierras. A partir de ello, y la topografía elaborada por el consultor, se ha establecido los perfiles y los volúmenes de tierra a remover por constituir material orgánico (OL) o rellenos no controlados y contaminados (RNC).

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. El área del Proyecto se ubica entre las avenidas Amazonas y Masisea, en el distrito de Callería. Asimismo, se encuentra inscrito en las siguientes coordenadas geográficas:

COORDENADAS (Datum: WGS84 Zona 18 Sur)			ALTITUD msnm
PROYECTO	547,850 E	9073,200 N	153

2. Previa zonificación, Inspeccionando el estado actual del terreno, las ondulaciones del terreno y los drenajes naturales, se han ubicado y excavado cebadas (pozos a cielo abierto) convenientemente distribuidos y distanciados, utilizando herramientas manuales, a partir del nivel de terreno natural actual de la vía desde una profundidad mínima de 1.50 m hasta una profundidad máxima de 5.00 m. En total, se han excavado 21 calicatas y 33 perforaciones o pozos de sondaje, se han denominado como C-01 a C-21 y P-01 a P-33, debidamente distribuidas en el área del proyecto.
3. Los suelos pertenecientes a las calicatas N° 19 y 20 clasifican como de muy alto potencial de expansión, con hinchamientos esperados superiores al 25% de su volumen al compactarse al 100% de la máxima densidad seca, obtenida bajo el ensayo de Próctor Estándar, y bajo una carga de 1 P51. Asimismo, las muestras ensayadas de las calicatas fe 06 y 21 clasifican como de alto potencial de expansión, con hinchamientos esperados entre el 5% y el 25% de su volumen al compactarse al 100% de la máxima densidad seca, obtenida bajo el ensayo de Próctor Estándar, y bajo una carga de 1 PS. Dada la dispersión de resultados, resulta difícil sectorizar la subrasante por su potencial de expansión, recomendándose tener en cuenta los resultados más críticos al desarrollar el desafío del pavimento. Ello a fin de proteger la subrasante de grandes variaciones en su contenido de agua que puedan desencadenar fenómenos de hinchamiento y/o contracción pronunciados.
4. Se ha realizado la zonificación geotécnica siguiendo los siguientes criterios:
 - Propiedades físicas del material que constituye el terreno de fundación.
 - Propiedades mecánicas del material que constituye el terreno de fundación.
 - Condiciones hidrogeológicas del terreno.

ZONA GEOTÉCNICA I

- La morfología del terreno es llana o de pendientes muy reducidas. Por ello, las precipitaciones máximas anuales generan pequeños estancamientos de agua superficial o de flujo lento.
- El material predominante está compuesto por limos y arcillas inorgánicas de plasticidad media a alta, de origen fluvial, consistencia media, color rojo con manchas grises claras

y en estado húmedo en el sitio. Hasta la profundidad de 3.00 m, el talud vertical se mantiene estable. El carácter de la sedimentación o facies de esta formación es mayoritariamente fluvio lacustre y pantanoso o palustre, y forma parte de los sedimentos fluviales antiguos (Qh-a12).

- El terreno de sub-rasante está constituido un estrato de limos y arcilla inorgánicas de plasticidad media a alta (Clasificación AASHTO: A-4, A-5, A-6, A-7-5 y A-7-6), con poco o nulo contenido de material granular. El color de estos depósitos es rojo con manchas grises claras. La fracción fina (% que pasa la malla N°40), que determina el comportamiento físico-mecánico de los suelos, es mayor al 97.5% de su contenido granulométrico; sus propiedades de plasticidad arrojan plasticidad media a alta. Las propiedades hidráulicas de estos materiales vienen establecidas por su límite líquido e índice plástico. La misma, presenta un límite líquido promedio de 43.1% y un índice Plástico de 19.0%.

- El material que constituye el terreno de soporte de las estructuras proyectadas y edificaciones, está constituida por el material dominante del perfil estratigráfico es de granulometría fina. El estrato donde se ha establecido apoyar los fundamentos de la estructura clasifica como limos y arcillas inorgánicas de plasticidad media a alta (ML, MH, CL, CH). Al estado inalterado el suelo de fundación se halla en estado de consistencia media y en estado húmedo a saturado en el sitio. El grosor de este estrato supera ampliamente la profundidad de exploración. Eventualmente, intercala con estratos de arena limosa y arcillosa de reducida potencia

- En la zona sureste se observa la existencia de una quebrada natural de pequeño tamaño. Se recomienda la previsión de obras hidráulicas en el agua del proyecto y aguas abajo a fin de canalizar las aguas superficiales garantizar su flujo ante tormentas, respectivamente.

5. Para las edificaciones principales (A, B y C) a partir del diseño propuesto por el especialista en estructuras y reemplazando valores en las ecuaciones expuestas, para la capacidad de carga y deformaciones a ocurrir, durante su vida útil, se obtienen los resultados que se resumen en el cuadro siguiente:

Estructura	Tipo de cimentación	Ancho de cimentación	Profundidad cimentación	Capacidad de carga	Asentamiento consolidación
		B m	D_f m	q_{adm} Kg/cm ²	δ_{cf} cm
A	Platea	27.35	4.93	1.20	8.07
B	Platea	27.35	4.93	1.20	8.07
C	Platea	27.35	4.93	1.20	8.07

6. Para el diseño de la estructura del pavimento debe considerarse que el valor relativo de soporte (CBR) de estos suelos es de 1.9 para una densidad máxima de 100% del Próctor modificado.

**ANEXOS C: MODELAMIENTO
ESTRUCTURAL**

MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

1. Modelamiento Geométrico – Ajustes de Grillas de Trabajo.

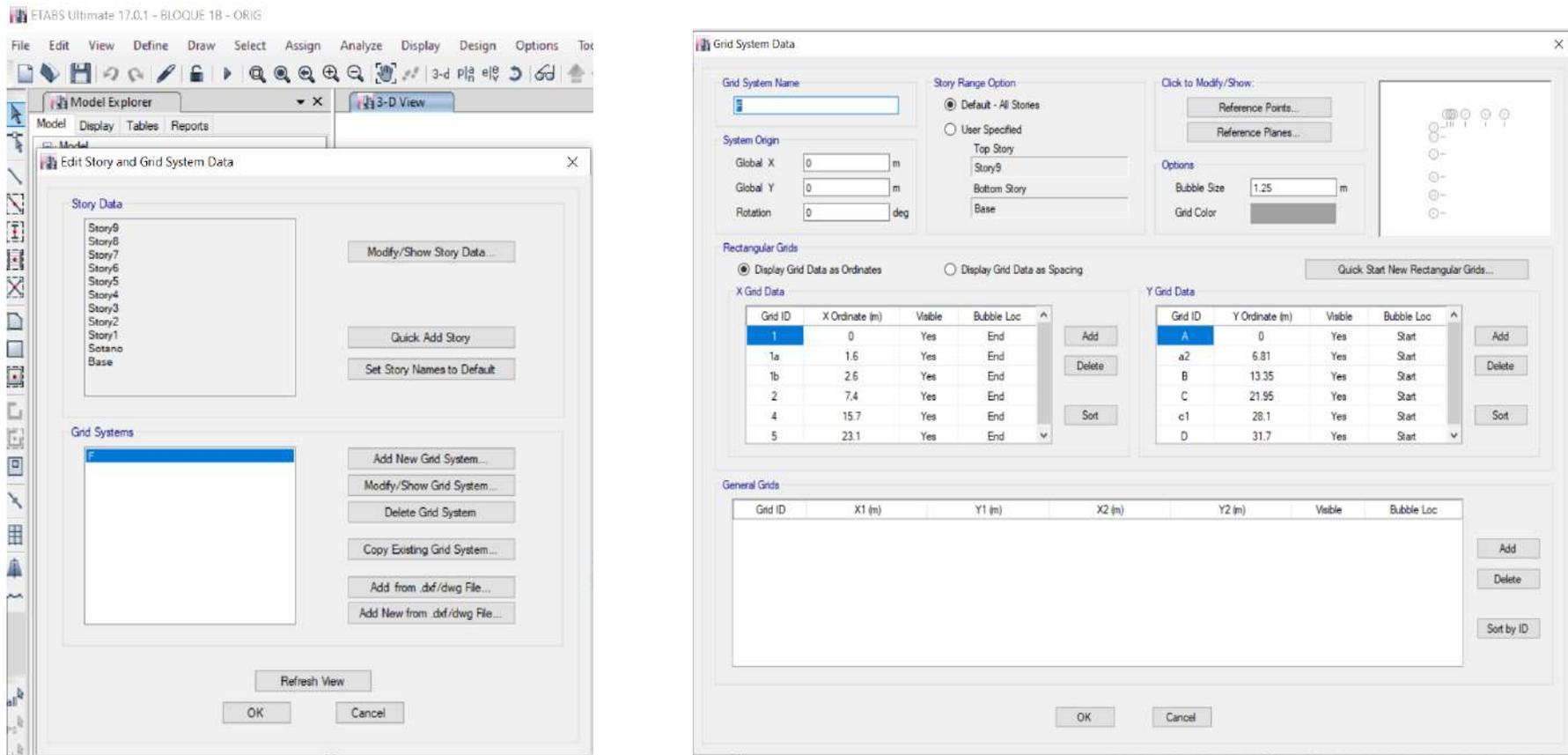


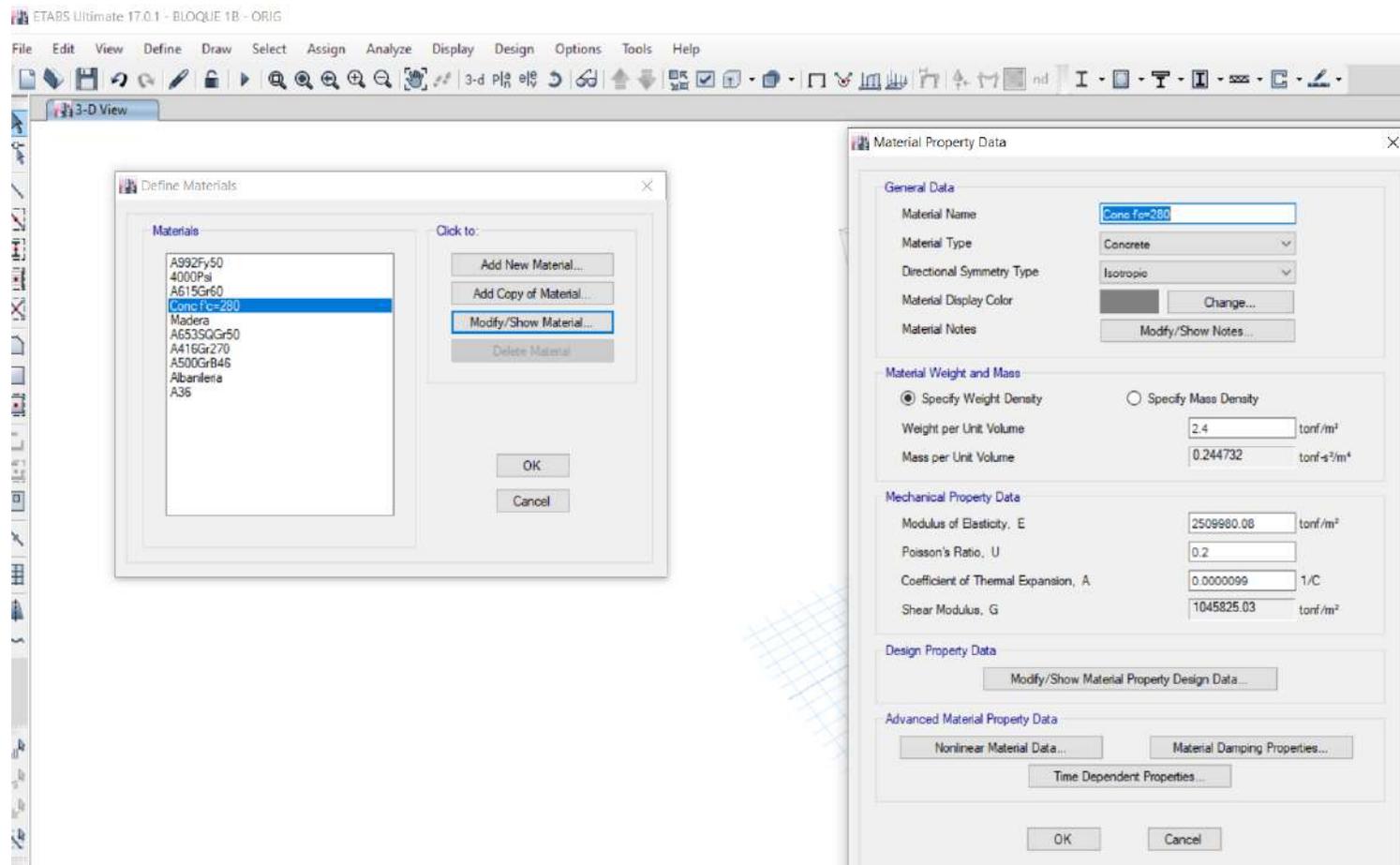
Fig. 1 con la opción modify/show grid System ajustamos las grillas

2. Definición de Materiales – Isotrópicos

a. Concreto

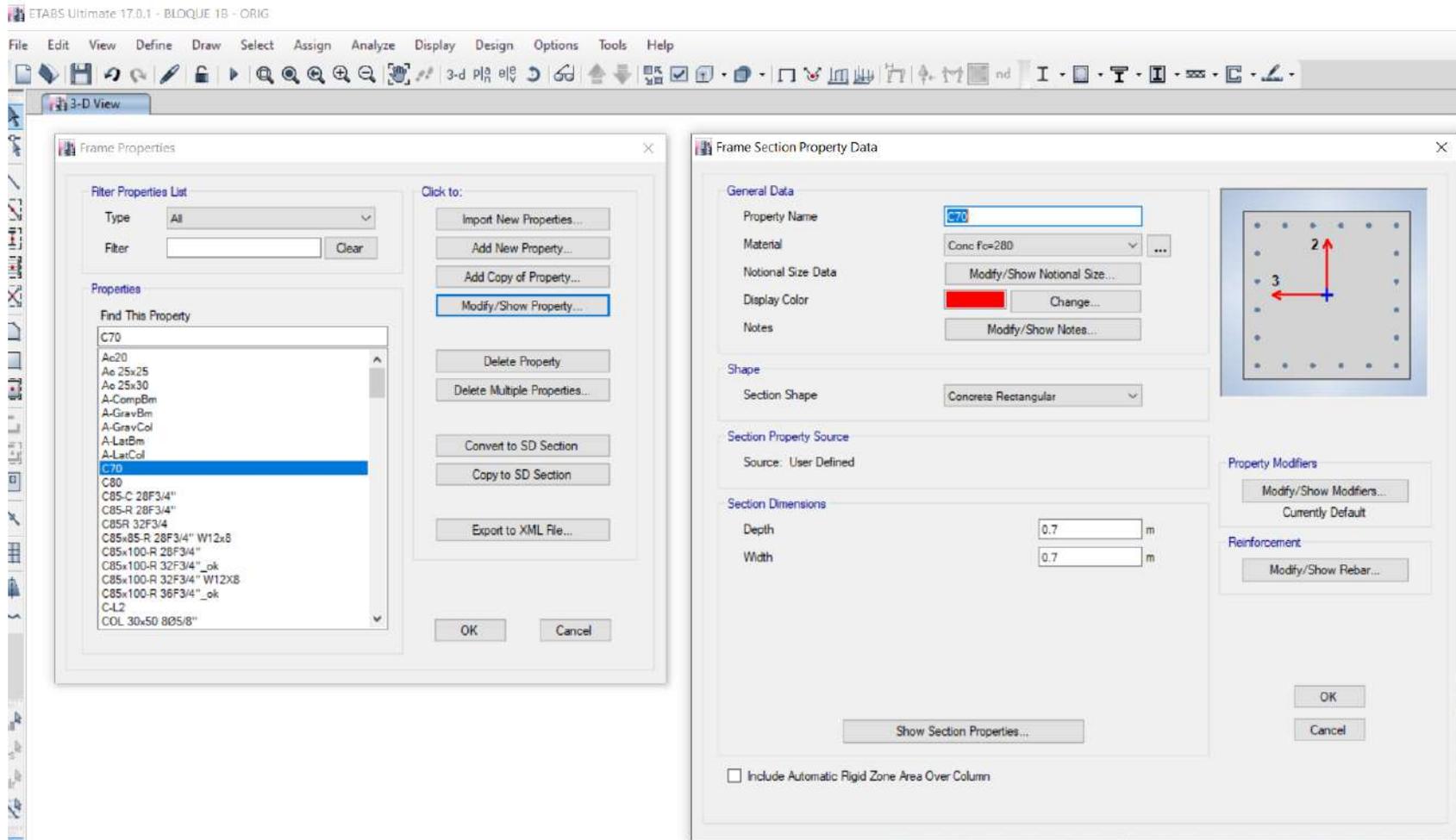
$$f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$$
$$E = 15,000 \sqrt{f_c}$$

$$\mu = 0.20 \text{ Poisson}$$

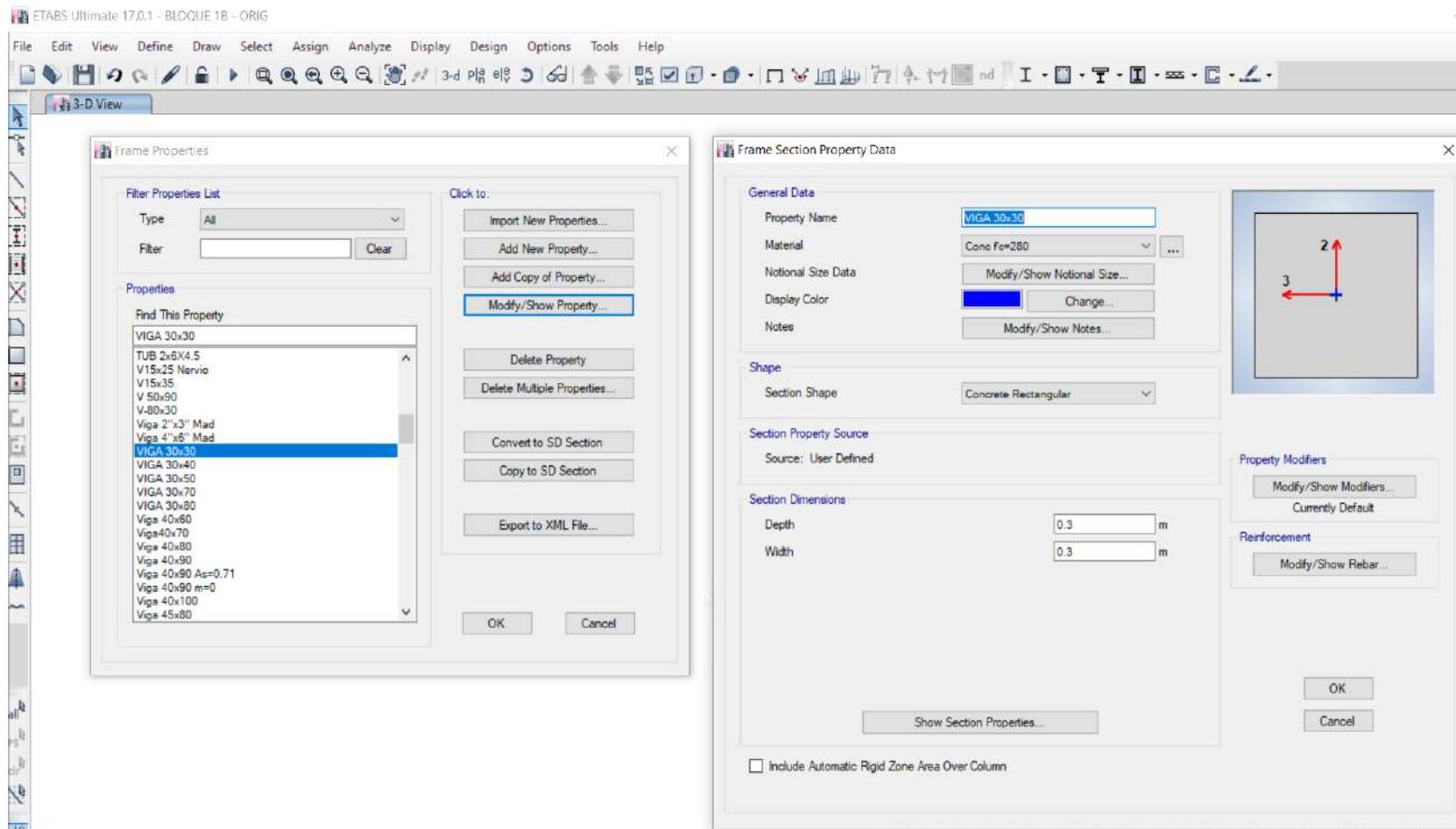


3. Definición de secciones de vigas, Columnas, Placas

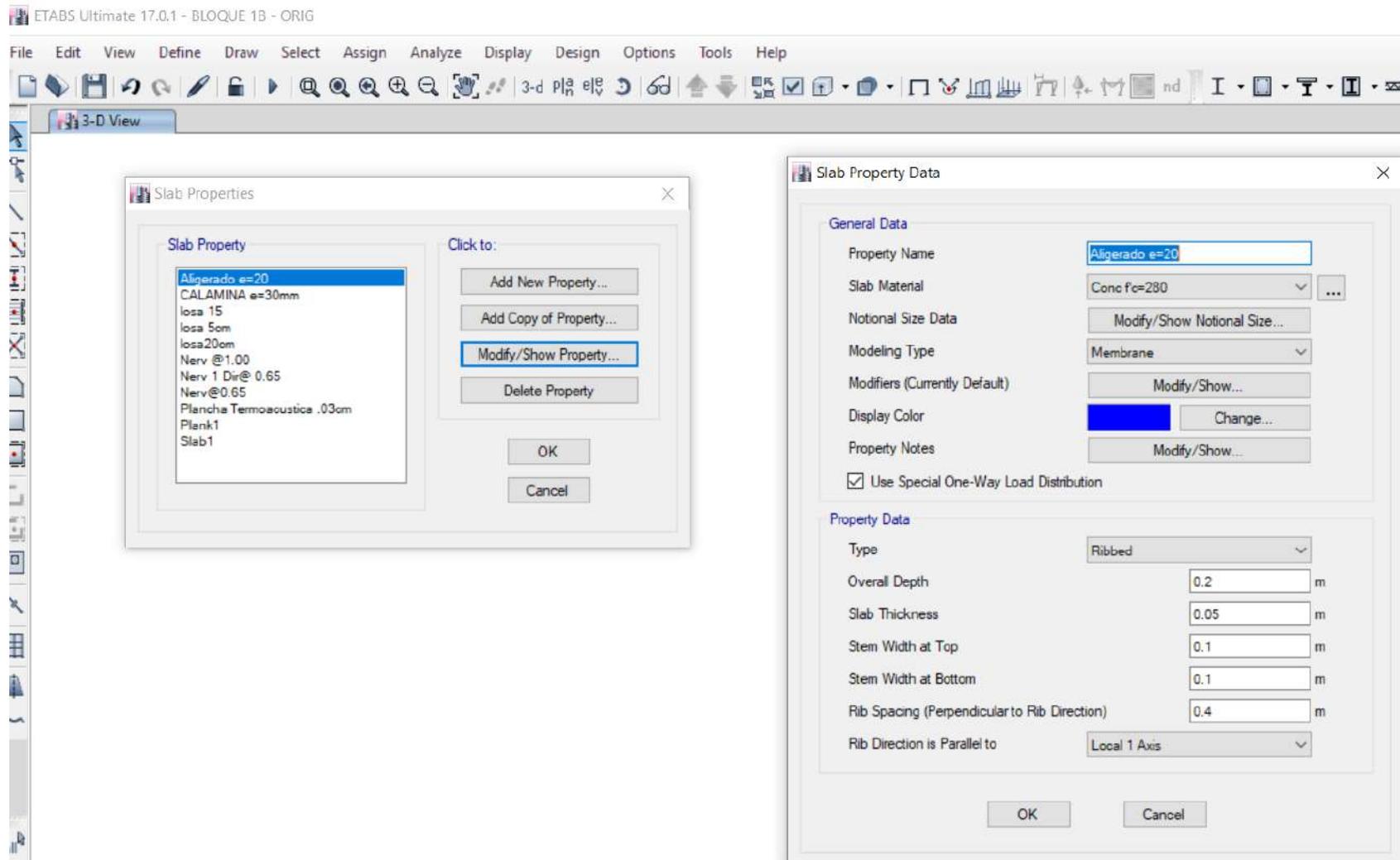
3.a. Columnas C1



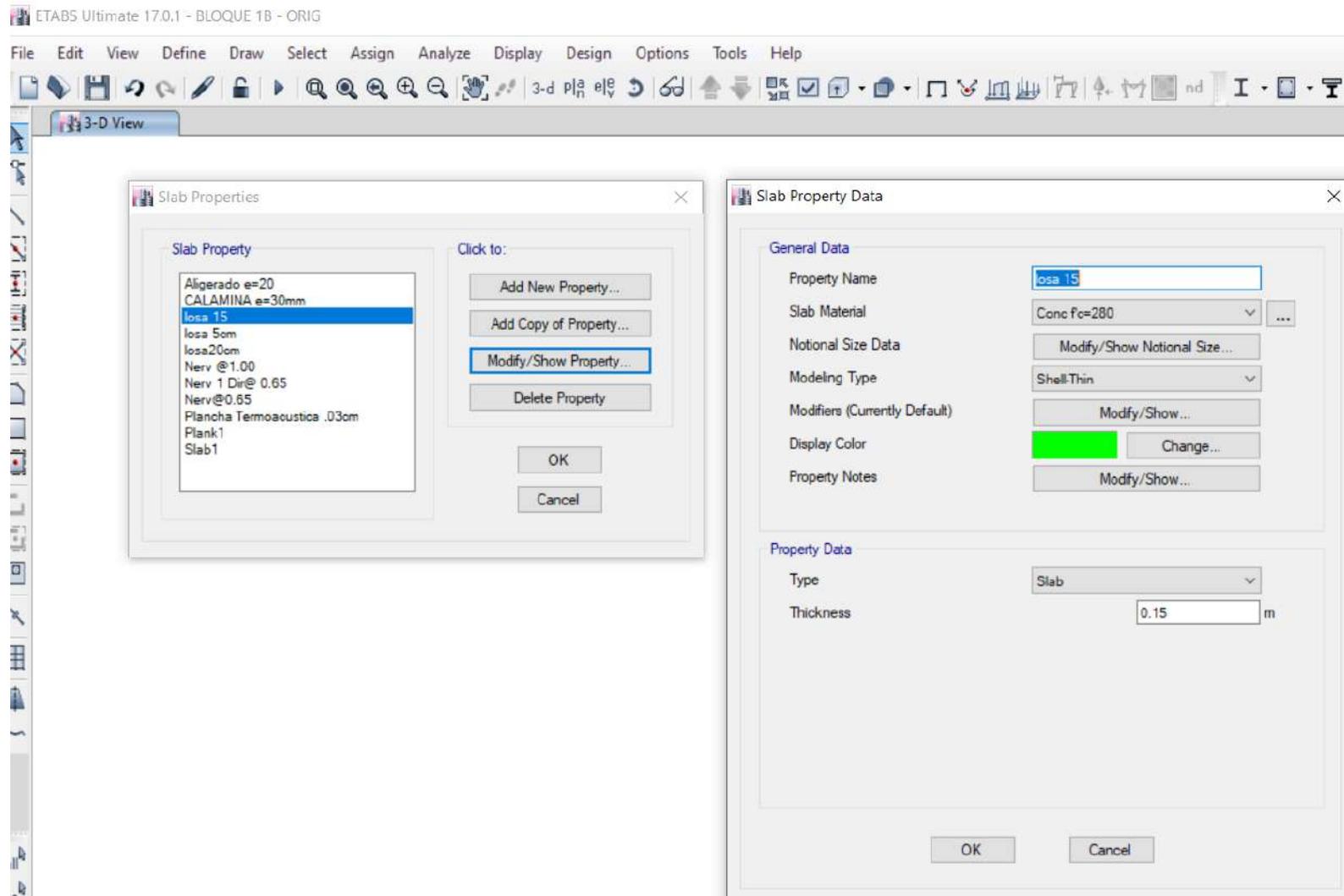
3.b. Vigas



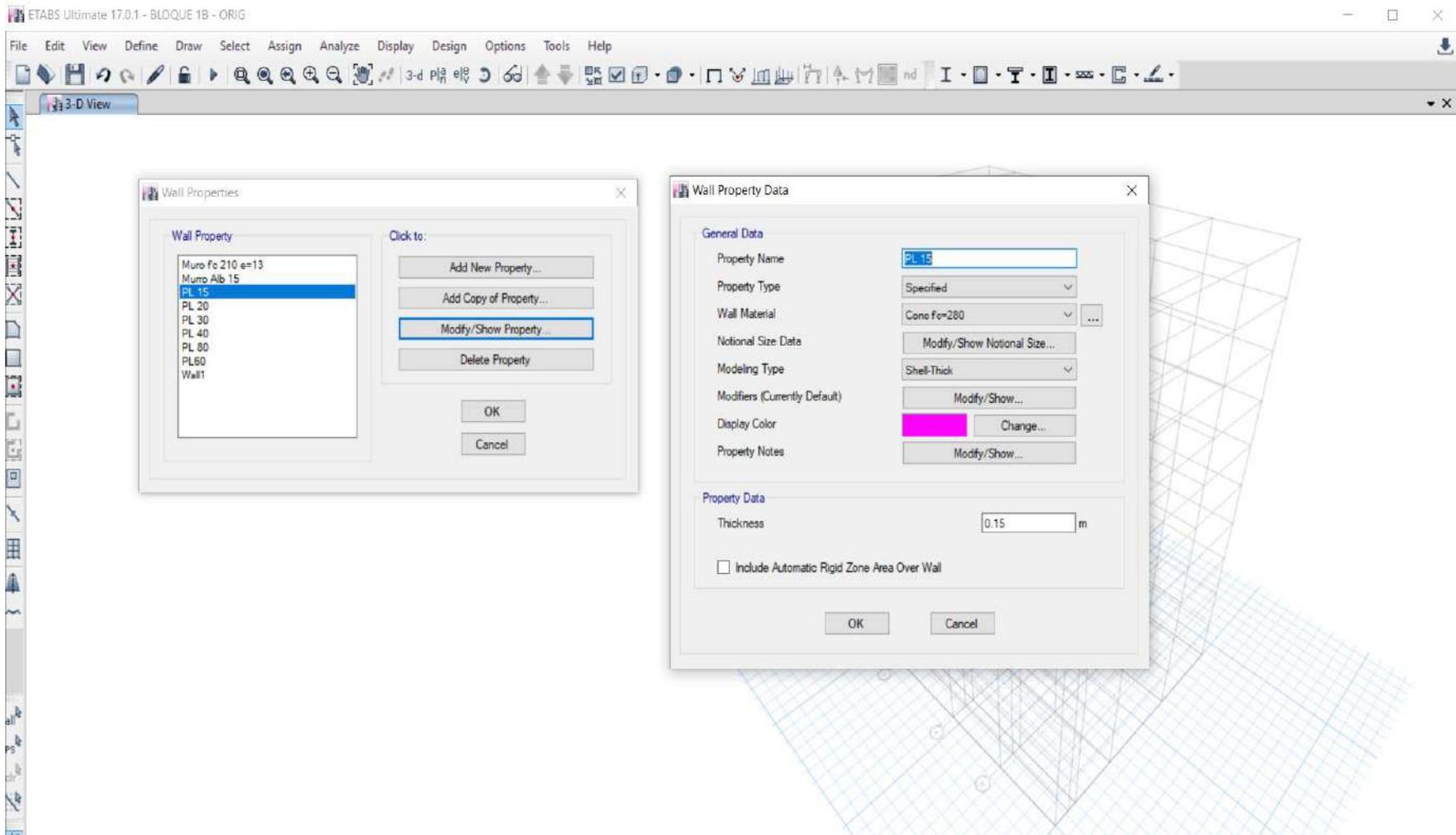
3.b. Losa Aligerada



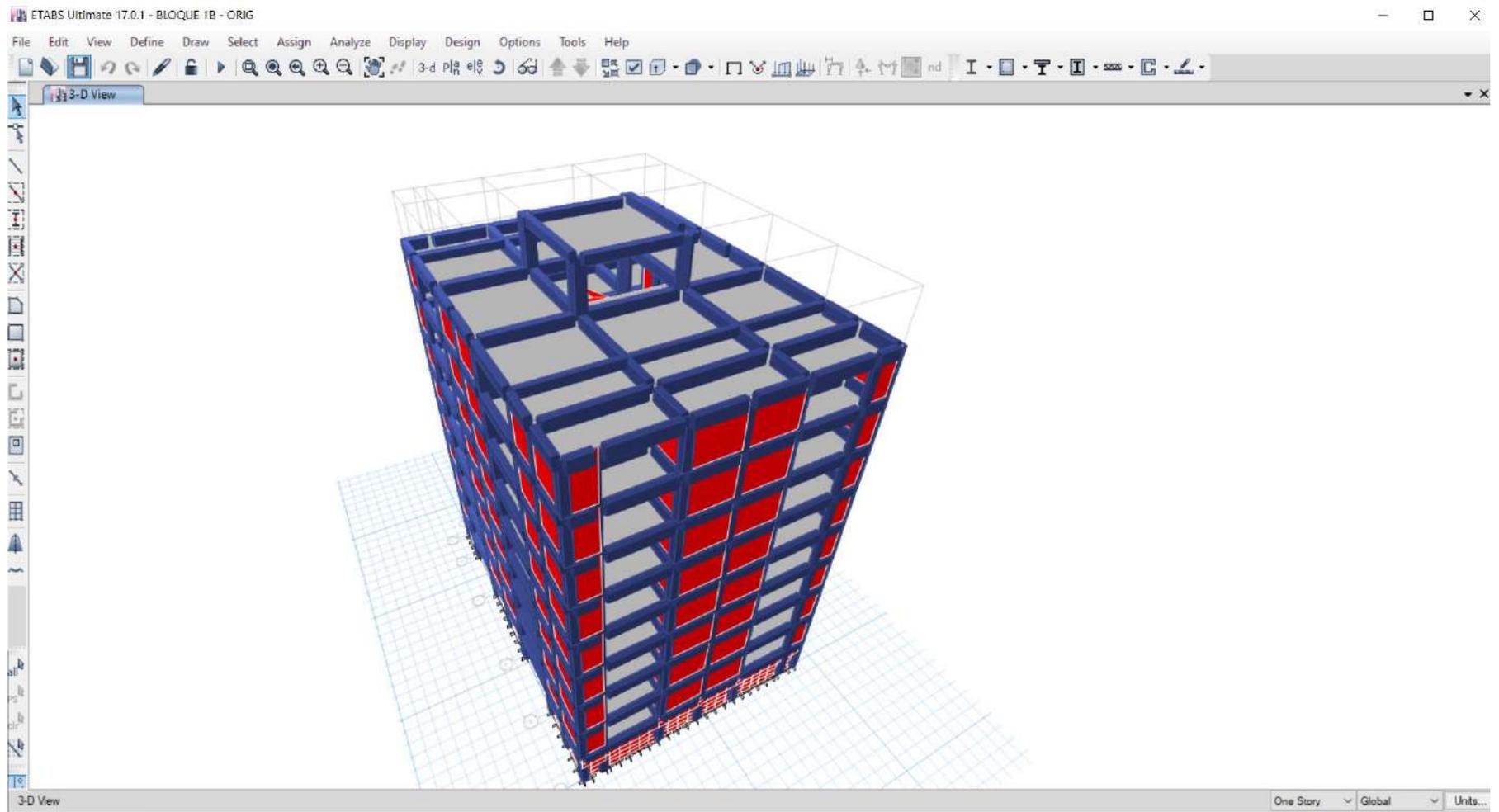
3.c. Losa Maciza



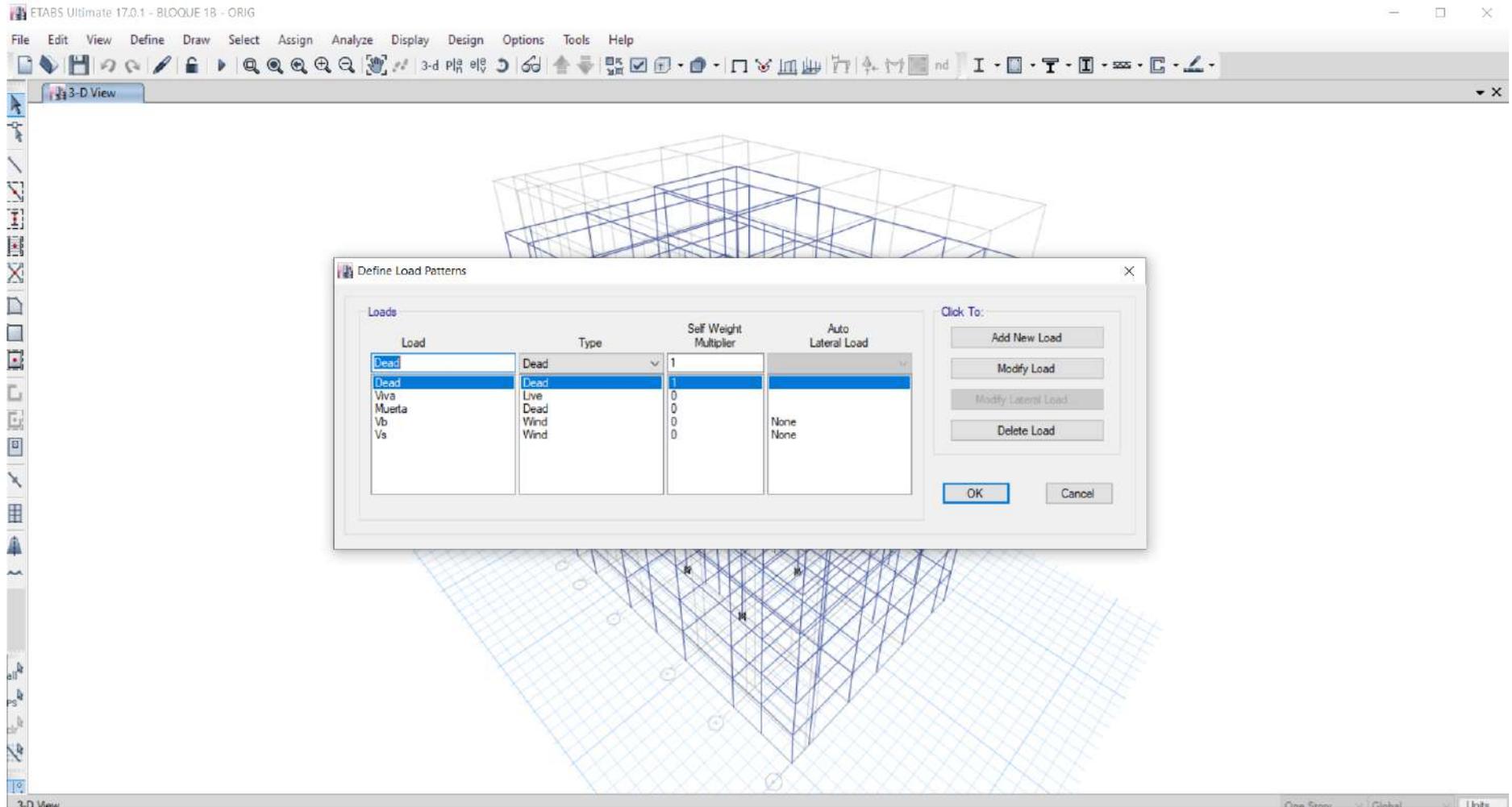
3.d. Muro de Concreto Armado



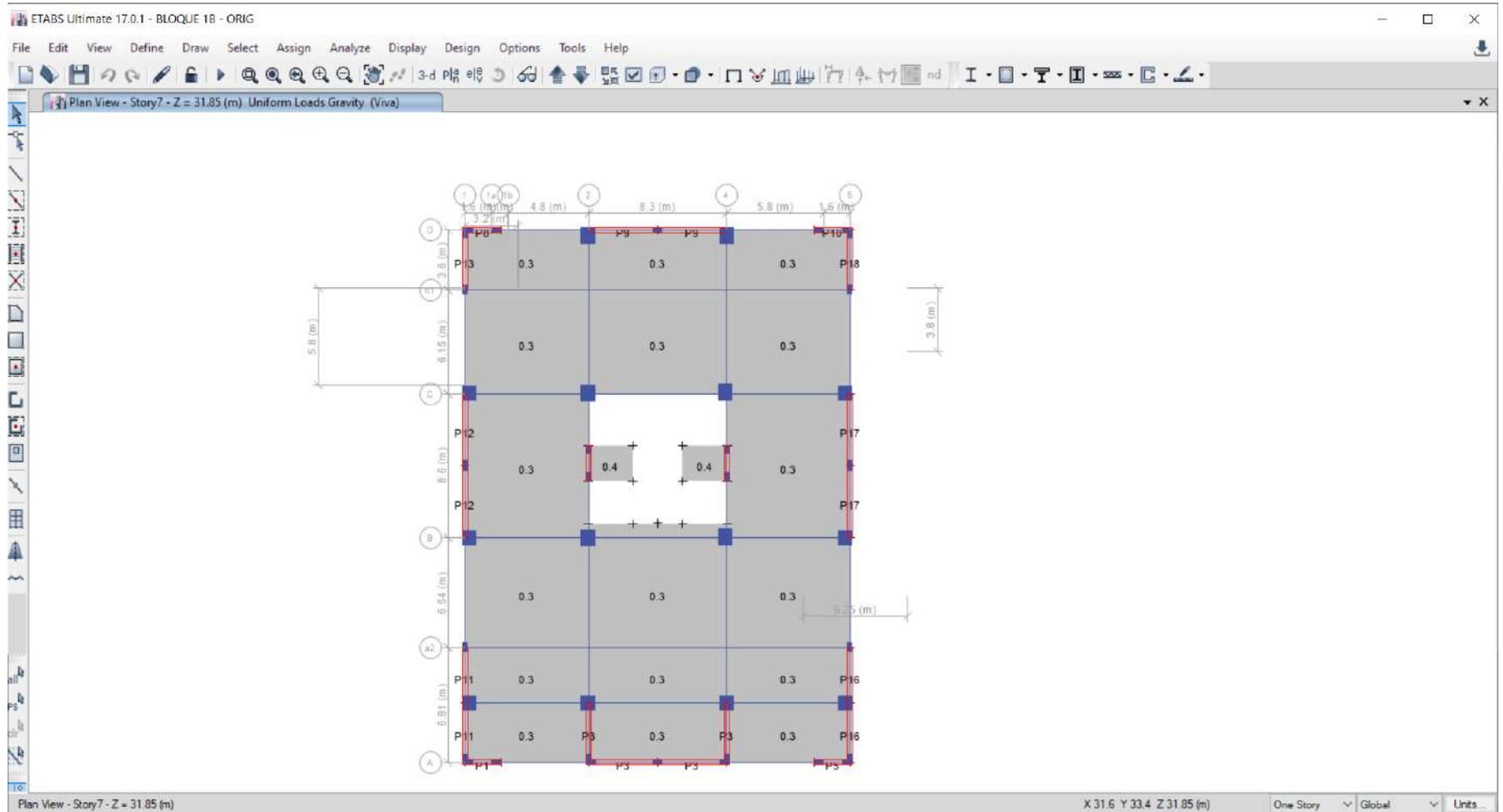
4. Asignación de Columnas, Vigas, Losas y Placas de acuerdo al plano al Modelo estructural, de acuerdo al predimensionamiento realizado.



5. Definimos los Patrones de Carga.

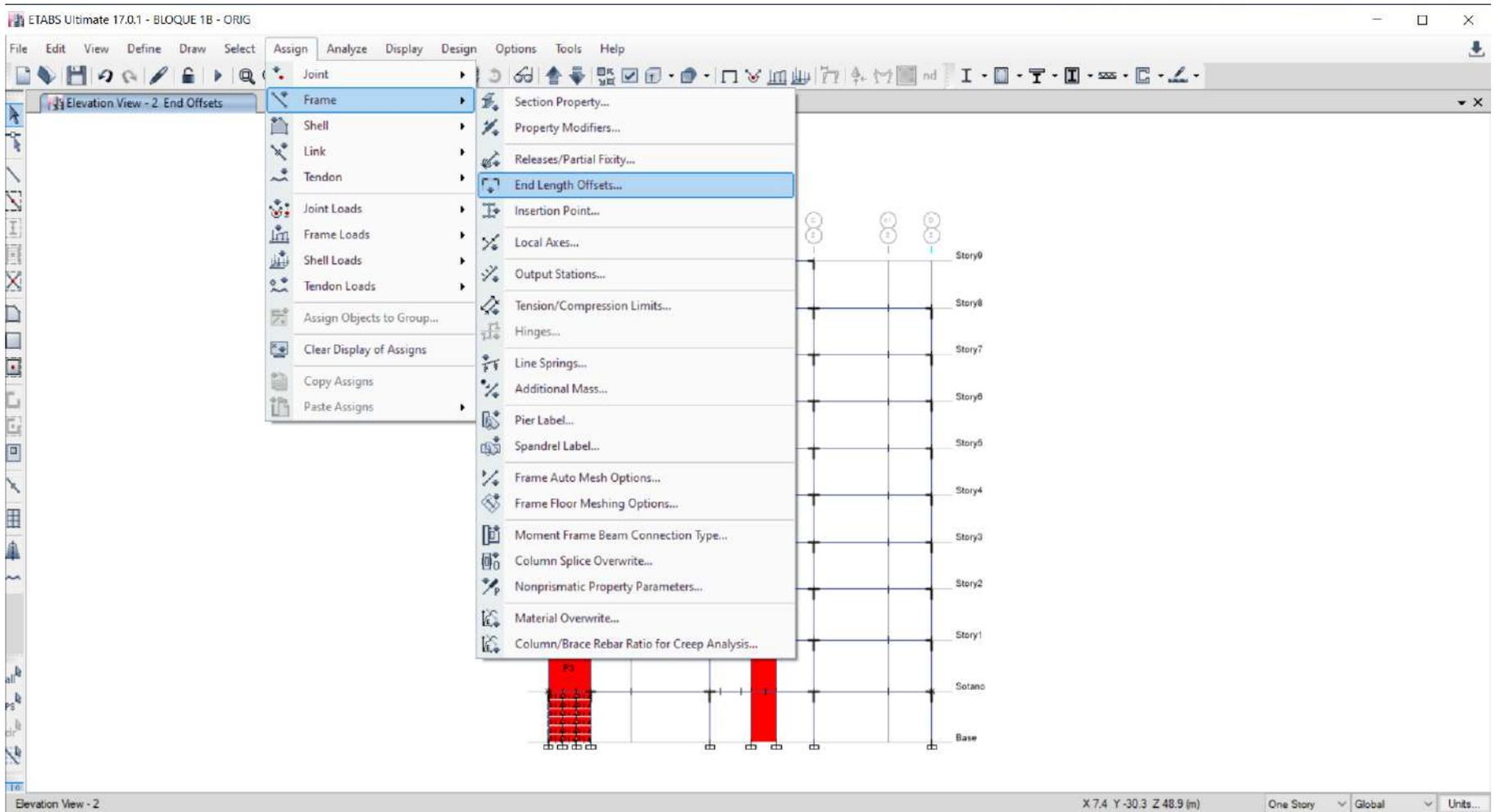


5.2 Asignación de cargas a las Losas de Acuerdo a la E020.

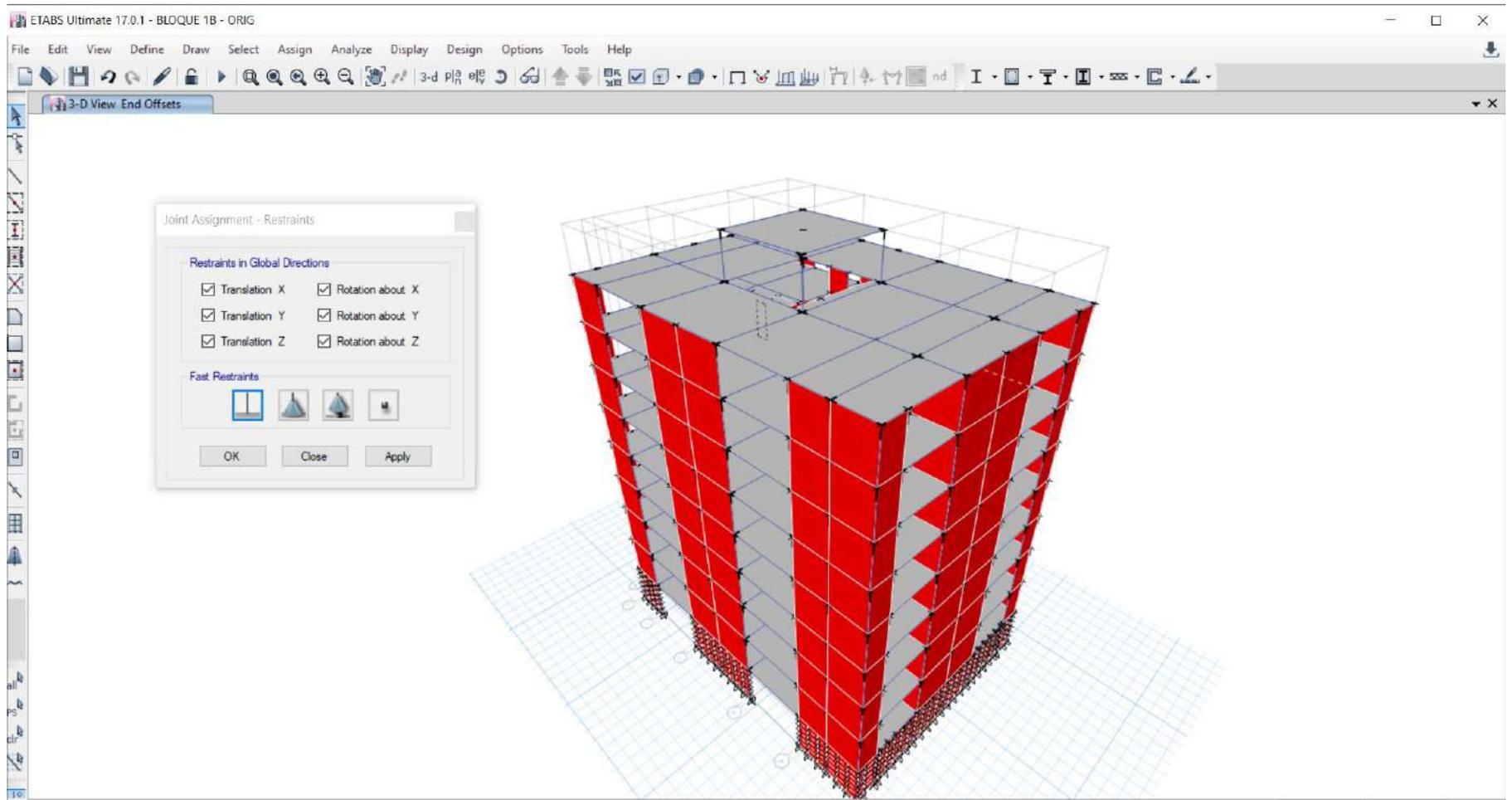


Se asignaron las Sobrecargas, de Acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) E0.20, en los Corredores, Oficinas, depósitos, etc.

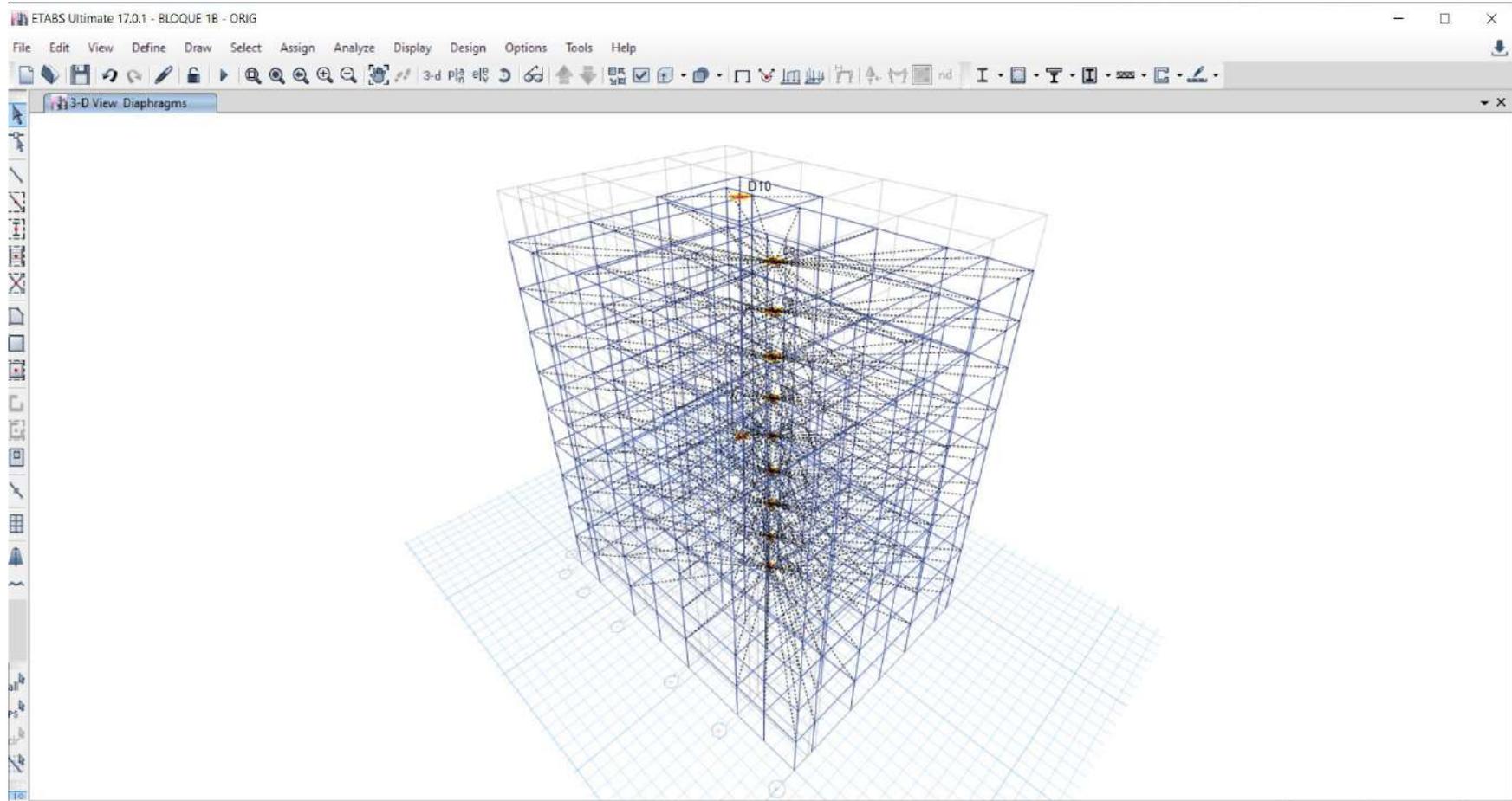
6. Se Asignaron los brazos rígidos de las columnas, Vigas, Placas.



7. Para realizar el modelo convencional se asignaron las restricciones al nivel de la cimentación.



8. Se asignaron Diafragmas de piso, así mismo se pasó a liberar diafragmas en el primer y séptimo piso debido a la discontinuidad de losas de entresijos.



9. Modos de Vibración

TABLE: Modal Periods and Frequencies						
Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue	
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²	
Modal	1	0.449	2.226	13.9888	195.6854	
Modal	2	0.402	2.486	15.6178	243.9149	
Modal	3	0.271	3.687	23.1688	536.7949	
Modal	4	0.126	7.906	49.6767	2467.7727	
Modal	5	0.101	9.929	62.3872	3892.158	
Modal	6	0.092	10.892	68.4351	4683.3584	
Modal	7	0.08	12.539	78.7879	6207.5354	
Modal	8	0.072	13.811	86.7802	7530.8016	
Modal	9	0.068	14.785	92.8953	8629.538	
Modal	10	0.062	16.214	101.8747	10378.4565	
Modal	11	0.044	22.692	142.5777	20328.3989	
Modal	12	0.043	23.372	146.8478	21564.2907	
Modal	13	0.036	27.503	172.8075	29862.4174	
Modal	14	0.036	27.795	174.6419	30499.7932	
Modal	15	0.035	28.169	176.992	31326.1702	
Modal	16	0.035	28.551	179.3939	32182.1737	
Modal	17	0.035	28.859	181.3242	32878.4558	
Modal	18	0.035	28.881	181.4634	32928.9491	
Modal	19	0.034	29.047	182.5099	33309.8702	
Modal	20	0.034	29.292	184.0472	33873.3781	
Modal	21	0.034	29.383	184.6218	34085.2025	
Modal	22	0.034	29.674	186.4492	34763.3045	
Modal	23	0.031	32.553	204.5364	41835.1424	
Modal	24	0.03	33.533	210.6913	44390.8189	

Para Tx=0.449, para Ty=0.402

10. Calculo del factor de las fuerzas Laterales por Cargas Estáticamente Equivalentes.

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

C/R=0.417 para "X", C/R=0.417 para "Y"

Vx=Vy=0.1875

11. Verificación de Derivas de Entrepiso

Sentido X

Piso	Altura m	Derivas Δ elásticas	Derivas inelásticas $\Delta*0.75R$	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite(E030) Δ límite	Control
Story9	39.55	0.000422	0.00189827	0.189827	0.700	Ok
Story8	35.7	0.000422	0.00189782	0.189782	0.700	Ok
Story7	31.85	0.000466	0.002099195	0.2099195	0.700	Ok
Story6	28	0.000506	0.002277063	0.2277063	0.700	Ok
Story5	24.15	0.000534	0.002403023	0.2403023	0.700	Ok
Story4	20.3	0.000542	0.002438555	0.2438555	0.700	Ok
Story3	16.45	0.000524	0.002357525	0.2357525	0.700	Ok
Story2	12.6	0.000469	0.002108964	0.2108964	0.700	Ok
Story1	8.4	0.000356	0.001603793	0.1603793	0.700	Ok
Sótano	4.2	0.000113	0.000510562	0.0510562	0.700	Ok
Base	-	-	-	-	-	-

Sentido Y

Piso	Altura m	Derivas Δ elásticas	Derivas inelásticas $\Delta*0.75R$	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite (E030) Δ límite	Control
Story9	39.55	0.00046064	0.002072881	0.20728808	0.700	Ok
Story8	35.7	0.00035154	0.001581938	0.15819382	0.700	Ok
Story7	31.85	0.00037243	0.001675914	0.16759141	0.700	Ok
Story6	28	0.00038961	0.001753262	0.17532617	0.700	Ok
Story5	24.15	0.00039672	0.001785232	0.17852323	0.700	Ok
Story4	20.3	0.00038911	0.001750981	0.1750981	0.700	Ok
Story3	16.45	0.00036455	0.001640496	0.16404956	0.700	Ok
Story2	12.6	0.00031163	0.001402316	0.14023157	0.700	Ok
Story1	8.4	0.0002184	0.000982809	0.0982809	0.700	Ok
Sótano	4.2	1.2881E-05	5.79665E-05	0.00579665	0.700	Ok
Base	-	-	-	-	-	-

12. Verificación de Masas Participativas.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
		sec		
Modal	1	0.449	0.7063	0.00001113
Modal	2	0.402	0.7063	0.7022
Modal	3	0.271	0.7161	0.7022
Modal	4	0.126	0.8612	0.7022
Modal	5	0.101	0.8612	0.8308
Modal	6	0.092	0.8771	0.8308
Modal	7	0.08	0.8771	0.8643
Modal	8	0.072	0.8782	0.8643
Modal	9	0.068	0.879	0.8643
Modal	10	0.062	0.9284	0.8643
Modal	11	0.044	0.9284	0.9061
Modal	12	0.043	0.9573	0.9061
Modal	13	0.036	0.9573	0.9063
Modal	14	0.036	0.9573	0.9063
Modal	15	0.035	0.9573	0.9063
Modal	16	0.035	0.9573	0.9063
Modal	17	0.035	0.9573	0.9065
Modal	18	0.035	0.9575	0.9065
Modal	19	0.034	0.9576	0.9066
Modal	20	0.034	0.9576	0.9066
Modal	21	0.034	0.9576	0.9067
Modal	22	0.034	0.9736	0.9067
Modal	23	0.031	0.9736	0.9067
Modal	24	0.03	0.9767	0.9068

13. Análisis de Irregularidades Estructurales.

15.1. Irregularidades Estructural en Altura

La estructura no presenta irregularidad en altura

15.2. Irregularidades en Planta.

La estructura no presenta irregularidad en planta.

14. Seguidamente se pasó a realizar los modelos dinámicos de Interacción Suelo estructuras (ISE) mediante Spring, por métodos integrados, de acuerdo a la metodología **descrita en el Capítulo II (Marco Teórico)**, los cálculos de las rigideces traslacionales y rotacionales asignados mediante spring están en el anexo A. Para aplicar los modelos dinámicos de interacción suelo estructura, se dibujó en el modelo estructural la platea de cimentación, y se creó un material infinitamente rígido para dicha cimentación.

Material Property Data

General Data

Material Name: Inf. Rigido

Material Type: Other

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Swatch] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2.4028 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.245014 tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 981000000 tonf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.05

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 467142857.14 tonf/m²

Design Property Data

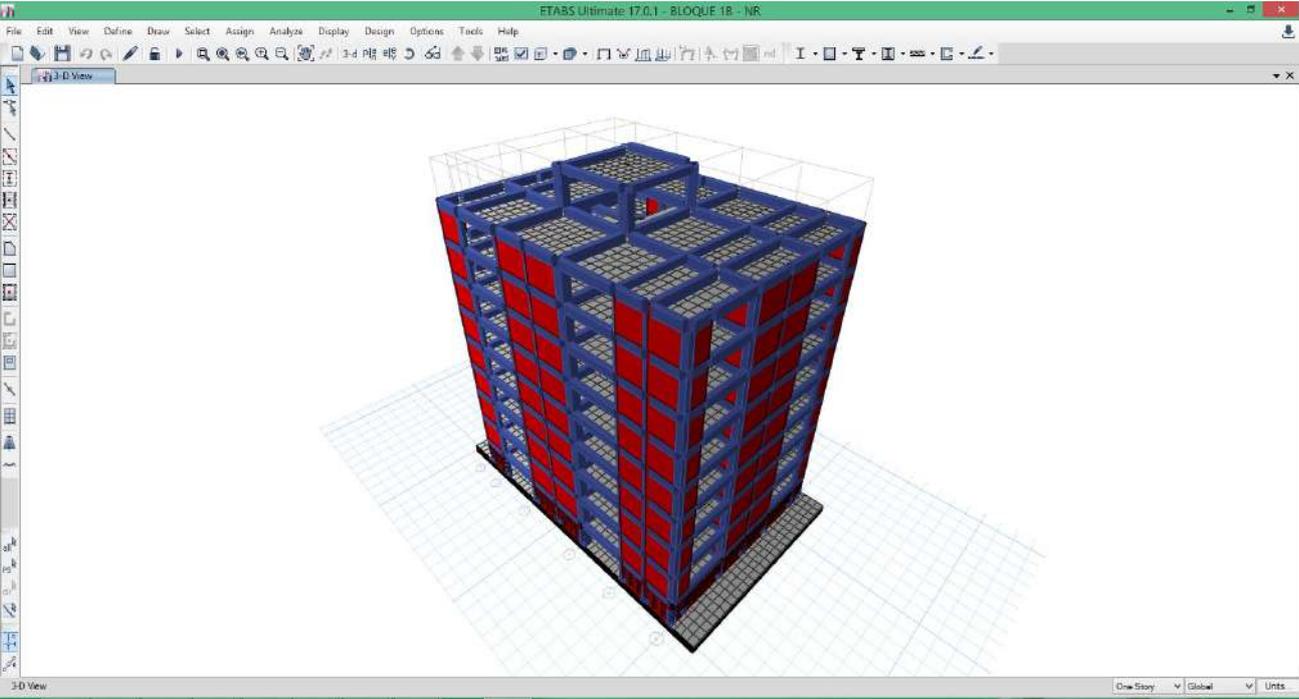
Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

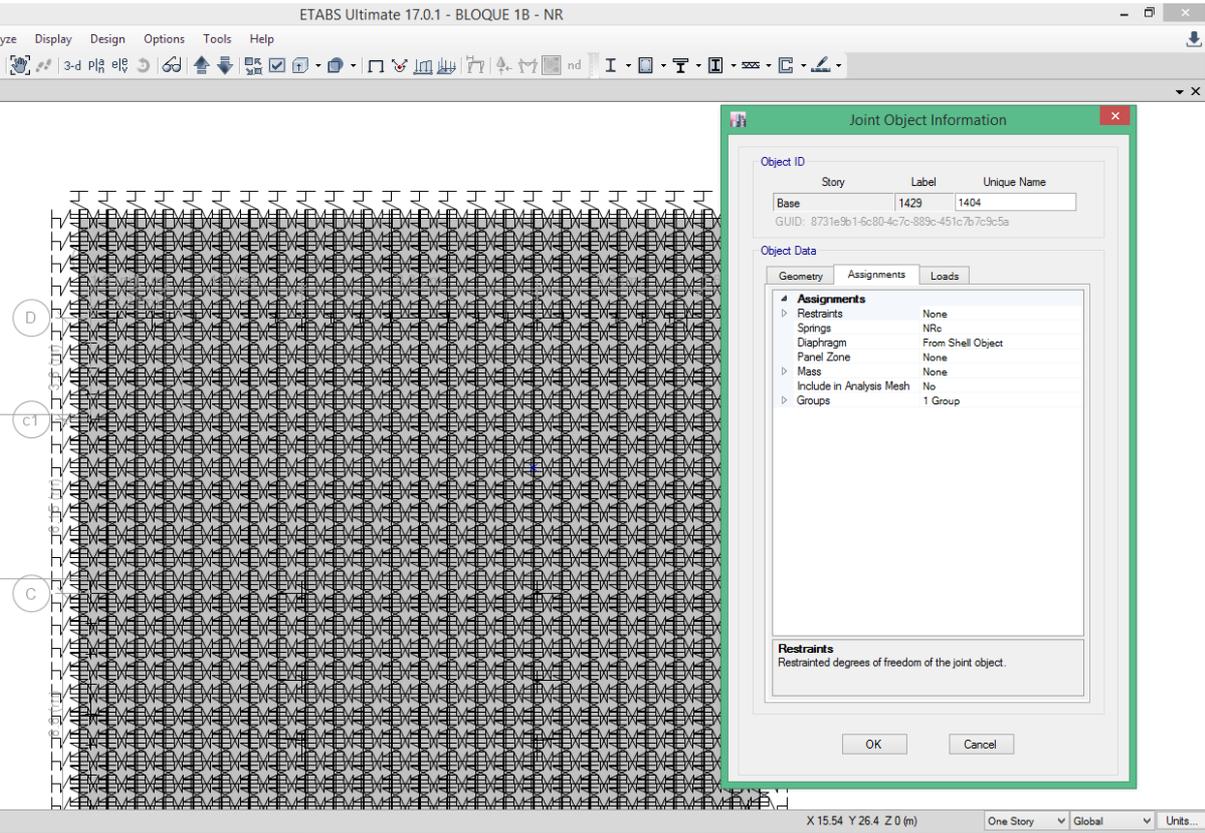
Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

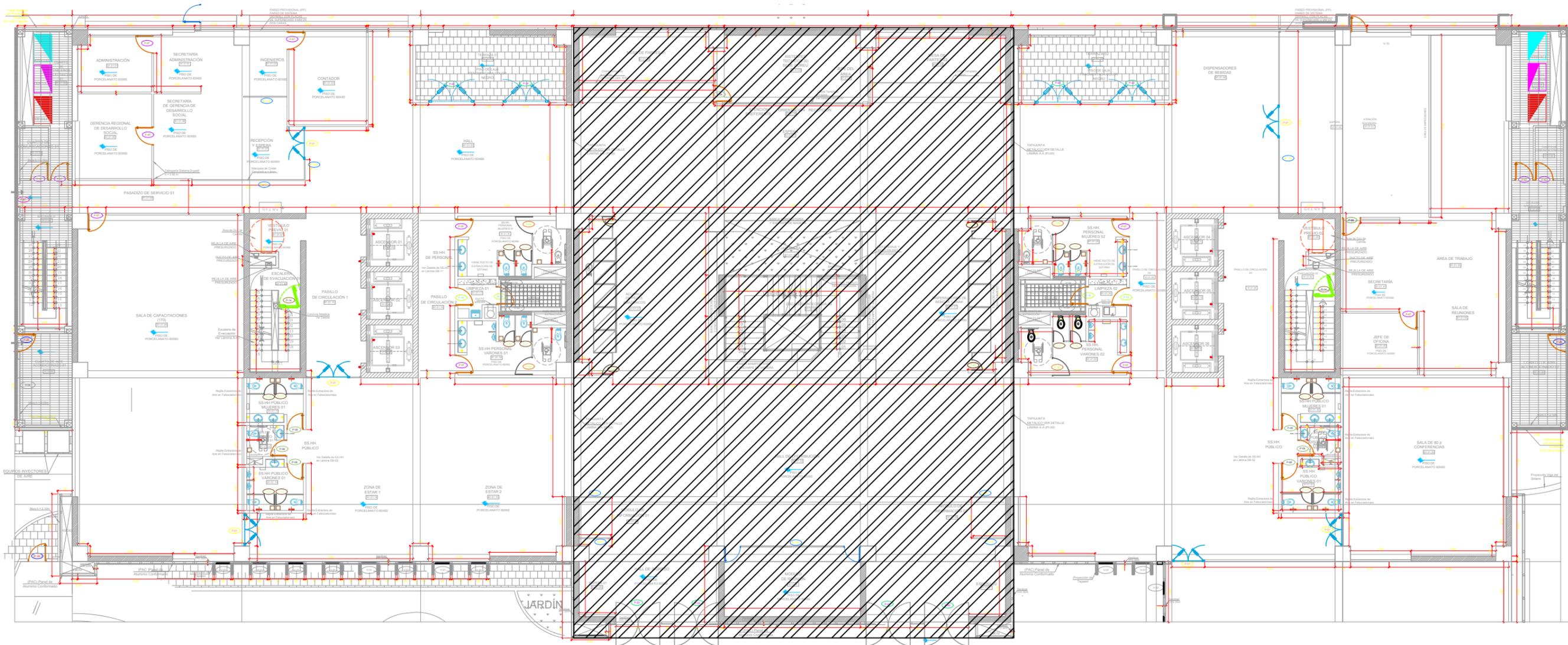
Se puede apreciar, la asignación de la platea de cimentación, para luego asignar los spring para el Análisis de Interacción suelo Estructura.



15. Asignación de Spring para los modelos dinámicos de Interacción Suelo –Estructura.



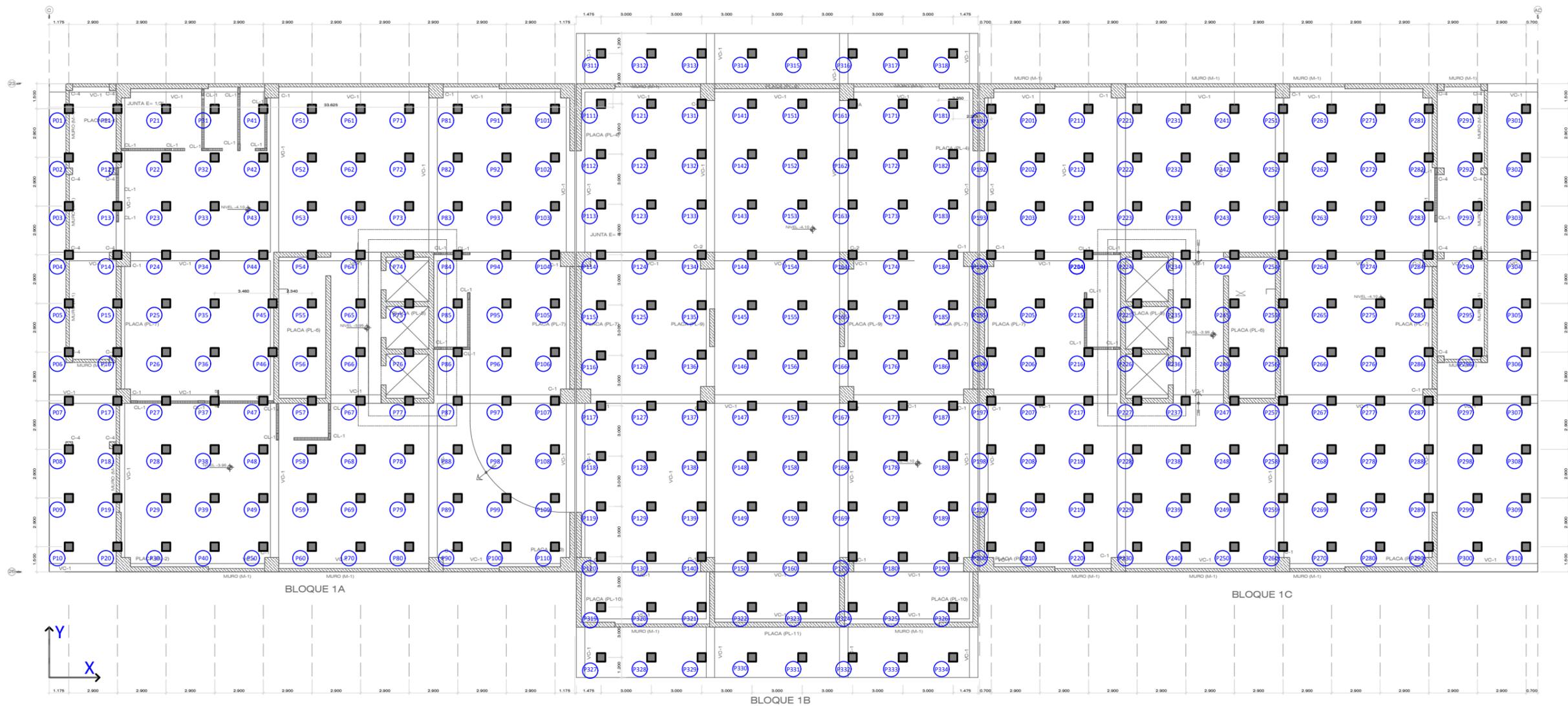
ANEXOS D: PLANOS DE EDIFICACIÓN



PLANTA DE DISTRIBUCIÓN PRIMER NIVEL BLOQUE 1A, 1B, 1C
 ESC: 1/75

 GOBIERNO REGIONAL DE UCAYALI GERENCIA GENERAL REGIONAL GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA		
Proyecto : "MEJORAMIENTO DE LA GESTIÓN INSTITUCIONAL DE LA SEDE CENTRAL Y DE LAS DIRECCIONES REGIONALES ADSCRITAS EN LA PROVINCIA DE CORONEL PORTILLO DEL GOBIERNO REGIONAL DE UCAYALI.- REGIÓN DE UCAYALI". - PRIMERA ETAPA		
Plano : PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE PRIMER NIVEL BLOQUE 1A, 1B, 1C	Rev.: SUB GERENCIA DE ESTUDIOS Ing. Wilson Javier Vivaz Quirope	J. Proyecto.: Ing. Fernando Rafael Lean CIP: 40894
Especialidad : Diseño Arquitectónico	Especialista : Arq. Liliana A. Lagones Cardenas CAP : 4450	UBICACIÓN: UCAYALI Prov.: C. PORTILLO Dist.: YARINACOCHA
Dibujo : PAER	Fecha : SETIEMBRE 2018	Escala : INDICADA

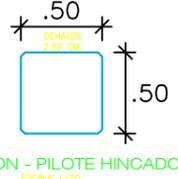
Lamina :
A-02



PLATEA DE CIMENTACION Y DISTRIBUCION DE PILOTES HINCADOS EN SOTANO - MODULO 1

ESCALA: 1/125

Pila		UBICACION		Pila		UBICACION		Pila		UBICACION		Pila		UBICACION		Pila		UBICACION		Pila		UBICACION		Pila		UBICACION		Pila		UBICACION		
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y			
P01	1.15	11.50	P31	9.00	31.00	P61	18.50	31.00	P91	27.50	31.00	P121	36.50	31.00	P151	45.50	31.00	P181	54.50	31.00	P211	63.50	31.00	P241	72.50	31.00	P271	81.50	31.00	P301	90.50	31.00
P02	1.15	11.50	P32	9.00	32.00	P62	18.50	32.00	P92	27.50	32.00	P122	36.50	32.00	P152	45.50	32.00	P182	54.50	32.00	P212	63.50	32.00	P242	72.50	32.00	P272	81.50	32.00	P302	90.50	32.00
P03	1.15	11.50	P33	9.00	33.00	P63	18.50	33.00	P93	27.50	33.00	P123	36.50	33.00	P153	45.50	33.00	P183	54.50	33.00	P213	63.50	33.00	P243	72.50	33.00	P273	81.50	33.00	P303	90.50	33.00
P04	1.15	11.50	P34	9.00	34.00	P64	18.50	34.00	P94	27.50	34.00	P124	36.50	34.00	P154	45.50	34.00	P184	54.50	34.00	P214	63.50	34.00	P244	72.50	34.00	P274	81.50	34.00	P304	90.50	34.00
P05	1.15	11.50	P35	9.00	35.00	P65	18.50	35.00	P95	27.50	35.00	P125	36.50	35.00	P155	45.50	35.00	P185	54.50	35.00	P215	63.50	35.00	P245	72.50	35.00	P275	81.50	35.00	P305	90.50	35.00
P06	1.15	11.50	P36	9.00	36.00	P66	18.50	36.00	P96	27.50	36.00	P126	36.50	36.00	P156	45.50	36.00	P186	54.50	36.00	P216	63.50	36.00	P246	72.50	36.00	P276	81.50	36.00	P306	90.50	36.00
P07	1.15	11.50	P37	9.00	37.00	P67	18.50	37.00	P97	27.50	37.00	P127	36.50	37.00	P157	45.50	37.00	P187	54.50	37.00	P217	63.50	37.00	P247	72.50	37.00	P277	81.50	37.00	P307	90.50	37.00
P08	1.15	11.50	P38	9.00	38.00	P68	18.50	38.00	P98	27.50	38.00	P128	36.50	38.00	P158	45.50	38.00	P188	54.50	38.00	P218	63.50	38.00	P248	72.50	38.00	P278	81.50	38.00	P308	90.50	38.00
P09	1.15	11.50	P39	9.00	39.00	P69	18.50	39.00	P99	27.50	39.00	P129	36.50	39.00	P159	45.50	39.00	P189	54.50	39.00	P219	63.50	39.00	P249	72.50	39.00	P279	81.50	39.00	P309	90.50	39.00
P10	1.15	11.50	P40	9.00	40.00	P70	18.50	40.00	P100	27.50	40.00	P130	36.50	40.00	P160	45.50	40.00	P190	54.50	40.00	P220	63.50	40.00	P250	72.50	40.00	P280	81.50	40.00	P310	90.50	40.00
P11	4.06	11.50	P41	12.75	31.00	P71	21.45	31.00	P101	30.15	31.00	P131	38.85	31.00	P161	47.55	31.00	P191	56.25	31.00	P221	64.95	31.00	P251	73.65	31.00	P281	82.35	31.00	P311	91.05	31.00
P12	4.06	11.50	P42	12.75	32.00	P72	21.45	32.00	P102	30.15	32.00	P132	38.85	32.00	P162	47.55	32.00	P192	56.25	32.00	P222	64.95	32.00	P252	73.65	32.00	P282	82.35	32.00	P312	91.05	32.00
P13	4.06	11.50	P43	12.75	33.00	P73	21.45	33.00	P103	30.15	33.00	P133	38.85	33.00	P163	47.55	33.00	P193	56.25	33.00	P223	64.95	33.00	P253	73.65	33.00	P283	82.35	33.00	P313	91.05	33.00
P14	4.06	11.50	P44	12.75	34.00	P74	21.45	34.00	P104	30.15	34.00	P134	38.85	34.00	P164	47.55	34.00	P194	56.25	34.00	P224	64.95	34.00	P254	73.65	34.00	P284	82.35	34.00	P314	91.05	34.00
P15	4.06	11.50	P45	12.75	35.00	P75	21.45	35.00	P105	30.15	35.00	P135	38.85	35.00	P165	47.55	35.00	P195	56.25	35.00	P225	64.95	35.00	P255	73.65	35.00	P285	82.35	35.00	P315	91.05	35.00
P16	4.06	11.50	P46	12.75	36.00	P76	21.45	36.00	P106	30.15	36.00	P136	38.85	36.00	P166	47.55	36.00	P196	56.25	36.00	P226	64.95	36.00	P256	73.65	36.00	P286	82.35	36.00	P316	91.05	36.00
P17	4.06	11.50	P47	12.75	37.00	P77	21.45	37.00	P107	30.15	37.00	P137	38.85	37.00	P167	47.55	37.00	P197	56.25	37.00	P227	64.95	37.00	P257	73.65	37.00	P287	82.35	37.00	P317	91.05	37.00
P18	4.06	11.50	P48	12.75	38.00	P78	21.45	38.00	P108	30.15	38.00	P138	38.85	38.00	P168	47.55	38.00	P198	56.25	38.00	P228	64.95	38.00	P258	73.65	38.00	P288	82.35	38.00	P318	91.05	38.00
P19	4.06	11.50	P49	12.75	39.00	P79	21.45	39.00	P109	30.15	39.00	P139	38.85	39.00	P169	47.55	39.00	P199	56.25	39.00	P229	64.95	39.00	P259	73.65	39.00	P289	82.35	39.00	P319	91.05	39.00
P20	4.06	11.50	P50	12.75	40.00	P80	21.45	40.00	P110	30.15	40.00	P140	38.85	40.00	P170	47.55	40.00	P200	56.25	40.00	P230	64.95	40.00	P260	73.65	40.00	P290	82.35	40.00	P320	91.05	40.00
P21	4.96	11.50	P51	13.65	31.00	P81	22.35	31.00	P111	31.05	31.00	P141	39.75	31.00	P171	48.45	31.00	P201	57.15	31.00	P231	65.85	31.00	P261	74.55	31.00	P291	83.25	31.00	P321	91.95	31.00
P22	4.96	11.50	P52	13.65	32.00	P82	22.35	32.00	P112	31.05	32.00	P142	39.75	32.00	P172	48.45	32.00	P202	57.15	32.00	P232	65.85	32.00	P262	74.55	32.00	P292	83.25	32.00	P322	91.95	32.00
P23	4.96	11.50	P53	13.65	33.00	P83	22.35	33.00	P113	31.05	33.00	P143	39.75	33.00	P173	48.45	33.00	P203	57.15	33.00	P233	65.85	33.00	P263	74.55	33.00	P293	83.25	33.00	P323	91.95	33.00
P24	4.96	11.50	P54	13.65	34.00	P84	22.35	34.00	P114	31.05	34.00	P144	39.75	34.00	P174	48.45	34.00	P204	57.15	34.00	P234	65.85	34.00	P264	74.55	34.00	P294	83.25	34.00	P324	91.95	34.00
P25	4.96	11.50	P55	13.65	35.00	P85	22.35	35.00	P115	31.05	35.00	P145	39.75	35.00	P175	48.45	35.00	P205	57.15	35.00	P235	65.85	35.00	P265	74.55	35.00	P295	83.25	35.00	P325	91.95	35.00
P26	4.96	11.50	P56	13.65	36.00	P86	22.35	36.00	P116	31.05	36.00	P146	39.75	36.00	P176	48.45	36.00	P206	57.15	36.00	P236	65.85	36.00	P266	74.55	36.00	P296	83.25	36.00	P326	91.95	36.00
P27	4.96	11.50	P57	13.65	37.00	P87	22.35	37.00	P117	31.05	37.00	P147	39.75	37.00	P177	48.45	37.00	P207	57.15	37.00	P237	65.85	37.00	P267	74.55	37.00	P297	83.25	37.00	P327	91.95	37.00
P28	4.96	11.50	P58	13.65	38.00	P88	22.35	38.00	P118	31.05	38.00	P148	39.75	38.00	P178	48.45	38.00	P208	57.15	38.00	P238	65.85	38.00	P268	74.55	38.00	P298	83.25	38.00	P328	91.95	38.00
P29	4.96	11.50	P59	13.65	39.00	P89	22.35	39.00	P119	31.05	39.00	P149	39.75	39.00	P179	48.45	39.00	P209	57.15	39.00	P239	65.85	39.00	P269	74.55	39.00	P299	83.25	39.00	P329	91.95	39.00
P30	4.96	11.50	P60	13.65	40.00	P90	22.35	40.00	P120	31.05	40.00	P150	39.75	40.00	P180	48.45	40.00	P210	57.15	40.00	P240	65.85	40.00	P270	74.55	40.00	P300	83.25	40.00	P330	91.95	40.00



SECCION - PILOTE HINCADO
ESCALA: 1/20

LEYENDA

PILOTE HINCADO

Nomenclatura de pilote hincado

GOBIERNO REGIONAL DE UCAYALI
GERENCIA GENERAL REGIONAL
GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA

Proyecto: "MEJORAMIENTO DE LA GESTION INSTITUCIONAL DE LA SEDE CENTRAL Y DE LAS DIRECCIONES REGIONALES ADSCRITAS EN LA PROVINCIA DE CORONEL PORTILLO DEL GOBIERNO REGIONAL DE UCAYALI - REGION DE UCAYALI" - ETAPA

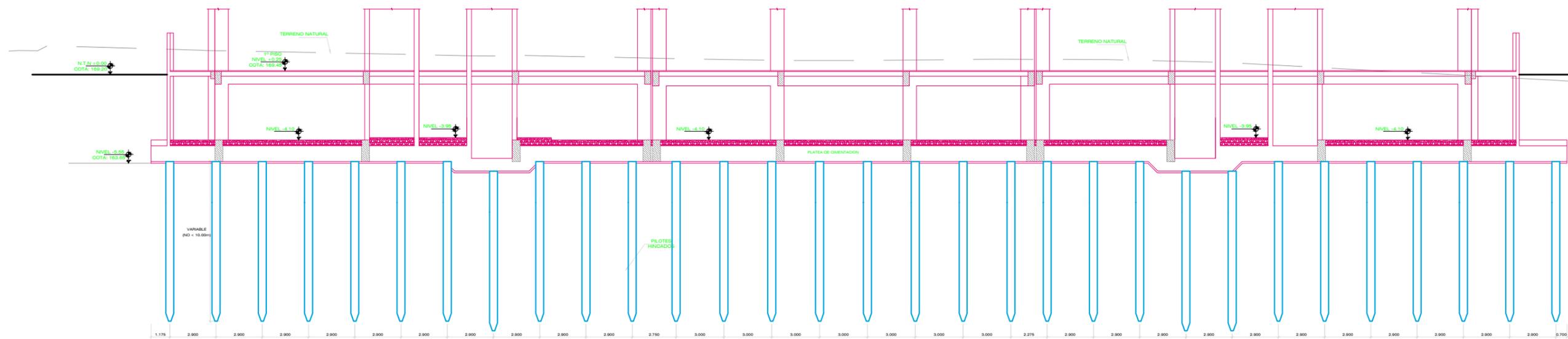
Ubicación: UCAYALI, TAMBACUCHA

Proyecto: E-01

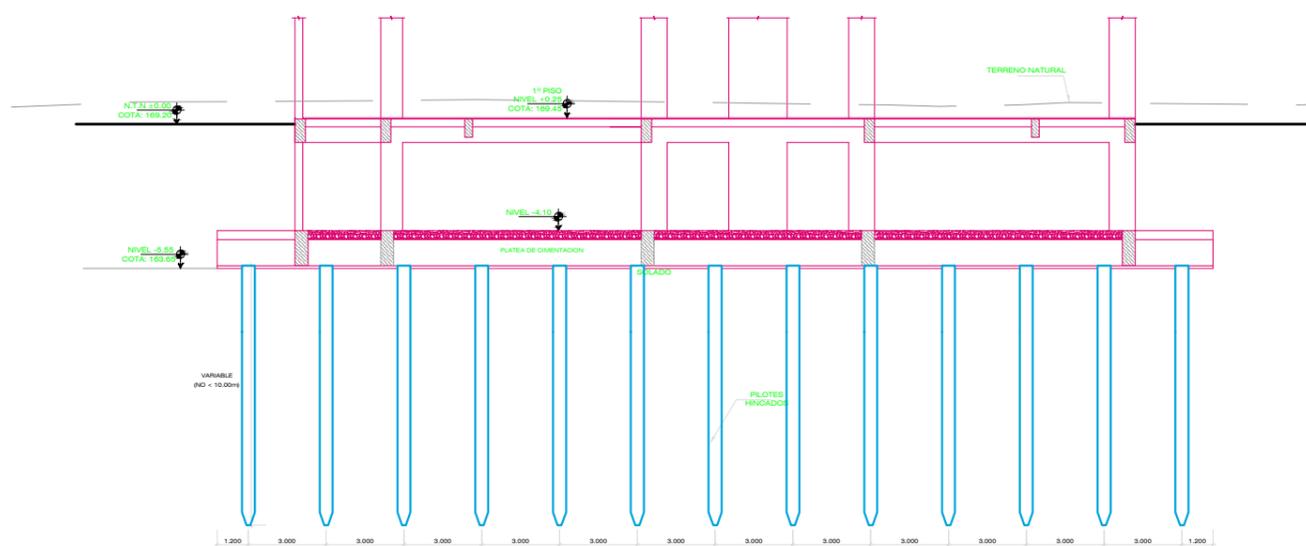
Fecha: 2019

Elaborado: J.M.V.A.

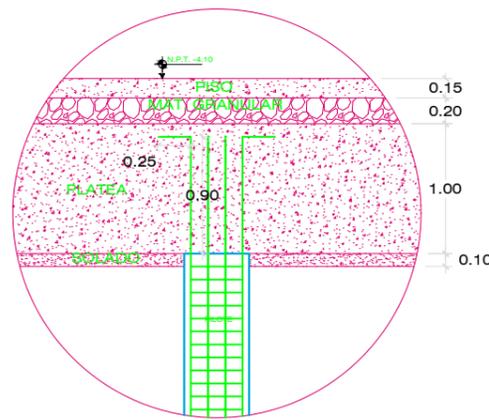
Revisado: N.B.C.A.



ELEVACIÓN CIMENTACIÓN CON PILOTES EJE 23/27
ESCALA : 1/125



ELEVACIÓN CIMENTACIÓN CON PILOTES EJE R
ESCALA : 1/125



DETALLE DE EMPOTRAMIENTO DE ACERO DE PILOTES
ESCALA 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA PILOTES	
1.- DE LOS MATERIALES	- Resistencia del Concreto : $f'c=350$ kg/cm ² - Fluencia del Acero : $f_y=4,200$ kg/cm ²
2.- DE LA FABRICACION	- Empalmes (ver esquema) \varnothing 3/4" = 70 cm. \varnothing 5/8" = 60 cm. - Recubrimiento : 5 cm.
3.- DE LA PRUEBA DE CARGA	- Realizar mínimo una prueba de carga según Norma ASTM-D-1143-57 T - Por tratarse de formulas dinamicas aplicadas a suelos arcillosos, deberan añadirse las siguientes exigencias: * El rechazo a alcanzar será de 2 a 3mm * La longitud mínima de empotramiento, será de 10m, siempre y cuando se obtenga antes indicado.
4.- DE LAS NORMAS	- American Concrete Institute (ACI)-318 S05 - American Society For Testing Materials (ASTM) designación D 1143-57 T
5.- RECOMENDACION	- Para el proceso de hincado de pilotes se realizará del interior al exterior - Despues de hincado, los ultimos 60 cm se demuele y la armadura se dobla empotrándose en el maciso de coronación - El empotramiento mínimo del pilote en la losa de cimentación sera de 20 cm.

GOBIERNO REGIONAL DE UCAYALI GERENCIA GENERAL REGIONAL GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA		
Proyecto: "MEJORAMIENTO DE LA GESTIÓN INSTITUCIONAL DE LA SEDE CENTRAL Y DE LAS DIRECCIONES REGIONALES ADSCRITAS EN LA PROVINCIA DE CORONEL PORTILLO DEL GOBIERNO REGIONAL DE UCAYALI.- ETAPA		
Plan: ELEVACIÓN DE PILOTES HINCADOS	Ubicación: UCAYALI	1 E-02
Elaboración: ESTRUCTURAS	Fecha: 01/08/2019	
Diseño: J.F.C.R.	Revisión: NHCADA	

**ANEXOS E: TABLAS DE PRUEBAS
ESTADÍSTICA**

COLUMNS															
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	P-CONV	V-CONV	M-CONV	P-NRUSA	V-NRUSA	M-NRUSA	P-ILICHEV	V-ILICHEV	M-ILECHEV	P-ASCE	V-ASCE	M-ASCE
Story9	C70	155	ESPC XX Max	2.3924	7.6574	19.6086	2.8912	9.8003	25.8260	2.4648	6.7988	16.0208	2.6528	7.0242	16.2989
Story9	C71	198	ESPC XX Max	2.3975	7.6560	19.6038	2.9016	9.7990	25.8219	2.4707	6.7968	16.0140	2.6587	7.0222	16.2922
Story9	C88	112	ESPC XX Max	2.7061	7.9123	19.7394	3.1838	9.8469	25.4155	2.8229	7.0275	16.0097	3.0663	7.2980	16.3197
Story9	C89	144	ESPC XX Max	2.7110	7.9150	19.7481	3.1937	9.8492	25.4227	2.8287	7.0308	16.0205	3.0721	7.3003	16.3269
Story8	C61	94	ESPC XX Max	2.8549	5.2526	5.7545	3.2068	5.7656	6.3215	3.5176	6.1983	6.7755	3.4913	6.1722	6.6959
Story8	C66	170	ESPC XX Max	1.8211	5.4243	6.2165	2.5090	6.2433	7.2362	3.4930	7.1745	8.4255	3.2415	6.5874	7.6229
Story8	C70	156	ESPC XX Max	3.2872	7.7264	10.1836	3.7987	9.8655	12.5919	3.6399	10.6408	14.6096	4.8652	11.1718	15.2489
Story8	C71	199	ESPC XX Max	2.0113	7.7146	10.1628	2.5330	9.8524	12.5683	1.9033	10.6252	14.5814	2.9211	11.1606	15.2307
Story8	C87	200	ESPC XX Max	4.8338	6.1527	7.0459	5.6864	6.9291	8.0203	6.7765	7.7839	9.1238	6.8513	7.2320	8.3629
Story8	C88	113	ESPC XX Max	2.8200	9.6804	13.2012	3.4158	11.6328	15.4600	3.1876	12.6258	17.4344	4.5970	13.3433	18.3488
Story8	C89	145	ESPC XX Max	3.1277	9.6964	13.2247	3.7504	11.6486	15.4834	3.6156	12.6432	17.4587	5.0831	13.3538	18.3624
Story8	C97	2564	ESPC XX Max	3.4252	0.7118	0.8087	3.6581	0.7425	0.8404	3.8154	0.7504	0.8363	3.8117	0.7488	0.8335
Story8	C98	376	ESPC XX Max	3.4150	0.7118	0.8089	3.6493	0.7426	0.8406	3.8095	0.7504	0.8364	3.8039	0.7482	0.8327
Story8	C99	6	ESPC XX Max	24.9501	5.8116	7.1058	27.1315	5.9840	7.2835	29.0462	5.7193	6.7033	29.3102	5.7886	6.7988
Story8	C100	42	ESPC XX Max	24.9361	5.8076	7.1002	27.1175	5.9800	7.2783	29.0379	5.7174	6.7008	29.3069	5.7906	6.8016
Story8	C4	248	ESPC XX Max	1.4051	0.2200	0.2433	1.3155	0.2401	0.2681	1.1208	0.2572	0.2941	1.2007	0.2542	0.2854
Story8	C7	390	ESPC XX Max	1.7974	5.4263	6.2289	2.4850	6.2467	7.2520	3.4849	7.1814	8.4473	3.2193	6.5748	7.6245
Story8	C8	402	ESPC XX Max	4.8802	6.1365	7.0301	5.7295	6.9100	8.0017	6.8075	7.7618	9.1028	6.8872	7.1950	8.3228
Story8	C10	473	ESPC XX Max	5.1060	0.9913	1.3291	5.7216	1.0674	1.4256	6.3366	1.0901	1.4322	6.2758	1.1003	1.4492
Story8	C11	486	ESPC XX Max	5.1007	0.9920	1.3300	5.7170	1.0680	1.4264	6.3340	1.0905	1.4322	6.2754	1.1019	1.4515
Story8	C12	496	ESPC XX Max	3.4565	0.6270	0.7333	3.8055	0.6910	0.8099	4.1238	0.7448	0.8686	4.1253	0.7409	0.8638
Story8	C13	516	ESPC XX Max	1.3812	0.2199	0.2434	1.2940	0.2401	0.2681	1.1065	0.2571	0.2979	1.1829	0.2544	0.2858
Story8	C22	634	ESPC XX Max	0.0005	0.2202	0.3597	0.0004	0.2579	0.4207	0.0003	0.2683	0.4377	0.0004	0.2708	0.4420
Story8	C23	644	ESPC XX Max	0.0019	0.1526	0.2480	0.0014	0.1876	0.3031	0.0010	0.1833	0.2959	0.0015	0.1786	0.2886
Story7	C61	107	ESPC XX Max	5.9132	4.4224	6.2305	6.2081	4.8600	6.8675	6.1531	5.2316	7.3618	6.2199	5.2190	7.3948
Story7	C66	182	ESPC XX Max	3.7051	4.8849	6.6938	4.8168	5.5215	7.6329	6.0986	6.2257	8.6699	5.7278	5.8845	8.0792
Story7	C70	157	ESPC XX Max	4.2996	9.5602	13.6378	4.7751	10.8631	15.6145	4.9287	12.2182	17.7431	7.2629	12.4336	18.1133
Story7	C71	208	ESPC XX Max	2.6348	9.5475	13.6202	3.0297	10.8483	15.5936	2.8108	12.2002	17.7176	4.9476	12.4254	18.1024
Story7	C87	201	ESPC XX Max	7.1942	5.2005	7.2003	8.5632	5.8243	8.1189	10.1987	6.5081	9.1135	10.2724	6.1920	8.5591
Story7	C88	115	ESPC XX Max	2.5156	11.3036	16.3896	3.1859	12.5476	18.2826	3.2414	13.7705	20.1974	5.8898	14.1467	20.8227
Story7	C89	146	ESPC XX Max	2.9048	11.3149	16.4081	3.6209	12.5588	18.3008	3.7967	13.7812	20.2150	6.5132	14.1511	20.8304
Story7	C97	2200	ESPC XX Max	1.7186	0.8356	1.0777	1.5197	0.8863	1.1412	0.9492	0.9137	1.1585	0.9292	0.9206	1.1649
Story7	C98	377	ESPC XX Max	1.7285	0.8360	1.0783	1.5279	0.8867	1.1417	0.9529	0.9139	1.1587	0.9314	0.9204	1.1647
Story7	C99	11	ESPC XX Max	40.5322	7.7477	11.3516	45.7821	8.1034	11.8624	49.0316	8.0219	11.5708	49.4294	8.1305	11.7362
Story7	C100	48	ESPC XX Max	40.5120	7.7450	11.3473	45.7621	8.1007	11.8582	49.0199	8.0207	11.5688	49.4240	8.1318	11.7384
Story7	C4	249	ESPC XX Max	2.7421	0.1618	0.2511	2.8434	0.1785	0.2750	2.8521	0.1924	0.2941	2.9323	0.1930	0.2933
Story7	C7	391	ESPC XX Max	3.6460	4.8973	6.7066	4.7527	5.5361	7.6482	6.0544	6.2433	8.6888	5.6624	5.9002	8.0911
Story7	C8	403	ESPC XX Max	7.2462	5.2019	7.1998	8.6140	5.8261	8.1185	10.2375	6.5106	9.1129	10.3171	6.1888	8.5490
Story7	C10	474	ESPC XX Max	7.7586	1.3254	2.0016	8.9666	1.4295	2.1579	9.9450	1.4812	2.2222	9.8127	1.4951	2.2454
Story7	C11	487	ESPC XX Max	7.7501	1.3260	2.0026	8.9579	1.4300	2.1588	9.9371	1.4815	2.2227	9.8060	1.4963	2.2473
Story7	C12	497	ESPC XX Max	1.2338	0.7443	0.9608	1.2852	0.8207	1.0622	1.1304	0.8848	1.1388	1.2146	0.8823	1.1329
Story7	C13	517	ESPC XX Max	2.7088	0.1619	0.2512	2.8118	0.1785	0.2750	2.8284	0.1924	0.2941	2.9042	0.1932	0.2935
Story7	C22	635	ESPC XX Max	0.0045	0.3762	0.5155	0.0038	0.4027	0.5671	0.0024	0.3384	0.4399	0.0028	0.3499	0.4585
Story7	C23	645	ESPC XX Max	0.0037	0.4538	0.6515	0.0026	0.4810	0.6936	0.0015	0.4401	0.6103	0.0015	0.4559	0.6356
Story6	C61	111	ESPC XX Max	11.0414	5.3053	7.3623	11.6913	5.8209	8.0833	11.7661	6.2897	8.6565	11.8117	6.2520	8.5075
Story6	C66	183	ESPC XX Max	7.1724	5.5867	7.9587	8.8142	6.2911	8.9877	10.6395	7.1186	10.1134	10.1235	6.7043	9.4748
Story6	C70	158	ESPC XX Max	5.8110	10.0456	15.0367	6.3227	11.4588	17.1868	6.6755	13.0918	19.5987	10.1924	13.3875	20.0621
Story6	C71	209	ESPC XX Max	3.9053	10.0414	15.0320	4.2953	11.4533	17.1801	4.3621	13.0839	19.5882	7.6963	13.3882	20.0656
Story6	C87	202	ESPC XX Max	8.4244	6.0379	8.5647	10.6850	6.7265	9.5700	13.2712	7.5132	10.6427	13.2545	7.1221	10.0357
Story6	C88	117	ESPC XX Max	2.3274	11.9930	18.0544	3.1410	13.3551	20.1211	3.3823	14.8536	22.3147	7.3845	15.3263	23.0532
Story6	C89	147	ESPC XX Max	2.7121	12.0046	18.0720	3.5866	13.3665	20.1382	3.9653	14.8643	22.3307	8.0371	15.3305	23.0588
Story6	C97	1836	ESPC XX Max	5.2389	0.8829	1.2284	5.2070	0.9268	1.2874	4.4787	0.9556	1.3020	4.4403	0.9622	1.3131
Story6	C98	378	ESPC XX Max	5.2370	0.8834	1.2292	5.2087	0.9272	1.2881	4.4788	0.9558	1.3024	4.4357	0.9620	1.3129
Story6	C99	12	ESPC XX Max	36.4030	10.2725	15.5287	45.5699	10.6667	16.1042	46.5143	10.7696	16.0749	46.9033	10.9164	16.3097
Story6	C100	51	ESPC XX Max	36.3769	10.2695	15.5240	45.5433	10.6637	16.0995	46.4965	10.7681	16.0726	46.8943	10.9178	16.3119
Story6	C4	250	ESPC XX Max	3.5816	0.2172	0.2962	3.8632	0.2370	0.3260	4.0309	0.2550	0.3497	4.0793	0.2521	0.3457
Story6	C7	392	ESPC XX Max	7.1310	5.5821	7.9510	8.7524	6.2864	8.9797	10.5879	7.1141	10.1054	10.0448	6.6897	9.4515
Story6	C8	404	ESPC XX Max	8.4444	6.0365	8.5655	10.7155	6.7248	9.5707	13.3095	7.5107	10.6421	13.2954	7.1127	10.0242
Story6	C10	475	ESPC XX Max	6.4342	1.7244	2.6645	8.2877	1.8471	2.8508	8.5148	1.9425	2.9814	8.3165	1.9594	3.0095
Story6	C11	488	ESPC XX Max	6.4375	1.7253	2.6658	8.2899	1.8478	2.8519	8.5110	1.9429	2.9821	8.3161	1.9608	3.0118
Story6	C12	498	ESPC XX Max	3.1738	0.7534	1.0559	3.4534	0.8279	1.1629	2.9669	0.8967	1.2454	3.0651	0.8945	1.2458
Story6	C13	518	ESPC XX Max	3.5529	0.2172	0.2964	3.8334	0.2371	0.3262	4.0052	0.2550	0.3499	4.0497	0.2523	0.3461
Story6	C22	636	ESPC XX Max	0.0071	0.7000	1.0429	0.0060	0.7186	1.0723	0.0038	0.6987	1.0158	0.0044	0.7142	1.0414
Story6	C23	646	ESPC XX Max	0.0064	0.7633	1.1647	0.0046	0.7955	1.2127	0.0024	0.8018	1.2051	0.0026	0.8204	1.2367
Story5	C61	132	ESPC XX Max	17.1198	5.2689	7.9470	18.3199	5.7964	8.7287	18.7933	6.3156	9.4159	18.7095	6.3103	9.5893
Story5	C66	192	ESPC XX Max	12.4203	5.9698	9.0559	14.1155	6.7093	10.1589	16.3572	7.5971	11.4174	15.6986	7.1844	10.7790
Story5	C70	160	ESPC XX Max	7.5820	10.9190	16.8486	8.1422	12.4024	19.1124	8.6566	14.1583	21.7364	13.4394	14.4323	22.1858
Story5	C71	210	ESPC XX Max	5.4426	10.9228	16.8572	5.8590	12.4057	19.1203	6.1230	14.1598	21.7417	10.7351	14.4442	22.2082
Story5	C87	203	ESPC XX Max	8.2331	6.3552	9.6673	11.4651	7.0820	10.7403	15.1406	7.9454	11.9456	15.0135	7.5574	11.3401
Story5	C88	119	ESPC XX Max	2.0419	12.8973	19.9697	2.9630	14.3389	22.1596	3.3417	15.9702	24.5764	8.7605	16.4296	25.3176
Story5	C89	148	ESPC XX Max	2.3827	12.9063	19.9833	3.3923	14.3473	22.1722	3.9326	15.9774	24.5871	9.4307	16.4299	25.3172
Story5	C97	1472													

PLACAS															
Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P-CONV	V-CONV	M-CONV	P-NRUSA	V-NRUSA	M-NRUSA	P-ILICHEV	V-ILICHEV	M-ILECHEV	P-ASCE	V-ASCE	M-ASCE
Story8	P1	ESPC XX Max	Bottom	13.632	18.7707	28.4696	14.9473	20.8103	31.648	16.1852	22.5109	34.1172	16.1237	22.3588	33.8505
Story8	P3	ESPC XX Max	Bottom	0.0234	37.9025	174.4365	0.0125	42.2895	209.5812	0.0053	30.472	230.7832	0.0164	31.8247	225.5919
Story8	P5	ESPC XX Max	Bottom	13.6537	18.7809	28.4864	14.968	20.8189	31.6199	16.1999	22.5154	34.124	16.1501	22.3914	33.9074
Story8	P8	ESPC XX Max	Bottom	19.1811	26.5178	41.1032	20.1271	27.704	42.8592	20.751	28.0436	43.0447	20.9222	28.1748	43.2484
Story8	P9	ESPC XX Max	Bottom	0.0267	33.9574	142.852	0.0225	41.29	165.7286	0.0142	34.5753	175.0751	0.0166	35.5716	177.022
Story8	P10	ESPC XX Max	Bottom	19.1651	26.5067	41.08	20.1121	27.6918	42.8347	20.7434	28.0384	43.0333	20.92	28.189	43.2706
Story8	P11	ESPC XX Max	Bottom	1.7648	3.6794	32.0714	1.6551	5.9851	37.2185	1.8336	9.3797	43.1824	1.8493	9.1324	43.2139
Story8	P12	ESPC XX Max	Bottom	6.8194	6.9404	9.3063	8.3418	7.5666	11.3876	10.3259	7.1111	9.1052	9.837	7.8736	9.7623
Story8	P13	ESPC XX Max	Bottom	7.53	7.7813	18.6775	8.647	9.866	22.6123	10.0104	12.5191	27.2152	10.4661	13.3114	28.4416
Story8	P16	ESPC XX Max	Bottom	1.7244	3.6751	31.8857	1.6459	6.0072	37.0518	1.861	9.3953	43.0613	1.8755	9.1688	43.1033
Story8	P17	ESPC XX Max	Bottom	6.8756	6.8668	9.4757	8.4061	7.5407	11.6067	10.396	7.0698	9.2228	9.9346	7.8057	9.8955
Story8	P18	ESPC XX Max	Bottom	7.4677	7.7023	18.5857	8.5911	9.7926	22.5266	9.9697	12.4559	27.1346	10.4123	13.2331	28.3448
Story7	P1	ESPC XX Max	Bottom	16.1911	22.5741	37.8358	17.5228	25.0207	42.0321	18.8633	27.0097	45.1772	18.8574	26.8897	44.922
Story7	P3	ESPC XX Max	Bottom	0.0686	112.7336	200.9198	0.0377	119.6592	254.6923	0.0184	113.5805	223.4841	0.0375	116.8318	219.5206
Story7	P5	ESPC XX Max	Bottom	16.2229	22.5888	37.8669	17.558	25.0318	42.0559	18.8932	27.0152	45.1897	18.9012	26.9158	44.9747
Story7	P8	ESPC XX Max	Bottom	22.6598	30.5352	52.2864	23.4672	32.282	55.1971	23.8411	33.0794	56.0161	23.9223	33.3862	56.5114
Story7	P9	ESPC XX Max	Bottom	0.0669	93.2232	135.2217	0.0563	98.685	173.6873	0.0353	86.5933	134.3079	0.0414	89.017	139.0665
Story7	P10	ESPC XX Max	Bottom	22.6566	30.517	52.2508	23.4615	32.2653	55.1649	23.8388	33.0711	56.0002	23.9289	33.3907	56.52
Story7	P11	ESPC XX Max	Bottom	15.3459	7.5028	30.4571	15.917	10.4024	37.1341	15.4846	14.231	44.7079	15.674	13.7381	44.1834
Story7	P12	ESPC XX Max	Bottom	17.021	14.0347	15.4546	21.0886	14.1087	18.1249	26.5152	13.0678	12.9391	25.4812	14.2323	14.1077
Story7	P13	ESPC XX Max	Bottom	6.5098	14.4117	26.8053	6.6296	16.2969	30.5856	4.9502	18.264	34.3553	5.0424	19.06	35.7564
Story7	P16	ESPC XX Max	Bottom	15.2425	7.5859	30.4092	15.822	10.4701	37.0269	15.4169	14.2549	44.5508	15.6072	13.7863	44.0192
Story7	P17	ESPC XX Max	Bottom	17.0513	13.8331	15.6675	21.1228	14.0008	18.5283	26.5457	13.0302	13.3047	25.5483	14.1676	14.5188
Story7	P18	ESPC XX Max	Bottom	6.5827	14.3179	26.6921	6.6762	16.2209	30.5046	4.9701	18.2142	34.3052	5.0591	19.0002	35.6974
Story6	P1	ESPC XX Max	Bottom	18.9217	24.5871	43.4279	20.2225	27.152	48.069	21.4566	29.4012	51.6084	21.487	29.2968	51.4679
Story6	P3	ESPC XX Max	Bottom	0.1316	181.3667	364.826	0.0958	190.1141	402.6935	0.0521	192.8572	304.87	0.0881	196.801	322.2854
Story6	P5	ESPC XX Max	Bottom	18.9274	24.6165	43.4861	20.239	27.176	48.116	21.4819	29.4148	51.6356	21.5273	29.3341	51.5407
Story6	P8	ESPC XX Max	Bottom	26.2302	33.77	60.3154	27.2194	35.4577	63.2833	27.5037	36.3612	64.1435	27.4027	36.7223	64.8312
Story6	P9	ESPC XX Max	Bottom	0.1028	163.2074	246.0636	0.0865	167.8021	273.2298	0.0542	163.2262	208.6134	0.0637	166.6482	218.6861
Story6	P10	ESPC XX Max	Bottom	26.2535	33.7461	60.2691	27.2354	35.436	63.2416	27.5138	36.3502	64.1223	27.4275	36.7236	64.8334
Story6	P11	ESPC XX Max	Bottom	31.5952	9.5955	27.8468	33.3505	12.8225	36.6058	33.4279	17.217	45.6601	33.6907	16.4927	43.9368
Story6	P12	ESPC XX Max	Bottom	27.1173	20.9305	34.5347	33.465	20.3197	34.0363	41.933	19.1561	26.7149	40.3614	20.5094	27.5241
Story6	P13	ESPC XX Max	Bottom	20.723	16.7885	31.5727	20.8483	18.6707	35.1616	18.1	20.7403	39.0386	17.8496	21.5876	40.5052
Story6	P16	ESPC XX Max	Bottom	31.4799	9.7923	28.1575	33.2384	13.0076	36.8243	33.3415	17.3378	45.7086	33.6109	16.6588	44.0312
Story6	P17	ESPC XX Max	Bottom	27.1517	20.4473	34.0222	33.5039	19.9285	33.9525	41.9657	18.8918	26.7641	40.4435	20.1757	27.5711
Story6	P18	ESPC XX Max	Bottom	20.8337	16.6535	31.3651	20.9416	18.553	34.9932	18.1714	20.6544	38.9206	17.9542	21.4829	40.3629
Story5	P1	ESPC XX Max	Bottom	21.359	26.9027	49.5646	22.5784	29.7563	54.7902	23.5018	32.5664	59.4933	23.8168	32.2757	58.9514
Story5	P3	ESPC XX Max	Bottom	0.244	240.0438	722.8706	0.1839	249.3547	728.6975	0.1032	259.0714	649.1085	0.1617	263.6658	684.0883
Story5	P5	ESPC XX Max	Bottom	21.3063	26.9462	49.651	22.5463	29.7938	54.8645	23.5003	32.5904	59.5417	23.8238	32.3273	59.0533
Story5	P8	ESPC XX Max	Bottom	28.5624	37.1408	69.1378	29.9253	38.9782	72.2941	30.2156	40.368	74.1067	29.963	40.7181	74.7979
Story5	P9	ESPC XX Max	Bottom	0.1384	222.1388	458.7251	0.1167	225.6965	461.5852	0.0733	227.0116	415.7023	0.086	231.1806	429.5337
Story5	P10	ESPC XX Max	Bottom	28.6211	37.1112	69.0795	29.9707	38.9506	72.24	30.2432	40.3527	74.0762	30.0155	40.7141	74.7886
Story5	P11	ESPC XX Max	Bottom	49.5256	10.7961	25.4389	52.8009	14.3487	36.5831	53.6287	19.5441	47.5778	53.5339	18.361	44.1408
Story5	P12	ESPC XX Max	Bottom	37.6742	27.1375	62.6243	46.3669	26.0072	57.5485	57.9785	24.9032	49.3841	55.8487	26.2524	49.8966
Story5	P13	ESPC XX Max	Bottom	38.5629	18.8693	36.9155	38.8096	20.7347	40.3338	35.325	23.0411	44.6236	34.906	23.9155	46.1854
Story5	P16	ESPC XX Max	Bottom	49.428	11.0212	25.9562	52.6969	14.5676	37.0111	53.5452	19.6699	47.7115	53.4721	18.5456	44.3822
Story5	P17	ESPC XX Max	Bottom	37.7155	26.5229	61.3621	46.414	25.4974	56.8125	58.0181	24.585	49.1156	55.9512	25.8426	49.5387
Story5	P18	ESPC XX Max	Bottom	38.6872	18.7388	36.6886	38.9209	20.625	40.1603	35.4198	22.9753	44.5403	35.0488	23.8292	46.0719
Story4	P1	ESPC XX Max	Bottom	23.1086	28.0668	54.3512	23.7464	31.2493	60.1945	23.895	34.5474	66.095	24.495	34.1587	65.5262
Story4	P3	ESPC XX Max	Bottom	0.4058	290.7156	1218.5902	0.3057	301.2864	1198.0355	0.1779	314.8013	1153.0175	0.2701	320.3437	1203.3036
Story4	P5	ESPC XX Max	Bottom	22.9566	28.1247	54.4643	23.6297	31.3006	60.2944	23.8361	34.5829	66.1642	24.4252	34.2254	65.6553
Story4	P8	ESPC XX Max	Bottom	28.8551	39.0539	76.3401	30.5626	41.1665	79.8179	30.9325	42.9657	82.5827	30.4788	43.2488	83.2434
Story4	P9	ESPC XX Max	Bottom	0.173	274.4425	742.5106	0.1465	279.2198	727.4227	0.0924	283.7887	700.497	0.1081	288.6504	718.9237
Story4	P10	ESPC XX Max	Bottom	28.9716	39.0154	76.2643	30.6588	41.1294	79.7452	30.9983	42.942	82.5356	30.5848	43.2349	83.2148
Story4	P11	ESPC XX Max	Bottom	69.0896	11.9693	26.4506	74.2098	16.2538	36.4695	76.8508	22.732	50.6638	76.481	20.5058	42.9075
Story4	P12	ESPC XX Max	Bottom	48.404	32.4115	98.3414	59.5284	31.0659	88.6526	74.4192	30.0419	79.6049	71.6843	31.0838	78.9879
Story4	P13	ESPC XX Max	Bottom	59.4354	20.5393	41.8152	59.5772	22.6045	45.4727	56.2558	25.2213	50.3039	55.7628	25.9879	51.5452
Story4	P16	ESPC XX Max	Bottom	69.0464	12.3414	26.8828	74.1492	16.6758	37.4616	76.7961	23.0709	51.461	76.4689	20.9409	43.9452
Story4	P17	ESPC XX Max	Bottom	48.4504	31.4511	95.5781	59.5816	30.198	86.4585	74.4637	29.3765	78.1421	71.8044	30.2803	77.243
Story4	P18	ESPC XX Max	Bottom	59.5519	20.3313	41.3759	59.6846	22.409	45.0772	56.3518	25.0641	50.0062	55.9152	25.7955	51.1771
Story3	P1	ESPC XX Max	Bottom	24.7915	27.8108	56.681	24.3609	31.5669	63.6438	23.1747	35.406	70.8751	24.9887	34.3243	68.6318
Story3	P3	ESPC XX Max	Bottom	0.6008	333.8469	1830.9497	0.4576	347.0212	1795.038	0.2747	362.1101	1780.0436	0.4081	369.1871	1849.4745
Story3	P5	ESPC XX Max	Bottom	24.4991	27.8755	56.8054	24.1234	31.6236	63.752	23.0287	35.4437	70.9458	24.811	34.3966	68.7698
Story3	P8	ESPC XX Max	Bottom	27.1117	38.6738	79.7245	28.9155	41.3948	84.2257	29.2344	43.6359	88.01	28.9321	43.5326	87.8474
Story3	P9	ESPC XX Max	Bottom	0.2053	323.1848	1094.4454	0.175	332.1654	1073.9901	0.111	339.0364	1060.9744	0.1295	344.7018	1085.4235
Story3	P10	ESPC XX Max	Bottom	27.304	38.635	79.6511	29.0788	41.3581	84.1567	29.3498	43.6157	87.9739	29.1076	43.525	87.8371
Story3	P11	ESPC XX Max	Bottom	89.2032	14.1335	36.8799	96.7512	20.3784	43.2767	102.1036	29.2678	65.3183	100.3153	25.0244	51.4908
Story3	P12	ESPC XX Max	Bottom	58.8256	35.5984	137.8049	72.4864	34.3321	124.0596	90.7969	33.4335	113.7869	87.3781	33.5635	109.9386
Story3	P13	ESPC XX Max	Bottom	82.3004	21.8263	47.481	82.5066	24.5414	52.4388	79.7932	27.7125	58.47	78.7545	27.9422	58.419
Story3	P16	ESPC XX Max													

VIGAS												
Story	Beam	ad Case/Con	Unique Name	Stación	V-CONV	M-CONV	V-NRUSA	M-NRUSA	V-ILICHEV	M-ILECHEV	V-ASCE	M-ASCE
Story9	B125	ESPC XX Max	292.0000	0.0000	2.6982	9.0690	3.2746	11.0062	2.7938	9.3902	3.0081	10.1105
Story9	B157	ESPC XX Max	281.0000	0.0000	2.9503	9.9176	3.4703	11.6657	3.0477	10.2456	3.3042	11.1077
Story9	B158	ESPC XX Max	325.0000	0.0000	0.8741	0.4406	1.6616	6.2433	0.7766	0.3754	0.8037	0.4189
Story9	B160	ESPC XX Max	3.0000	0.0000	0.8739	0.4348	1.6630	6.2539	0.7765	0.3863	0.8036	0.4285
Story8	B118	ESPC XX Max	171.0000	0.4250	4.5096	13.3933	5.1943	15.4198	5.9057	17.3704	5.4304	15.8567
Story8	B125	ESPC XX Max	293.0000	0.4250	3.3983	12.1175	3.9105	13.9449	4.2847	15.2796	4.9080	17.5211
Story8	B128	ESPC XX Max	253.0000	0.3000	1.5562	4.6346	1.1547	3.3786	1.9798	5.6008	1.8881	5.3389
Story8	B129	ESPC XX Max	301.0000	0.3000	1.5035	4.4790	1.1499	3.3528	2.0133	5.6966	1.9285	5.4531
Story8	B130	ESPC XX Max	84.0000	0.4250	2.5255	6.0649	2.8735	7.1693	3.2378	8.4378	3.3239	8.9836
Story8	B131	ESPC XX Max	108.0000	0.4250	2.5443	6.1618	2.8905	7.2596	3.2488	8.5029	3.3379	9.0618
Story8	B153	ESPC XX Max	184.0000	0.4250	5.4478	16.0740	6.0622	17.8822	6.6658	19.5270	6.2380	18.1421
Story8	B157	ESPC XX Max	282.0000	0.4250	4.0779	14.5137	4.5896	16.3357	4.9617	17.6611	5.6849	20.2518
Story8	B173	ESPC XX Max	2570.0000	0.5000	1.2300	6.1115	1.4187	6.8904	1.6260	7.7031	1.9920	8.9670
Story8	B174	ESPC XX Max	482.0000	0.5000	1.2136	6.0351	1.4038	6.8195	1.6155	7.6502	1.9766	8.8937
Story8	B175	ESPC XX Max	98.0000	0.4250	4.4152	12.0054	5.4912	14.9325	6.9669	18.9451	7.3854	20.0941
Story8	B177	ESPC XX Max	238.0000	0.4250	4.4806	12.1833	5.5502	15.0931	7.0110	19.0654	7.4417	20.2472
Story8	B21	ESPC XX Max	261.0000	0.4250	4.3178	12.8703	4.9768	14.8530	5.6859	17.1015	5.1959	15.7268
Story8	B22	ESPC XX Max	273.0000	0.4250	5.2318	15.6940	5.8192	17.4714	6.4146	19.3729	5.9786	18.1633
Story8	B27	ESPC XX Max	25.0000	0.4250	5.7254	17.5566	6.2863	19.2660	6.7813	20.7675	6.7711	20.7377
Story8	B28	ESPC XX Max	57.0000	0.4250	0.5920	2.2357	0.7164	2.6841	0.8504	3.1704	0.8106	3.0343
Story8	B29	ESPC XX Max	88.0000	0.4250	5.8486	17.7535	6.4189	19.4990	6.9199	21.0421	6.9171	21.0315
Story8	B30	ESPC XX Max	227.0000	0.3000	14.2836	31.8888	15.7843	35.2239	17.1517	38.2483	17.0722	38.0779
Story8	B33	ESPC XX Max	586.0000	0.3000	21.8472	47.6333	22.9000	49.9193	23.4650	51.1290	23.6552	51.5460
Story8	B34	ESPC XX Max	353.0000	0.3000	13.8425	32.3294	15.2949	35.7367	16.6162	38.8510	16.5543	38.6982
Story8	B37	ESPC XX Max	575.0000	0.4250	21.5158	48.3246	22.5525	50.6634	23.1148	51.9498	23.3117	52.3899
Story7	B118	ESPC XX Max	172.0000	0.4250	5.2466	15.4663	6.0481	17.8291	7.0021	20.6463	6.5551	19.1812
Story7	B125	ESPC XX Max	294.0000	0.4250	3.7274	13.2847	4.3056	15.3471	4.9465	17.6328	5.6414	20.1310
Story7	B128	ESPC XX Max	254.0000	0.3000	1.6853	5.0664	1.2555	3.6931	2.1246	5.9833	2.0273	5.7126
Story7	B129	ESPC XX Max	302.0000	0.3000	1.6288	4.8979	1.2496	3.6595	2.1599	6.0848	2.0697	5.8323
Story7	B130	ESPC XX Max	96.0000	0.4250	2.7930	6.4719	3.1666	7.6291	3.5616	8.9706	3.6475	9.5296
Story7	B131	ESPC XX Max	110.0000	0.4250	2.8194	6.5893	3.1920	7.7419	3.5818	9.0600	3.6721	9.6353
Story7	B153	ESPC XX Max	185.0000	0.4250	6.5128	18.8416	7.2587	21.0059	8.1029	23.4635	7.6799	22.1430
Story7	B157	ESPC XX Max	283.0000	0.4250	4.5526	16.2007	5.1415	18.2974	5.7609	20.5021	6.5664	23.3867
Story7	B173	ESPC XX Max	2206.0000	0.5000	1.3017	6.4809	1.5000	7.2874	1.7266	8.1708	2.1072	9.4931
Story7	B174	ESPC XX Max	352.0000	0.5000	1.2865	6.4169	1.4868	7.2314	1.7185	8.1364	2.0941	9.4381
Story7	B175	ESPC XX Max	109.0000	0.4250	4.6527	12.7265	5.7981	15.8395	7.3744	20.1174	7.8264	21.3502
Story7	B177	ESPC XX Max	239.0000	0.4250	4.7244	12.9203	5.8629	16.0146	7.4229	20.2484	7.8880	21.5168
Story7	B21	ESPC XX Max	262.0000	0.4250	5.2017	15.8920	5.9943	18.3047	6.9388	21.1720	6.4281	19.6826
Story7	B22	ESPC XX Max	274.0000	0.4250	6.3055	19.2860	7.0224	21.4716	7.8336	23.9353	7.3915	22.6516
Story7	B27	ESPC XX Max	26.0000	0.4250	6.9323	21.4264	7.6091	23.5113	8.2113	25.3585	8.2097	25.3642
Story7	B28	ESPC XX Max	60.0000	0.4250	0.4585	1.3240	0.4430	1.2836	0.3421	0.9503	0.3920	1.0892
Story7	B29	ESPC XX Max	89.0000	0.4250	7.0916	21.3206	7.7799	23.4011	8.3901	25.2557	8.3952	25.2592
Story7	B30	ESPC XX Max	228.0000	0.3000	16.7350	37.6097	18.4850	41.5244	20.0940	45.1109	20.0048	44.9194
Story7	B33	ESPC XX Max	587.0000	0.3000	25.3167	55.6358	26.5659	58.3695	27.2844	59.9237	27.5020	60.4029
Story7	B34	ESPC XX Max	363.0000	0.3000	16.1893	37.5198	17.8805	41.4579	19.4330	45.0856	19.3641	44.9180
Story7	B37	ESPC XX Max	576.0000	0.4250	24.8952	55.4121	26.1235	58.1584	26.8364	59.7712	27.0615	60.2734
Story6	B118	ESPC XX Max	174.0000	0.4250	5.9074	17.4648	6.7467	19.9372	7.7396	22.8665	7.2840	21.3633
Story6	B125	ESPC XX Max	295.0000	0.4250	4.2577	15.1751	4.8564	17.3108	5.5220	19.6843	6.2198	22.1930
Story6	B128	ESPC XX Max	255.0000	0.3000	1.7923	5.3936	1.3148	3.8911	2.0897	5.8736	2.0031	5.6396
Story6	B129	ESPC XX Max	303.0000	0.3000	1.7328	5.2165	1.3014	3.8354	2.1254	5.9753	2.0447	5.7556
Story6	B130	ESPC XX Max	97.0000	0.4250	2.7877	6.3363	3.1747	7.5189	3.5839	8.8861	3.6716	9.4524
Story6	B131	ESPC XX Max	118.0000	0.4250	2.8106	6.4399	3.1960	7.6157	3.5992	8.9562	3.6908	9.5377
Story6	B153	ESPC XX Max	186.0000	0.4250	7.2059	20.9287	7.9895	23.2000	8.8759	25.7726	8.4474	24.4180
Story6	B157	ESPC XX Max	284.0000	0.4250	5.0867	18.0999	5.6972	20.2734	6.3399	22.5611	7.1513	25.4668
Story6	B173	ESPC XX Max	1842.0000	0.5000	1.3320	6.6549	1.5321	7.4796	1.7592	8.3773	2.1522	9.7365
Story6	B174	ESPC XX Max	349.0000	0.5000	1.3153	6.5841	1.5172	7.4165	1.7496	8.3363	2.1375	9.6744
Story6	B175	ESPC XX Max	126.0000	0.4250	4.7191	12.9135	5.8722	16.0489	7.4612	20.3629	7.9193	21.6136
Story6	B177	ESPC XX Max	240.0000	0.4250	4.7936	13.1149	5.9398	16.2315	7.5117	20.4994	7.9836	21.7871
Story6	B21	ESPC XX Max	263.0000	0.4250	5.8250	17.7190	6.6539	20.2430	7.6380	23.2380	7.1227	21.7516
Story6	B22	ESPC XX Max	275.0000	0.4250	6.9597	21.2055	7.7127	23.5035	8.5654	26.1030	8.1200	24.8271
Story6	B27	ESPC XX Max	27.0000	0.4250	7.3352	22.7131	8.0559	24.9289	8.7155	26.9536	8.6987	26.8981
Story6	B28	ESPC XX Max	70.0000	0.4250	0.6686	1.9803	0.6550	1.9151	0.5794	1.6256	0.6424	1.8356
Story6	B29	ESPC XX Max	91.0000	0.4250	7.5046	22.5129	8.2389	24.7363	8.9086	26.7695	8.9006	26.7479
Story6	B30	ESPC XX Max	229.0000	0.3000	18.2820	41.2526	20.1845	45.5207	21.9817	49.5419	21.8883	49.3429
Story6	B33	ESPC XX Max	588.0000	0.3000	27.4490	60.4898	28.8603	63.5890	29.7882	65.6143	30.0288	66.1459
Story6	B34	ESPC XX Max	364.0000	0.3000	17.6804	40.8098	19.5189	45.0783	21.2532	49.1153	21.1795	48.9328
Story6	B37	ESPC XX Max	577.0000	0.4250	26.9919	59.9100	28.3796	63.0019	29.2985	65.0628	29.5458	65.6100
Story5	B118	ESPC XX Max	175.0000	0.4250	6.3979	18.8867	7.2932	21.5229	8.3752	24.7161	7.8984	23.1476
Story5	B125	ESPC XX Max	290.0000	0.4250	4.5977	16.3863	5.2322	18.6491	5.9556	21.2286	6.6790	23.8294
Story5	B128	ESPC XX Max	256.0000	0.3000	1.8763	5.6706	1.3669	4.0720	2.0726	5.7964	1.9961	5.6022
Story5	B129	ESPC XX Max	304.0000	0.3000	1.8144	5.4862	1.3474	3.9969	2.1085	5.8981	2.0369	5.7138
Story5	B130	ESPC XX Max	99.0000	0.4250	2.8603	6.3048	3.2657	7.5267	3.6984	8.9401	3.7837	9.5104
Story5	B131	ESPC XX Max	121.0000	0.4250	2.8804	6.3969	3.2840	7.6108	3.7101	8.9952	3.7994	9.5805
Story5	B153	ESPC XX Max	187.0000	0.4250	7.7642	22.5255	8.6070	24.9681	9.5883	27.8185	9.1397	26.4058
Story5	B157	ESPC XX Max	279.0000	0.4250	5.4380	19.3487	6.0875	21.6607	6.7907	24.1637	7.6335	27.1816
Story5	B173	ESPC XX Max	1478.0000	0.5000	1.3395	6.7785	1.5484	7.6461	1.7861	8.5962	2.1843	9.9831
Story5	B174	ESPC XX Max	224.0000	0.5000	1.3215	6.7028	1.5321	7.5773	1.7750	8.5497	2.1678	9.9143
Story5	B175	ESPC XX Max	139.0000	0.4250	4.7290	12.9526	5.9094	16.1640	7.5380	20.5876	8.0062	21.8655

VIGAS												
Story	Beam	ad Case/Con	Unique Name	Stación	V-CONV	M-CONV	V-NRUSA	M-NRUSA	V-ILICHEV	M-ILECHEV	V-ASCE	M-ASCE
Story5	B177	ESPC XX Max	235.0000	0.4250	4.8062	13.1608	5.9798	16.3540	7.5909	20.7303	8.0735	22.0470
Story5	B21	ESPC XX Max	264.0000	0.4250	6.3027	19.1936	7.1867	21.8866	8.2586	25.1480	7.7178	23.5830
Story5	B22	ESPC XX Max	276.0000	0.4250	7.5012	22.8811	8.3115	25.3539	9.2554	28.2294	8.7883	26.8862
Story5	B27	ESPC XX Max	30.0000	0.4250	7.8120	24.2842	8.5926	26.6959	9.3366	28.9911	9.3306	28.9973
Story5	B28	ESPC XX Max	72.0000	0.4250	0.9768	2.9908	0.9560	2.8891	0.9151	2.7166	0.9742	2.9169
Story5	B29	ESPC XX Max	92.0000	0.4250	7.9941	23.8771	8.7884	26.2697	9.5437	28.5500	9.5430	28.5215
Story5	B30	ESPC XX Max	230.0000	0.3000	19.4836	44.0865	21.5356	48.6923	23.5478	53.2067	23.4325	52.9601
Story5	B33	ESPC XX Max	589.0000	0.3000	29.2303	64.5230	30.8198	68.0153	32.0099	70.6242	32.2496	71.1574
Story5	B34	ESPC XX Max	374.0000	0.3000	18.8364	43.3520	20.8197	47.9546	22.7616	52.4632	22.6677	52.2341
Story5	B37	ESPC XX Max	578.0000	0.4250	28.7420	63.6836	30.3046	67.1632	31.4814	69.7903	31.7288	70.3366
Story4	B118	ESPC XX Max	177.0000	0.4250	6.6817	19.7190	7.6321	22.5192	8.7948	25.9516	8.2858	24.2801
Story4	B125	ESPC XX Max	296.0000	0.4250	4.8049	17.1240	5.4765	19.5192	6.2517	22.2834	7.0021	24.9814
Story4	B128	ESPC XX Max	258.0000	0.3000	1.9045	5.7628	1.3844	4.1398	2.0504	5.7236	1.9831	5.5643
Story4	B129	ESPC XX Max	305.0000	0.3000	1.8418	5.5758	1.3610	4.0528	2.0865	5.8253	2.0232	5.6725
Story4	B130	ESPC XX Max	100.0000	0.4250	2.7692	5.9724	3.2009	7.2488	3.6586	8.7107	3.7334	9.2773
Story4	B131	ESPC XX Max	124.0000	0.4250	2.7890	6.0584	3.2190	7.3274	3.6703	8.7602	3.7493	9.3427
Story4	B153	ESPC XX Max	188.0000	0.4250	8.0520	23.3702	8.9612	26.0070	10.0365	29.1312	9.5554	27.6183
Story4	B157	ESPC XX Max	285.0000	0.4250	5.6253	20.0143	6.3173	22.4776	7.0769	25.1809	7.9523	28.3162
Story4	B173	ESPC XX Max	1114.0000	0.5000	1.3270	6.7336	1.5448	7.6503	1.7916	8.6522	2.2161	10.1171
Story4	B174	ESPC XX Max	138.0000	0.5000	1.3076	6.6526	1.5267	7.5746	1.7784	8.5975	2.1972	10.0391
Story4	B175	ESPC XX Max	140.0000	0.4250	4.5939	12.5934	5.8149	15.9168	7.4973	20.4886	7.9731	21.7882
Story4	B177	ESPC XX Max	241.0000	0.4250	4.6720	12.8038	5.8871	16.1113	7.5524	20.6368	8.0432	21.9768
Story4	B21	ESPC XX Max	265.0000	0.4250	6.5690	20.0002	7.5055	22.8513	8.6556	26.3500	8.0795	24.6805
Story4	B22	ESPC XX Max	277.0000	0.4250	7.7748	23.7076	8.6484	26.3723	9.6824	29.5219	9.1826	28.0829
Story4	B27	ESPC XX Max	31.0000	0.4250	7.9442	24.7597	8.7927	27.3717	9.6174	29.9183	9.5577	29.7123
Story4	B28	ESPC XX Max	73.0000	0.4250	1.1834	3.6836	1.1811	3.6394	1.1662	3.5521	1.2501	3.8374
Story4	B29	ESPC XX Max	93.0000	0.4250	8.1271	24.2009	8.9927	26.8172	9.8310	29.3444	9.7825	29.2187
Story4	B30	ESPC XX Max	231.0000	0.3000	20.1010	45.5917	22.3004	50.5322	24.5143	55.5078	24.3676	55.1973
Story4	B33	ESPC XX Max	590.0000	0.3000	30.0967	66.5406	31.9122	70.5314	33.3855	73.7699	33.6040	74.2565
Story4	B34	ESPC XX Max	375.0000	0.3000	19.4288	44.6069	21.5544	49.5352	23.6912	54.4869	23.5661	54.1764
Story4	B37	ESPC XX Max	579.0000	0.4250	29.5930	65.4614	31.3778	69.4341	32.8332	72.6743	33.0592	73.1699
Story3	B118	ESPC XX Max	168.0000	0.4250	6.6906	19.7504	7.7052	22.7426	8.9401	26.3913	8.3886	24.5787
Story3	B125	ESPC XX Max	297.0000	0.4250	4.8082	17.1364	5.5225	19.6841	6.3421	22.6065	7.1183	25.3978
Story3	B128	ESPC XX Max	259.0000	0.3000	1.8308	5.5605	1.3390	4.0147	2.0330	5.6571	1.9710	5.5157
Story3	B129	ESPC XX Max	306.0000	0.3000	1.7705	5.3807	1.3163	3.9285	2.0689	5.7574	2.0107	5.6219
Story3	B130	ESPC XX Max	101.0000	0.4250	2.6193	5.4881	3.0729	6.8147	3.5517	8.3196	3.6358	8.9134
Story3	B131	ESPC XX Max	128.0000	0.4250	2.6236	5.5220	3.0739	6.8363	3.5446	8.3069	3.6316	8.9119
Story3	B153	ESPC XX Max	181.0000	0.4250	8.0139	23.2567	9.0095	26.1455	10.1766	29.5387	9.6511	27.8829
Story3	B157	ESPC XX Max	286.0000	0.4250	5.5761	19.8379	6.3206	22.4880	7.1318	25.3746	8.0408	28.6302
Story3	B173	ESPC XX Max	750.0000	0.5000	1.2350	6.3383	1.4663	7.3226	1.7256	8.3865	2.1568	9.8866
Story3	B174	ESPC XX Max	123.0000	0.5000	1.2151	6.2548	1.4473	7.2422	1.7111	8.3248	2.1364	9.8010
Story3	B175	ESPC XX Max	141.0000	0.4250	4.2678	11.7139	5.5451	15.1940	7.2956	19.9541	7.7815	21.2805
Story3	B177	ESPC XX Max	242.0000	0.4250	4.3430	11.9162	5.6156	15.3839	7.3504	20.1015	7.8513	21.4683
Story3	B21	ESPC XX Max	266.0000	0.4250	6.5745	20.0228	7.5753	23.0705	8.7974	26.7883	8.1775	25.0011
Story3	B22	ESPC XX Max	278.0000	0.4250	7.7367	23.5959	8.6943	26.5152	9.8173	29.9341	9.2730	28.3720
Story3	B27	ESPC XX Max	19.0000	0.4250	7.7851	24.3036	8.6893	27.1028	9.5778	29.8484	9.5553	29.8495
Story3	B28	ESPC XX Max	41.0000	0.4250	1.4204	4.4906	1.4043	4.3990	1.3982	4.3388	1.4553	4.5341
Story3	B29	ESPC XX Max	86.0000	0.4250	7.9705	23.6869	8.8906	26.4527	9.7940	29.1730	9.7716	29.0333
Story3	B30	ESPC XX Max	232.0000	0.3000	19.8054	45.0355	22.1649	50.3300	24.5271	55.6393	24.3303	55.2160
Story3	B33	ESPC XX Max	591.0000	0.3000	29.5289	65.3877	31.6327	70.0143	33.3711	73.8393	33.5291	74.1985
Story3	B34	ESPC XX Max	384.0000	0.3000	19.1369	43.8183	21.4179	49.1134	23.6984	54.3977	23.5265	53.9821
Story3	B37	ESPC XX Max	581.0000	0.4250	29.0332	64.1159	31.1011	68.7160	32.8169	72.5312	32.9853	72.8973
Story2	B118	ESPC XX Max	178.0000	0.4250	6.2381	18.4320	7.3330	21.6640	8.6237	25.4808	8.0014	23.4706
Story2	B125	ESPC XX Max	298.0000	0.4250	4.4674	15.9256	5.2349	18.6633	6.0835	21.6899	6.9141	24.6751
Story2	B128	ESPC XX Max	269.0000	0.3000	1.6362	4.9894	1.2161	3.6439	2.0135	5.5891	1.9518	5.4561
Story2	B129	ESPC XX Max	307.0000	0.3000	1.5835	4.8314	1.1999	3.5755	2.0471	5.6837	1.9897	5.5591
Story2	B130	ESPC XX Max	102.0000	0.4250	2.2454	4.5212	2.7350	5.9156	3.2358	7.4563	3.2644	7.9812
Story2	B131	ESPC XX Max	130.0000	0.4250	2.2859	4.6530	2.7778	6.0520	3.2768	7.5779	3.3126	8.1259
Story2	B153	ESPC XX Max	189.0000	0.4250	7.3981	21.4542	8.5067	24.6654	9.7626	28.3097	9.1573	26.4467
Story2	B157	ESPC XX Max	287.0000	0.4250	5.1199	18.2143	5.9257	21.0824	6.7736	24.0992	7.7386	27.5560
Story2	B173	ESPC XX Max	346.0000	0.5000	1.0623	5.4853	1.3050	6.5312	1.5718	7.6386	2.0396	9.2343
Story2	B174	ESPC XX Max	40.0000	0.5000	1.0549	5.4733	1.2993	6.5286	1.5714	7.6609	2.0349	9.2423
Story2	B175	ESPC XX Max	142.0000	0.4250	3.7043	10.1735	5.0527	13.8494	6.8854	18.8337	7.3901	20.2083
Story2	B177	ESPC XX Max	243.0000	0.4250	3.7718	10.3537	5.1175	14.0225	6.9374	18.9720	7.4560	20.3842
Story2	B21	ESPC XX Max	267.0000	0.4250	6.1139	18.6629	7.1904	21.9486	8.4646	25.8349	7.7652	23.7613
Story2	B22	ESPC XX Max	383.0000	0.4250	7.1374	21.7828	8.2042	25.0413	9.4135	28.7299	8.7842	26.8800
Story2	B27	ESPC XX Max	33.0000	0.4250	7.1233	22.3714	8.1417	25.4961	9.0938	28.4357	8.9094	27.7773
Story2	B28	ESPC XX Max	82.0000	0.4250	1.4700	4.6889	1.5232	4.8270	1.5351	4.8257	1.6636	5.2652
Story2	B29	ESPC XX Max	216.0000	0.4250	7.2833	21.5036	8.3254	24.6608	9.2949	27.5814	9.1289	27.1694
Story2	B30	ESPC XX Max	234.0000	0.3000	18.4555	42.1214	20.9387	47.7046	23.3681	53.1656	23.1466	52.7129
Story2	B33	ESPC XX Max	592.0000	0.3000	27.1345	60.2821	29.5654	65.6368	31.5335	69.9724	31.6228	70.1864
Story2	B34	ESPC XX Max	397.0000	0.3000	17.8255	40.6553	20.2256	46.2142	22.5714	51.6482	22.3738	51.1428
Story2	B37	ESPC XX Max	582.0000	0.4250	26.6729	58.6997	29.0619	64.0050	31.0028	68.3154	31.1027	68.5181
Story1	B118	ESPC XX Max	179.0000	0.4250	5.3496	15.7957	6.4059	18.9063	7.6768	22.6652	7.0703	20.5274
Story1	B125	ESPC XX Max	299.0000	0.4250	3.8138	13.5892	4.5515	16.2196	5.3813	19.1776	6.1833	22.0632
Story1	B128	ESPC XX Max	251.0000	0.3000	1.2243	3.7797	0.9815	2.8984	1.9836	5.4584	1.9356	5.3549
Story1	B129	ESPC XX Max	280.0000	0.3000	1.1855	3.6624	0.9803	2.8714	2.0140	5.5444	1.9721	5.4554
Story1	B130	ESPC XX Max	13.0000	0.4250	1.7065	3.1808	2.2404	4.6951	2.7694	6.3068	2.8582	6.9318

VIGAS												
Story	Beam	ad Case/Con	Unique Name	Stación	V-CONV	M-CONV	V-NRUSA	M-NRUSA	V-ILICHEV	M-ILECHEV	V-ASCE	M-ASCE
Story1	B131	ESPC XX Max	104.0000	0.4250	1.7046	3.1898	2.2378	4.7015	2.7618	6.2921	2.8539	6.9296
Story1	B153	ESPC XX Max	190.0000	0.4250	6.2605	18.1253	7.3725	21.3591	8.6394	25.0534	8.0584	23.0934
Story1	B157	ESPC XX Max	288.0000	0.4250	4.3025	15.3037	5.1037	18.1554	5.9469	21.1555	6.9028	24.5800
Story1	B173	ESPC XX Max	37.0000	0.5000	0.7678	4.0315	1.0215	5.1513	1.2964	6.3053	1.7800	7.9804
Story1	B174	ESPC XX Max	38.0000	0.5000	0.7526	3.9658	1.0063	5.0851	1.2839	6.2507	1.7632	7.9091
Story1	B175	ESPC XX Max	43.0000	0.4250	2.6166	7.3355	4.0080	11.1709	5.8952	16.3397	6.4960	17.9562
Story1	B177	ESPC XX Max	244.0000	0.4250	2.6654	7.4684	4.0572	11.3058	5.9370	16.4550	6.5515	18.1076
Story1	B21	ESPC XX Max	257.0000	0.4250	5.2832	16.1198	6.3249	19.2943	7.5837	23.1204	6.9212	21.3517
Story1	B22	ESPC XX Max	271.0000	0.4250	6.0487	18.4958	7.1193	21.7531	8.3397	25.4579	7.7567	23.9192
Story1	B27	ESPC XX Max	34.0000	0.4250	5.8316	18.4209	6.8862	21.6999	7.8757	24.7485	7.8589	24.9341
Story1	B28	ESPC XX Max	83.0000	0.4250	1.4805	4.7769	1.4499	4.6334	1.4570	4.6153	1.4837	4.7111
Story1	B29	ESPC XX Max	260.0000	0.4250	5.9640	17.4919	7.0355	20.6996	8.0438	23.7441	8.0085	23.3991
Story1	B30	ESPC XX Max	20.0000	0.3000	15.1109	34.7954	17.7536	40.7082	20.1773	46.1363	19.8976	45.5621
Story1	B33	ESPC XX Max	584.0000	0.3000	21.6472	48.4893	24.4768	54.7168	26.6595	59.5188	26.6412	59.5298
Story1	B34	ESPC XX Max	350.0000	0.3000	14.5782	32.9245	17.1334	38.8707	19.4742	44.3120	19.2240	43.6825
Story1	B37	ESPC XX Max	573.0000	0.4250	21.2637	46.3772	24.0425	52.5506	26.1920	57.3277	26.1908	57.2797
Sotano	B118	ESPC XX Max	180.0000	0.4250	2.9974	8.6682	4.5875	13.2851	6.1190	17.7144	5.1279	15.1305
Sotano	B125	ESPC XX Max	300.0000	0.4250	2.0763	7.3999	3.1813	11.3391	4.1485	14.7860	5.3564	19.1275
Sotano	B128	ESPC XX Max	270.0000	0.3000	0.5943	1.7050	0.6761	1.9932	1.7159	4.9582	1.6834	4.8866
Sotano	B129	ESPC XX Max	308.0000	0.3000	0.5761	1.6536	0.6861	2.0209	1.7373	5.0207	1.7120	4.9691
Sotano	B130	ESPC XX Max	103.0000	0.4250	1.2156	3.0698	1.7777	4.6355	2.3083	6.2497	2.2470	6.7801
Sotano	B131	ESPC XX Max	131.0000	0.4250	1.2110	3.0650	1.7726	4.6321	2.3001	6.2354	2.2400	6.7718
Sotano	B153	ESPC XX Max	191.0000	0.4250	3.1956	9.3613	4.8050	14.0632	6.3261	18.4991	5.4154	16.1184
Sotano	B157	ESPC XX Max	289.0000	0.4250	2.4424	8.0743	3.6613	12.1042	4.7130	15.5756	6.1361	20.4080
Sotano	B173	ESPC XX Max	120.0000	0.5000	0.3063	1.8251	0.5642	3.0361	0.8353	4.2670	1.3519	5.9577
Sotano	B174	ESPC XX Max	483.0000	0.5000	0.2982	1.7837	0.5532	2.9812	0.8232	4.2071	1.3338	5.8738
Sotano	B175	ESPC XX Max	143.0000	0.4250	1.6648	4.2117	2.9333	7.7060	4.7191	12.5924	5.4943	14.6361
Sotano	B177	ESPC XX Max	245.0000	0.4250	1.7187	4.3323	2.9967	7.8483	4.7882	12.7457	5.5685	14.8102
Sotano	B21	ESPC XX Max	268.0000	0.4250	2.8943	8.8328	4.4294	13.4985	5.9186	18.0476	4.7837	14.1824
Sotano	B22	ESPC XX Max	419.0000	0.4250	3.1676	9.6685	4.7637	14.5527	6.2778	19.1974	5.2340	15.6393
Sotano	B27	ESPC XX Max	35.0000	0.4250	3.2523	10.1608	4.2752	13.2078	5.0868	15.6482	4.6384	13.9387
Sotano	B28	ESPC XX Max	85.0000	0.4250	1.0208	3.3236	1.0135	3.2578	0.9205	2.9202	1.2256	3.9507
Sotano	B29	ESPC XX Max	272.0000	0.4250	3.3319	9.8686	4.3857	13.1510	5.2148	15.7164	4.8123	14.8248
Sotano	B33	ESPC XX Max	54.0000	0.3000	21.6027	16.2972	26.9432	20.4635	32.0702	23.8954	27.1241	22.4922
Sotano	B37	ESPC XX Max	354.0000	0.4250	40.8479	24.5270	44.6190	28.4036	46.6424	30.7312	51.0517	33.2133

PLACAS															
Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P-CONV	V-CONV	M-CONV	P-NRUSA	V-NRUSA	M-NRUSA	P-ILICHEV	V-ILICHEV	M-ILECHEV	P-ASCE	V-ASCE	M-ASCE
Sotano	P8	ESPC XX Max	Bottom	160.2206	154.4693	132.0035	184.6919	212.1075	70.7173	175.0904	255.3557	15.6031	301.8784	259.6555	31.4216
Sotano	P9	ESPC XX Max	Bottom	0.2066	118.0035	1104.6409	0.2328	68.2273	888.3534	0.1755	59.4159	694.1198	0.271	73.752	644.0361
Sotano	P10	ESPC XX Max	Bottom	160.4626	154.5498	131.9906	185.0375	211.9957	70.6004	174.8157	255.2662	15.3135	300.8998	260.3381	30.1374
Sotano	P11	ESPC XX Max	Bottom	185.1793	29.3298	114.5604	208.9207	19.9354	59.7294	231.5111	25.8156	52.1658	153.9704	19.1389	123.8286
Sotano	P12	ESPC XX Max	Bottom	79.9748	20.8081	132.2822	106.7243	24.4462	93.989	141.8757	23.0242	69.4854	118.5054	34.5747	14.7367
Sotano	P13	ESPC XX Max	Bottom	177.2501	5.4955	5.5718	188.0279	6.1473	17.682	194.9533	15.1128	41.0965	109.4505	8.1484	64.236
Sotano	P16	ESPC XX Max	Bottom	185.461	28.8268	112.8447	209.1727	19.5563	58.5325	231.6752	25.5567	52.7525	154.6683	18.9226	123.8491
Sotano	P17	ESPC XX Max	Bottom	80.0235	20.2112	128.4859	106.7907	23.8053	91.5435	141.9334	22.5281	68.3855	118.7097	33.9502	14.397
Sotano	P18	ESPC XX Max	Bottom	177.7755	5.5574	5.7906	187.9278	6.0913	15.9684	196.6085	14.9424	39.817	113.0496	8.2884	63.6166

COLUMNS															
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	P-CONV	V-CONV	M-CONV	P-NRUSA	V-NRUSA	M-NRUSA	P-ILICHEV	V-ILICHEV	M-ILECHEV	P-ASCE	V-ASCE	M-ASCE
Story5	C13	524	ESPC XX Max	4.3380	0.1997	0.3163	4.7958	0.2201	0.3450	5.1676	0.2399	0.3715	5.1344	0.2408	0.3751
Story5	C22	637	ESPC XX Max	0.0095	0.9611	1.5118	0.0081	0.9740	1.5236	0.0051	0.9804	1.5152	0.0059	0.9993	1.5470
Story5	C23	647	ESPC XX Max	0.0144	1.0221	1.6169	0.0103	1.0549	1.6625	0.0053	1.0920	1.7083	0.0072	1.1136	1.7453
Story4	C61	136	ESPC XX Max	23.5981	5.4381	8.6943	25.5107	6.0466	9.5818	26.6895	6.6507	10.4476	26.3051	6.5117	9.9395
Story4	C66	193	ESPC XX Max	19.9873	6.1478	9.8921	21.7691	6.9545	11.0722	24.4682	7.9241	12.4786	23.2892	7.4382	11.7080
Story4	C70	162	ESPC XX Max	9.6470	11.1810	17.8928	10.2770	12.7612	20.2956	10.9453	14.6432	23.1488	17.1112	14.9330	23.6525
Story4	C71	211	ESPC XX Max	7.2507	11.1933	17.9145	7.7140	12.7737	20.3178	8.1355	14.6550	23.1700	14.1486	14.9541	23.6865
Story4	C87	204	ESPC XX Max	8.1346	6.5171	10.4953	12.0581	7.3188	11.6568	16.6632	8.2701	13.0269	16.1511	7.8129	12.3052
Story4	C88	125	ESPC XX Max	1.8612	13.1231	21.0110	2.7403	14.6785	23.3547	3.1803	16.4538	26.0206	10.1116	16.9334	26.8203
Story4	C89	149	ESPC XX Max	2.0920	13.1307	21.0230	3.1277	14.6855	23.3658	3.7628	16.4594	26.0296	10.7949	16.9319	26.8181
Story4	C97	1108	ESPC XX Max	13.3885	0.9565	1.5573	13.5215	1.0152	1.6258	12.7942	1.0649	1.6816	12.7779	1.0680	1.6924
Story4	C98	379	ESPC XX Max	13.3465	0.9574	1.5588	13.4913	1.0161	1.6272	12.7749	1.0654	1.6825	12.7442	1.0683	1.6929
Story4	C99	15	ESPC XX Max	60.7974	13.6000	22.1583	61.4192	14.1285	22.8442	50.2629	14.5864	23.4359	52.7261	14.7626	23.7458
Story4	C100	61	ESPC XX Max	60.8384	13.5971	22.1536	61.4472	14.1253	22.8392	50.2746	14.5848	23.4335	52.7269	14.7642	23.7483
Story4	C4	370	ESPC XX Max	5.2683	0.2183	0.3378	6.0626	0.2416	0.3746	6.7084	0.2647	0.4093	6.4364	0.2577	0.3928
Story4	C7	394	ESPC XX Max	20.1904	6.1133	9.8230	21.9019	6.9156	10.9939	24.5369	7.8808	12.3900	23.3483	7.3803	11.5919
Story4	C8	406	ESPC XX Max	7.9083	6.5221	10.5031	11.8777	7.3240	11.6649	16.5598	8.2754	13.0340	16.0122	7.8118	12.3018
Story4	C10	477	ESPC XX Max	14.1183	2.2876	3.6885	14.2428	2.4368	3.9103	12.1630	2.6006	4.1586	12.9095	2.6207	4.1932
Story4	C11	490	ESPC XX Max	14.0961	2.2888	3.6906	14.2329	2.4380	3.9122	12.1604	2.6014	4.1599	12.8982	2.6225	4.1962
Story4	C12	505	ESPC XX Max	9.6628	0.8047	1.2864	9.8132	0.8967	1.4194	9.2339	0.9819	1.5518	9.6888	0.9808	1.5502
Story4	C13	525	ESPC XX Max	5.2948	0.2185	0.3382	6.0776	0.2417	0.3750	6.7108	0.2648	0.4097	6.4465	0.2580	0.3936
Story4	C22	638	ESPC XX Max	0.0118	1.1855	1.9536	0.0101	1.2065	1.9695	0.0064	1.2253	1.9869	0.0074	1.2471	2.0248
Story4	C23	648	ESPC XX Max	0.0270	1.2439	2.0230	0.0195	1.2833	2.0759	0.0109	1.3352	2.1511	0.0147	1.3614	2.1973
Story3	C61	226	ESPC XX Max	30.6771	5.1165	8.7923	33.5953	5.7830	9.7611	35.9141	6.4326	10.7230	34.9848	6.4556	11.3571
Story3	C66	194	ESPC XX Max	28.9131	6.1072	10.6832	30.6848	6.9430	11.8815	34.0223	7.9532	13.3936	32.3723	7.5610	12.9310
Story3	C70	163	ESPC XX Max	11.9421	11.1999	18.9648	12.6873	12.8813	21.4977	13.5349	14.8780	24.5882	21.2438	15.0944	24.9162
Story3	C71	212	ESPC XX Max	9.1710	11.2085	18.9733	9.6878	12.8890	21.5039	10.2438	14.8833	24.5890	17.7995	15.1141	24.9456
Story3	C87	205	ESPC XX Max	7.9836	6.4416	11.4011	12.3587	7.2715	12.5497	18.1779	8.2554	13.9792	17.6064	7.8796	13.5276
Story3	C88	127	ESPC XX Max	2.0566	13.0423	22.0639	2.5899	14.7414	24.6096	2.9989	16.6602	27.5550	11.5082	17.0866	28.2336
Story3	C89	150	ESPC XX Max	2.0708	13.0457	22.0667	2.7552	14.7440	24.6107	3.3414	16.6609	27.5527	11.9496	17.0789	28.2172
Story3	C97	744	ESPC XX Max	17.6385	0.9149	1.6490	17.7902	0.9932	1.7437	17.1635	1.0532	1.8222	17.1393	1.0470	1.8123
Story3	C98	380	ESPC XX Max	17.5606	0.9160	1.6507	17.7272	0.9942	1.7452	17.1186	1.0538	1.8231	17.0696	1.0473	1.8127
Story3	C99	21	ESPC XX Max	120.7676	14.5198	24.7115	115.0160	15.2490	25.6813	106.8035	15.8188	26.4856	110.4137	15.9895	26.7996
Story3	C100	62	ESPC XX Max	120.8273	14.5179	24.7090	115.0712	15.2465	25.6779	106.8342	15.8178	26.4844	110.4251	15.9919	26.8041
Story3	C4	371	ESPC XX Max	6.2157	0.1952	0.3416	7.5080	0.2213	0.3765	8.7230	0.2462	0.4125	8.0944	0.2485	0.4314
Story3	C7	395	ESPC XX Max	29.3184	6.0526	10.6065	30.9877	6.8809	11.7949	34.2022	7.8827	13.2949	32.5566	7.4789	12.8227
Story3	C8	408	ESPC XX Max	7.6551	6.4758	11.4760	12.0419	7.3100	12.6346	17.9855	8.2990	14.8758	17.3562	7.9234	13.6296
Story3	C10	478	ESPC XX Max	25.6623	2.4378	4.0152	24.8869	2.6092	4.2785	23.6063	2.7855	4.5544	24.7639	2.8100	4.6034
Story3	C11	491	ESPC XX Max	25.6003	2.4391	4.0173	24.8386	2.6104	4.2804	23.5748	2.7863	4.5556	24.7125	2.8119	4.6064
Story3	C12	506	ESPC XX Max	13.4724	0.7707	1.3392	13.2737	0.8801	1.5026	12.5107	0.9864	1.6671	13.0961	0.9598	1.6096
Story3	C13	526	ESPC XX Max	6.2950	0.1955	0.3419	7.5701	0.2216	0.3767	8.7600	0.2464	0.4126	8.1519	0.2489	0.4317
Story3	C22	639	ESPC XX Max	0.0140	1.4033	2.4251	0.0120	1.4452	2.4664	0.0076	1.4723	2.4997	0.0089	1.4981	2.5459
Story3	C23	649	ESPC XX Max	0.0427	1.4444	2.4240	0.0311	1.4955	2.4894	0.0177	1.5522	2.5753	0.0233	1.5859	2.6338
Story2	C61	237	ESPC XX Max	39.5327	3.9764	8.5951	44.3354	4.6353	9.7045	48.8300	5.2646	10.8291	45.9008	4.8413	9.1045
Story2	C66	195	ESPC XX Max	38.9117	4.9651	10.4988	40.5046	5.9717	12.3430	44.4176	7.0497	14.3066	41.9796	6.1369	12.1882
Story2	C70	164	ESPC XX Max	11.4393	9.1097	18.0112	11.9825	10.9195	21.2958	12.5856	12.8739	24.8053	21.8428	13.2341	25.6884
Story2	C71	213	ESPC XX Max	14.6911	9.1104	18.0143	15.7611	10.9183	21.2959	17.0437	12.8693	24.8001	26.8036	13.2453	25.7065
Story2	C87	206	ESPC XX Max	9.5168	5.1125	10.8998	12.7059	6.1429	12.7902	19.3621	7.2363	14.8026	19.0239	6.3563	12.7744
Story2	C88	129	ESPC XX Max	2.5496	10.4033	20.4980	2.7761	12.2281	23.7480	3.1541	14.1302	27.1216	13.5083	14.6593	28.2762
Story2	C89	151	ESPC XX Max	2.8737	10.4044	20.5020	2.6281	12.2284	23.7510	3.1429	14.1292	27.1229	12.7486	14.6510	28.2657
Story2	C97	340	ESPC XX Max	21.1897	0.6676	1.5534	20.9329	0.7477	1.6580	20.0355	0.8121	1.7551	20.4301	0.7897	1.7186
Story2	C98	381	ESPC XX Max	21.0803	0.6684	1.5549	20.8428	0.7484	1.6592	19.9776	0.8123	1.7554	20.3489	0.7899	1.7191
Story2	C99	22	ESPC XX Max	207.9260	13.0187	26.1766	200.0718	13.7654	27.2179	194.6556	14.3272	28.0811	200.3352	14.5397	28.5415
Story2	C100	63	ESPC XX Max	207.9734	13.0126	26.1621	200.1231	13.7600	27.2057	194.6800	14.3237	28.0728	200.3302	14.5377	28.5349
Story2	C4	385	ESPC XX Max	7.2036	0.1523	0.3105	9.4649	0.1766	0.3555	11.7965	0.1999	0.3984	10.4759	0.1824	0.3392
Story2	C7	398	ESPC XX Max	39.5116	4.9327	10.4379	40.9486	5.9348	12.2727	44.6546	7.0081	14.2282	42.2167	6.0897	12.0910
Story2	C8	409	ESPC XX Max	9.3715	5.1505	10.9476	12.2998	6.1881	12.8492	19.1033	7.2888	18.7077	6.4096	12.8391	18.5391
Story2	C10	479	ESPC XX Max	43.1459	2.1119	4.0283	42.1999	2.2590	4.2558	41.8341	2.4010	4.4962	43.5314	2.4349	4.5642
Story2	C11	492	ESPC XX Max	43.0540	2.1129	4.0300	42.1259	2.2599	4.2574	41.7917	2.4016	4.4973	43.4643	2.4363	4.5666
Story2	C12	507	ESPC XX Max	17.3615	0.5861	1.2758	16.1643	0.6849	1.4294	14.5167	1.5967	16.4058	14.7470	1.5582	1.5582
Story2	C13	527	ESPC XX Max	7.3357	0.1524	0.3110	9.5730	0.1767	0.3559	11.8602	0.2000	0.3987	10.5688	0.1827	0.3400
Story2	C22	640	ESPC XX Max	0.0182	1.3341	2.7113	0.0161	1.4034	2.8188	0.0112	1.4468	2.8961	0.0123	1.4795	2.9583
Story2	C23	650	ESPC XX Max	0.0624	1.3400	2.5976	0.0465	1.4094	2.7190	0.0278	1.4688	2.8332	0.0352	1.5082	2.9072
Story1	C61	10	ESPC XX Max	49.9070	4.5025	12.2468	55.5451	5.8368	15.0261	61.8029	7.0707	17.7204	53.8189	7.1454	19.5341
Story1	C66	166	ESPC XX Max	47.4639	4.8820	13.0360	47.6698	5.1429	12.7135	51.2986	5.7704	13.4499	48.1544	6.7247	17.1045
Story1	C70	165	ESPC XX Max	14.4956	8.3627	19.5980	15.3014	9.3112	20.3393	16.2077	10.8645	22.7464	27.5596	10.4513	21.1227
Story1	C71	214	ESPC XX Max	16.4713	8.3749	19.6241	17.7875	9.3282	20.3780	19.3295	10.8850	22.7946	31.0662	10.4748	21.1741
Story1	C87	197	ESPC XX Max	13.4224	5.1180	14.1257	13.5631	5.3903	13.7327	19.4251	5.9911	14.2842	20.4237	6.9544	17.8810
Story1	C88	134	ESPC XX Max	3.3592	9.4826	22.1611	3.0359	10.6643	23.4465	3.1549	12.2751	25.9817	14.8369	12.1419	24.9492
Story1	C89	152	ESPC XX Max	3.8738	9.4860	22.1657	3.2612	10.6681	23.4521	3.2005	12.2782	25.9858	14.0278	12.1366	24.9

COLUMNAS															
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	P-CONV	V-CONV	M-CONV	P-NRUSA	V-NRUSA	M-NRUSA	P-ILICHEV	V-ILICHEV	M-ILECHEV	P-ASCE	V-ASCE	M-ASCE
Sotano	C70	153	ESPC XX Max	16.8073	1.9169	9.1244	17.8728	6.8128	20.5847	18.9729	10.4970	29.5346	33.9315	12.8647	36.1132
Sotano	C71	167	ESPC XX Max	16.1540	1.9296	9.1405	17.2449	6.8307	20.6042	18.4482	10.5211	29.5621	33.0708	12.8931	36.1516
Sotano	C87	207	ESPC XX Max	13.2687	1.2545	6.2335	16.4541	4.2353	14.2998	21.6415	5.8250	21.9396	31.4861	6.9423	6.0110
Sotano	C88	59	ESPC XX Max	3.7908	1.8047	8.9408	3.4510	6.4883	19.9094	3.7011	10.1153	28.6916	17.3217	12.4943	35.0392
Sotano	C89	135	ESPC XX Max	4.0546	1.8048	8.9411	3.6010	6.4879	19.9076	3.8110	10.1159	28.6928	17.1018	12.4888	35.0336
Sotano	C97	114	ESPC XX Max	47.5947	3.0135	2.7034	47.1837	3.9896	3.4808	50.7905	4.5684	4.0101	30.8961	7.1461	6.8392
Sotano	C98	105	ESPC XX Max	47.6796	2.9778	2.7028	47.4338	4.0871	3.5064	51.4742	4.7162	4.0553	31.5876	7.3910	6.8503
Sotano	C99	2	ESPC XX Max	253.2431	22.0552	19.9603	187.7799	29.3005	28.8688	163.1427	30.0737	30.3319	165.7455	32.6398	32.2881
Sotano	C100	32	ESPC XX Max	253.3707	22.0646	19.9757	187.8722	29.3018	28.8754	163.2013	30.0737	30.3340	165.8427	32.7065	32.3728
Sotano	C4	246	ESPC XX Max	11.6280	1.0333	0.5617	21.9948	1.9975	1.1676	38.6569	4.5987	3.1579	41.7271	6.0614	4.5698
Sotano	C7	388	ESPC XX Max	46.5174	0.6490	6.6528	45.8707	5.1714	13.6247	50.0702	8.4447	20.2522	53.2580	11.2680	11.4502
Sotano	C8	400	ESPC XX Max	12.9774	1.2681	6.2224	15.9902	4.2232	14.3168	21.3782	5.8174	21.9679	31.1953	6.9087	5.9678
Sotano	C10	471	ESPC XX Max	55.9985	6.2690	4.5690	38.8552	7.8791	5.7247	32.4345	8.2699	6.1257	38.4510	9.5536	6.9306
Sotano	C11	484	ESPC XX Max	55.9386	6.2669	4.5678	38.7845	7.8778	5.7241	32.3772	8.2692	6.1254	38.4014	9.5715	6.9463
Sotano	C12	494	ESPC XX Max	42.5229	3.5691	3.1897	42.3664	4.4025	3.8663	47.1734	4.8673	4.4142	29.5853	6.6268	6.4787
Sotano	C13	514	ESPC XX Max	11.7690	1.0276	0.5582	22.1558	1.9997	1.1717	38.7763	4.6044	3.1646	41.9138	6.0826	4.5887
Sotano	C22	641	ESPC XX Max	0.0179	2.3057	1.6778	0.0135	3.0295	2.6316	0.0102	1.8875	1.7740	0.0159	1.7426	1.2531
Sotano	C23	651	ESPC XX Max	0.0763	3.8820	2.4192	0.0510	3.8683	2.9628	0.0316	2.3260	1.9163	0.0411	2.1283	1.3418