UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

FACULTAD DE INGENIERÍA DE SISTEMAS Y DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

"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".

PARA OPTAR TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERIO CIVIL

BACH. JHONN CORDOVA CAYSAHUANA

BACH. ANDRÉ GARY GODIER MESTANZA

PUCALLPA – PERÚ

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

FACULTAD DE INGENIERÍA DE SISTEMAS Y DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE CIVIL

INFORME DE ASESORÍA DE TESIS

1. **TESISTAS:**
   - BACH. JHONN CORDOVA CAYSAHUANA.
   - BACH. ANDRÉ GARY GODIER MESTANZA.
2. **TESIS:**
   "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".
3. **REFERENCIA:**
   - Resolución Comité de Planeamiento Nº 632/2016-CP-FIS y de IC-UNU

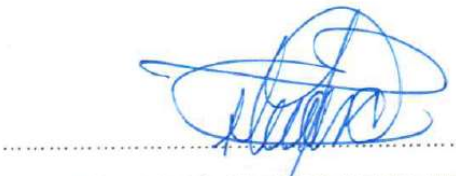
Que los tesistas han cumplido con ejecutar la tesis titulada: "ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LA INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA (ISE) MEDIANTE UNA COMPARACIÓN DE DISEÑO CONVENCIONAL Y UN MODELO INTEGRADO DE UN EDIFICIO COMERCIAL DE 7 PISOS CON UN SISTEMA DUAL EN LA CIUDAD DE PUCALLPA- UCAYALI". De conformidad con el Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad Nacional de Ucayali, 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 y de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ucayali.

Se expide el presente documento, a solicitud del interesado para los fines consiguientes.

UNU, 30 de Mayo del 2018.

Ing. Devyn Omar Donayre Hernández
Asesor de Tesis
Docente Nombrado - UNU

Esta tesis 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".** Fue aprobada por el jurado evaluador:



Ing. ESTUARDO ALONSO LIZARZABURU VELARDE

Presidente



Dr. Ing. FERNANDO RAFAEL LEAN

Secretario



Ing. NORMAN LECCA LAVADO

Miembro



Ing. DEVYN OMAR DONAYRE HERNÁNDEZ

Asesor



Bach. JHONN CORDOVA CAYSAHUANA

TESISTA



Bach. ANDRÉ GARY GODIER MESTANZA

TESISTA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

FACULTAD DE INGENIERIA DE SISTEMAS E INGENIERIA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

COMISION DE GRADOS Y TITULOS

ACTA DE EVALUACION DE SUSTENTACION DE TESIS N° 019-2018

GRADUANDO : **Bach. GODIER MESTANZA, André Gary**
Bach. CORDOVA CAYSAHUANA Jhonn

TEMA : **"ANALISIS Y EVALUACION DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA(ISE) MEDIANTE UNA COMPARACION DE DISEÑO CONVENCIONAL Y UN MODELO INTEGRADO DE UN EDIFICIO COMERCIAL DE 7 PISOS CON UN SISTEMA DUAL EN LA CIUDAD DE PUCALLPA-UCAYALI"**

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 DE MATERIAL		X		
* VALIDEZ DE LOS HALLAZGOS	X			
III- ABSOLUCION DE PREGUNTAS				
* RESPONDE A LAS PREGUNTAS FORMULADAS POR EL JURADO			X	
IV- APORTE CIENTIFICO Y TECNOLOGICO				
* 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 : 21

CONCLUSIONES:

APROBADO POR : UNANIMIDAD
DESAPROBADO POR :

JURADO EVALUADOR

- Ing. ESTUARDO LIZARZABURU VELARDE — Presidente
- Dr. FERNANDO RAFAEL LEAN — Miembro
- Ing. NORMAN LECCA LAVADO — Miembro

SECRETARIO ACADÉMICO: Ing. Msc. Clotilde RÍOS HIDALGO DE CERNA

PUCALLPA, 18 DE OCTUBRE DEL 2018

ANEXO 01

REPOSITORIO DE TESIS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE UCAYALI

AUTORIZACION DE PUBLICACION DE TESIS

YO, André Gary Godier Mestanza, Jhonn Cordova Caysahuana, autor de la tesis 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”. Sustentado el año 2018, bajo la tutoría del: Ing. Devyn Omar Donayre Hernández en la facultad FACULTAD DE INGENIERÍA DE SISTEMAS Y DE INGENIERÍA CIVIL, Escuela Profesional de ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE CIVIL.

Autorizo la publicación de mi trabajo de investigación en el Repositorio de Tesis de la Universidad Nacional De Ucayali, 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 de Repositorio de Tesis 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 autoria 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.

Tercero: Autorizo que: El copiado total

Por lo que en señal de conformidad firmo la autorización.

Fecha: 18 de octubre del 2018

……	……..
André Gary Godier Mestanza	Jhonn Cordova Caysahuana
DNI: 72786498	DNI: 72951569

DEDICADO:

Primero a Dios, por todo lo que nos ha dado, fortaleza, sabiduría y lo grandioso que es la vida, a mi madre Lucila, que nunca dejo de tener la fe en mí, por apoyarme hasta estas etapas de mi vida, a mis hermanos, amigos que siempre me apoyaron incondicionalmente.

JHONN

A Dios, por la sabiduría y la salud. A mis padres Ercilia y Rolando y mis hermanos Rai y Zaory que con esfuerzo y dedicación me ensañaron a no rendirme y luchar por lo que se anhela. A mi familia, amigos y profesores que siempre me apoyaron.

ANDRÉ GARY

AGRADECIMIENTO:

Al Phd. Luiz Bozzo, Dr. Helbert Gonzales, Phd. Genner Villareal y a nuestro amigo Ing. Estadístico Jordan King Rodríguez Mallqui nuestro agradecimiento profundo que nos brindaron su apoyo incondicional, información y sugerencias para que esta investigación sea útil para futuras investigaciones; 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 está orientada al análisis y cálculo estructural de la edificación, considerando la flexibilidad de la fundación, llamado Interacción Suelo Estructura. Para ello utilizamos diversos modelos dinámicos propuestos por científicos extranjeros e investigaciones que fueron realizados por investigadores peruanos el PhD. Genner Villarreal Castro.

Los modelos dinámicos que usualmente se realizan en los análisis estáticos, dinámicos y tiempo historia de las estructuras es de asumir que el suelo de fundación es un medio rígido (Empotrado), la cual es una hipótesis que representa una situación física en caso de estructuras apoyadas sobre suelos rocosos, en caso contrario como es en nuestro medio, está muy distante del comportamiento real de la estructura. En esta investigación se analizará y evaluará los efectos de la Interacción suelo estructura para condiciones flexibles, como es el caso de la ciudad de Pucallpa.

Para ello, se investigó las condiciones actuales referidas a la Interacción suelo estructura, luego se realizó los modelos dinámicos que se aplicarán a la edificación, se describe el proyecto arquitectónico y estructural, considerando los parámetros establecidos según el Reglamento Nacional de Edificaciones, los cuales son muy importantes en la aplicación del modelo convencional y modelos dinámicos de Interacción suelo estructura.

Después se desarrolló el análisis sísmico, como lo es el análisis estático, el análisis dinámico y el análisis tiempo historia, de un modelo convencional comparando cada análisis con los modelos integrados de Interacción suelo estructura, para así evaluar la diferencia de medias de los esfuerzos obtenidos en cada análisis, el cual servirá para validar la hipótesis planteada.

El tipo de investigación que se empleó por finalidad es la aplicada, porque que busca la aplicación y/o utilización de los conocimientos que se adquieren. El nivel de

investigación es descriptiva, porque describiremos y analizaremos la información existente con respecto a los resultados obtenidos.

ABSTRACT

The present investigation is oriented to the analysis and structural calculation of the building, considering the flexibility of the foundation, called Interaction Soil Structure. For this we use diverse dynamic models proposed by foreign scientists and researches that were carried out by Peruvian researchers the PhD. Genner Villarreal Castro.

The dynamic models that are usually carried out in the static, dynamic analysis and time history of the structures are to assume that the foundation floor is a rigid medium (Recessed), which is a hypothesis that represents a physical situation in case of structures supported on rocky soils, otherwise as it is in our environment, is very distant from the real behavior of the structure. This research will analyze and evaluate the effects of soil structure interaction for flexible conditions, as is the case of the city of Pucallpa.

For this, the current conditions referring to the soil structure interaction were investigated, then the dynamic models that will be applied to the building were made, the architectural and structural project is described, considering the parameters established according to the National Building Regulations, which are very important in the application of the conventional model and dynamic models of soil structure interaction.

After the seismic analysis was developed, as it is the static analysis, the dynamic analysis and the time history analysis, of a conventional model comparing each analysis with the integrated models of soil structure interaction, in order to evaluate the difference of means of the obtained efforts in each analysis, which will serve to validate the hypothesis.

The type of research that was used by purpose is applied, because it seeks the application and / or use of the knowledge acquired. The level of research is descriptive, because we will describe and analyze the existing information regarding the results obtained.

ÍNDICE DE CONTENIDO

APROBACIÓN…….....ii-iii
DEDICATORIA…….…..iv
AGRADECIMIENTO……v
RESUMEN…….……..vi
ABSTRACT……..……vii
INDICE DE CONTENIDO……..……....ix
INDICE DE TABLAS…….……xiii
INDICE DE FIGURAS…….....xx
INTRODUCCIÓN…….xxix

CAPÍTULO I : PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

1.1. FUNDAMENTACIÓN DEL PROBLEMA…….....1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA……2
1.2.1. Problema General……..2
1.2.2. Problemas Específicos……..2
1.3. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN…….……....3
1.3.1. Objetivo General…….....3
1.3.2. Objetivos Específicos…….……...3
1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA ..……....……...4
1.5. LIMITACIONES Y ALCANCES……...……....……...5

CAPÍTULO II : MARCO TEÓRICO.

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN……...……...6
2.2. PLANTEAMIENTO TEÓRICO……...……...10
2.2.1. ANTECEDENTES……..10
2.2.2. BASES TEÓRICAS……11
2.2.2.1. Definición De Interacción Suelo Estructura……..11
2.2.3. SISMICIDAD EN EL PERÚ……..12
2.2.3.1. Generalidades……...12
2.2.3.2. Sismos Históricos……14
2.2.4. CÁLCULO SÍSMICO CON ACELEROGRAMAS……15

2.2.5. SISMICIDAD Y SISMOESTABILIDAD EN EDIFICACIONES……16
2.2.6. LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN SUELO-ESTRUCTURA……..18
2.2.7. MODELOS DINÁMICOS.....18
2.2.7.1. Modelos Dinámicos De Interacción Suelo Estructura Y Trabajos Espacial De Las Construcciones.....18
2.2.7.2. Esquema De Cálculo De Edificaciones, Considerando La Flexibilidad De La Base De Fundación……..25
2.2.7.3. Modelos Dinámicos De Estudio……..28
2.2.7.3.1. Modelos Dinámicos Corriente Rusa……28
2.2.7.3.1.1. Modelo Dinámico De Barkan – O.A Savinov…28
2.2.7.3.1.2. Modelo Dinámico De A.E Sargsian……31
2.2.7.3.1.3. Modelo Dinámico Norma Rusa Snip 2.02.05...34
2.2.7.3.2. Modelos Dinámicos Corriente Norteamericana…….37
2.2.7.3.2.1. Modelo Dinámico A. Pais Y E. Kausel.....37
2.2.7.3.2.2. Modelo Dinámico George Gazetas……58
2.2.7.3.2.3. Modelo Dinámico Asce/Sei – 41-13.8.4……66
2.2.8. GLOSARIO DE TÉRMINOS……76
2.3. MARCO SITUACIONAL……...78
2.3.1. PROYECTO ARQUITECTÓNICO……...78
2.3.2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO……78
2.4. DESCRIPCIÓN TÉCNICA DE LA TESIS……....87
2.5. HIPÓTESIS……....87
2.5.1. Hipótesis General……87
2.5.2. Hipótesis Específicas……....87
2.6. SISTEMA DE VARIABLES – DIMENSIONES E INDICADORES…....88
2.6.1. Variable Dependiente……....88
2.6.2. Variable Independiente……88
2.7. DEFINICIÓN OPERACIONAL DE VARIABLES.....89

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.

3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN……90
3.1.1. Tipo de Investigación……90

3.1.2. Nivel de Investigación……90
3.2. METODO Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN……...91
3.2.1. Método de la Investigación……...…91
3.2.2. Diseño de la Investigación……....91
3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA……...92
3.3.1. Población……..92
3.3.2. Muestra……92
3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA RECOLECCIÓN DE DATOS..93
3.4.1. Técnicas..……93
3.4.2. Instrumentos……..…94
3.5. PROCEDIMIENTOS PARA RECOLECCIÓN DE DATOS……..94
3.6. TRATAMIENTO DE DATOS……95
3.6.1. Mecanismos para el procesamiento y presentación de datos…….95
3.6.2. Mecanismos para el análisis e interpretación de resultados……...96

CAPÍTULO IV: DESARROLLO DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO PALMERAS.

4.1. DATOS DEL MODELO……97
4.1.1. CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN……..…...97
4.1.2. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES……..……..97
4.2. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS SISMORRESISTENTE…98
4.2.1. CARGAS DE DISEÑO……...98
4.2.2. PARÁMETROS SÍSMICOS……...98
4.3. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA……..99
4.3.1. MODELO ESTRUCTURAL……99
4.3.1.1. ANÁLISIS ESTÁTICO……..…101
4.3.1.2. ANÁLISIS DINÁMICO……..…102
4.3.1.3. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA……..104
4.3.2. ANÁLISIS INTEGRADO (MODELOS DINÁMICOS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA)……107

CAPÍTULO VII: RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

5.1. RESULTADOS……108
5.1.1. ANÁLISIS ESTÁTICO……..108
5.1.1.1. Desplazamientos……108
5.1.1.2. Fuerzas Internas……..113
5.1.2. ANÁLISIS DINÁMICO……..148
5.1.2.1. Desplazamientos……149
5.1.2.2. Periodos de Vibración……153
5.1.2.3. Fuerzas Internas……..154
5.1.3. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA……...172
5.1.3.1. Desplazamientos……182
5.1.3.2. Fuerzas Internas……..186
5.1.3.3. Periodos de Vibración…….293
5.2. PRUEBA DE HIPÓTESIS……...295
5.2.1. ANÁLISIS INFERENCIAL……295

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES……321
6.2. RECOMENDACIONES……..323

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS……324

ANEXOS……..……326
Anexo……..A
Anexo……..B
Anexo……..C
Anexo……..D

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 01: Valores del coeficiente C_o cuando ρ_o=0.20 kg/cm.

Tabla 02: Rigideces estáticas de una base cuadrada.

Tabla 03: Rigideces por Wong y Domínguez.

Tabla 04: Rigideces dinámicas.

Tabla 05: Rigideces dinámicas de fundación incrustadas.

Tabla 06a: Coeficientes de rigidez y amortiguador dinámico para fundaciones de forma arbitraria en superficie de medio espacio homogéneo.

Tabla 06b: Rigidez dinámica y amortiguación de cimentaciones incrustadas en medio espacio con forma Basemat arbitraria.

Tabla 07: Relación del módulo de corte (G/G_o).

Tabla 08: Soluciones elásticas para restricciones de resorte de losas rígidas.

Tabla 09: Función Espectral.

Tabla 10: Registros obtenidos del CISMID-UNI, para Análisis Tiempo Historia.

Tabla 11: Coeficientes dinámicos del análisis Interacción Suelo-Estructura.

Tabla 12: Desplazamientos de entrepiso (m) en la dirección X.

Tabla 13: Desplazamientos de entrepiso (m) en la dirección Y.

Tabla 14: Deriva de entrepiso (m) en la dirección X.

Tabla 15: Deriva de entrepiso en la dirección Y.

Tabla 16: Fuerza Axial.

Tabla 17: Fuerza Cortante.

Tabla 18: Momento Flector.

Tabla 19: Fuerza Axial.

Tabla 20: Fuerza Cortante.

Tabla 21: Momento Flector.

Tabla 22: Fuerza Axial.

Tabla 23: Fuerza Cortante.

Tabla 24: Momento Flector.

Tabla 25: Fuerza Axial.

Tabla 26: Fuerza cortante.

Tabla 27: Momento Flector.

Tabla 28: Momento Torsor.
Tabla 29: Fuerza Cortante.
Tabla 30: Momento Flector.
Tabla 31: Momento Torsor.
Tabla 32: Fuerza Cortante.
Tabla 33: Momento Flector.
Tabla 34: Esfuerzo axial Promedio en Columna.
Tabla 35: Esfuerzo cortante Promedio en Columna.
Tabla 36: Momento flector Promedio en Columna.
Tabla 37: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Tabla 38: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Tabla 39: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 40: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 41: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 42: Momento Flector Promedio en Viga.
Tabla 43: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Tabla 44: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Tabla 45: Momento Flector Promedio en Columna.
Tabla 46: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Tabla 47: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Tabla 48: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 49: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 50: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 51: Momento Flector Promedio en Viga.
Tabla 52: Desplazamiento de entrepiso en la dirección X.
Tabla 53: Desplazamiento de entrepiso en la dirección Y.
Tabla 54: Deriva de entrepiso en la dirección X.
Tabla 55: Deriva de entrepiso en la dirección Y.
Tabla 56: Modos de Vibración & Periodo(s).
Tabla 57: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Tabla 58: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Tabla 59: Momento Flector Promedio en Columna.

Tabla 60: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Tabla 61: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Tabla 62: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 63: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 64: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 65: Momento Flector Promedio en Viga.
Tabla 66: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Tabla 67: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Tabla 68: Momento Flector Promedio en Columna.
Tabla 69: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Tabla 70: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Tabla 71: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 72: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 73: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 74: Momento Flector Promedio en Viga.
Tabla 75: Resumen de desplazamiento máximo de entrepiso en la dirección X.
Tabla 76: Resumen de desplazamiento máximo de entrepiso en la dirección Y.
Tabla 77: Resumen de derivas máximo de entrepiso en la dirección X.
Tabla 78: Resumen de derivas máximo de entrepiso en la dirección Y.
Tabla 79: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Tabla 80: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Tabla 81: Momento Flector Promedio en Columna.
Tabla 82: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Tabla 83: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Tabla 84: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 85: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 86: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 87: Momento Flector Promedio en Viga.
Tabla 88: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Tabla 89: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Tabla 90: Momento Flector Promedio en Columna.
Tabla 91: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

Tabla 92: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Tabla 93: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 94: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 95: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 96: Momento Flector Promedio en Viga.
Tabla 97: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Tabla 98: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Tabla 99: Momento Flector Promedio en Columna.
Tabla 100: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Tabla 101: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Tabla 102: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 103: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 104: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 105: Momento Flector Promedio en Viga.
Tabla 106: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Tabla 107: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Tabla 108: Momento Flector Promedio en Columna.
Tabla 109: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Tabla 110: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Tabla 111: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 112: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 113: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 114: Momento Flector Promedio en Viga.
Tabla 115: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Tabla 116: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Tabla 117: Momento Flector Promedio en Columna.
Tabla 118: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Tabla 119: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Tabla 120: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 121: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 122: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 123: Momento Flector Promedio en Viga.

Tabla 124: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Tabla 125: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Tabla 126: Momento Flector Promedio en Columna.
Tabla 127: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Tabla 128: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Tabla 129: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 130: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 131: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 132: Momento Flector Promedio en Viga.
Tabla 133: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Tabla 134: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Tabla 135: Momento Flector Promedio en Columna.
Tabla 136: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Tabla 137: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Tabla 138: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 139: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 140: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 141: Momento flector Promedio en Viga.
Tabla 142: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Tabla 143: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Tabla 144: Momento Flector Promedio en Columna.
Tabla 145: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Tabla 146: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Tabla 147: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 148: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 149: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 150: Momento Flector Promedio en Viga.
Tabla 151: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Tabla 152: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Tabla 153: Momento Flector Promedio en Columna.
Tabla 154: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Tabla 155: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

Tabla 156: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 157: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 158: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 159: Momento Flector Promedio en Viga.
Tabla 160: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Tabla 161: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Tabla 162: Momento Flector Promedio en Columna.
Tabla 163: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Tabla 164: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Tabla 165: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 166: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 167: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 168: Momento Flector Promedio en Viga.
Tabla 169: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Tabla 170: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Tabla 171: Momento Flector Promedio en Columna.
Tabla 172: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Tabla 173: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Tabla 174: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 175: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 176: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 177: Momento Flector Promedio en Viga.
Tabla 178: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Tabla 179: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Tabla 180: Momento Flector Promedio en Columna.
Tabla 181: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Tabla 182: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Tabla 183: Momento Flector Promedio en Muro.
Tabla 184: Momento Torsor Promedio en Viga.
Tabla 185: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Tabla 186: Momento Flector Promedio en Viga.
Tabla 187: Modos de Vibración & Periodo(s).

Tabla 188: Prueba de Homogeneidad de los Esfuerzos Axiales.
Tabla 189: Prueba de Normalidad de los Esfuerzos Axiales.
Tabla 190: Prueba de Wilcoxon de los Esfuerzos Axiales.
Tabla 191: Prueba de Homogeneidad de los Esfuerzos Cortantes en columnas.
Tabla 192: Prueba de Normalidad de los Esfuerzos Cortantes en columnas.
Tabla 193: Prueba de Wilcoxon y Tstudent de los Esfuerzos Cortantes en columnas.
Tabla 194: Prueba de Homogeneidad de los Momentos Flectores en columnas.
Tabla 195: Prueba de Normalidad de los Momentos Flectores en columnas.
Tabla 196: Prueba de Wilcoxon de los Momentos Flectores en columnas.
Tabla 197: Prueba de Homogeneidad de los Esfuerzos Axiales en muros.
Tabla 198: Prueba de Normalidad de los Esfuerzos Axiales en muros.
Tabla 199: Prueba de Wilcoxon y T student de los Esfuerzos Axiales en muros.
Tabla 200: Prueba de Homogeneidad de los Esfuerzos Cortantes en muros.
Tabla 201: Prueba de Normalidad de los Esfuerzos Cortantes en muros.
Tabla 202: Prueba de Wilcoxon y T student de los Esfuerzos Cortantes en muros.
Tabla 203: Prueba de Homogeneidad de los Momentos Flectores en muros.
Tabla 204: Prueba de Normalidad de los Momentos Flectores en muros.
Tabla 205: Prueba de Wilcoxon de los Momentos Flectores en muros.
Tabla 206: Prueba de Homogeneidad de los Momentos Torsores en vigas.
Tabla 207: Prueba de Normalidad de los Momentos Torsores en vigas.
Tabla 208: Prueba de Wilcoxon de los Momentos Torsores en vigas.
Tabla 209: Prueba de Homogeneidad de los Esfuerzos Cortantes en vigas.
Tabla 210: Prueba de Normalidad de los Esfuerzos Cortantes en vigas.
Tabla 211: Prueba de Wilcoxon y Tstudent de los Esfuerzos Cortantes en vigas.
Tabla 212: Prueba de Homogeneidad de los Momentos Flectores en vigas.
Tabla 213: Prueba de Normalidad de los Momentos Flectores en vigas.
Tabla 214: Prueba de Wilcoxon de los Momentos Flectores en vigas.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01: Teoría de Winkler.
Figura 02: Placas Tectónicas.
Figura 03: Movimiento de las Placas Tectónicas en la costa peruana.
Figura 04: Modelo tradicional.
Figura 05: Modelo de base de estrato en un suelo rocoso.
Figura 06: Modelo de base de losa de cimentación.
Figura 07: Modelo con masas puntuales.
Figura 08: Modelo de placa deformable.
Figura 09: Modelo de deformación conjunta elasto-plástica.
Figura 10: Modelo de un pórtico elástico.
Figura 11: Modelo del cuerpo sólido.
Figura 12: Esquema de interacción suelo-platea de cimentación.
Figura 13: Grados de libertad según el modelo de A.E Sargsian.
Figura 14: Base incrustada rectangular.
Figura 15: Variaciones de la rigidez vertical estática con la forma del neumático de la base del neumático.
Figura 16: Variaciones de la rigidez estática horizontal con la forma de la cimentación.
Figura 17: Variaciones de la rigidez estática vertical con la forma de la cimentación.
Figura 18: Variaciones de momento estático rígido con la forma de la cimentación.
Figura 19: Variación torsional estática rígido con la forma de la cimentación.
Figura 20: Variación de la rigidez con frecuencia, superficie, Fundación L/B =1(modo vertical y horizontal).
Figura 21: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =2(modo horizontal).
Figura 22: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =3 (modo horizontal).
Figura 23: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =4 (modo horizontal).
Figura 24: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =2 (modo vertical).

Figura 25: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =3 (modo vertical).
Figura 26: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =4 (modo vertical).
Figura 27: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =4 (momento y torsión).
Figura 28: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =2 (momento).
Figura 29: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =3 (momento).
Figura 30: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =4 (momento).
Figura 31: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =2 (torsión).
Figura 32: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =3 (torsión).
Figura 33a: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =3 (torsión).
Figura 33b: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =4 (torsión).
Figura 34: Variación de Variación de las rigideces estáticas incrustadas (horizontal y vertical).
Figura 35: Variación de las rigideces estáticas incrustadas (momento).
Figura 36: Variación de las rigideces estáticas incrustadas (torsión).
Figura 37a: Fundación superficial.
Figura 37b: Fundación incrustada.
Figura 38a: Gráficos no dimensionados para determinar la rigidez dinámica y la amortiguación de los coeficientes de las fundaciones superficiales.
Figura 38b: Dimensiones gráficas para la determinación de coeficientes de rigidez dinámica de cimientos completamente y parcialmente incrustados.
Figura 39a: Idealización elastoplástica.
Figura 39b: Modelo de resorte desacoplanado para zapatas rígidas.
Figura 40: Planta Sótano.
Figura 41: Planta primer nivel.
Figura 42: Planta segundo nivel.
Figura 43: Planta tercer nivel.
Figura 44: Planta típica cuarto hasta sexto nivel.
Figura 45: Planta del séptimo nivel.
Figura 46: Planta del octavo nivel.

Figura 47: Alturas de entrepiso del edificio Palmeras.
Figura 48: Modelo Estructural Convencional.
Figura 49: Modelo Estructural Dinámico ISE.
Figura 50: Ingreso para escalonamiento de registros de acelerogramas.
Figura 51: Gráfico del registro.
Figura 52: Ingreso del Espectro Elástico.
Figura 53: Registro escalonada en la parte inferior.
Figura 54: Desplazamientos de entrepiso (m) en la dirección X.
Figura 55: Desplazamientos de entrepiso (m) en la dirección Y.
Figura 56: Deriva de entrepiso en la dirección X.
Figura 57: Derivas de entrepiso en la dirección Y.
Figura 58: Fuerza Axial.
Figura 59: Fuerza Cortante.
Figura 60: Momento Flector.
Figura 61: Fuerza Axial.
Figura 62: Fuerza Cortante.
Figura 63: Momento Flector.
Figura 64: Fuerza Axial.
Figura 65: Fuerza Cortante.
Figura 66: Momento Flector.
Figura 67: Fuerza Axial.
Figura 68: Fuerza cortante.
Figura 69: Momento Flector.
Figura 70: Momento Torsor.
Figura 71: Fuerza Cortante.
Figura 72: Momento Flector.
Figura 73: Momento Torsor.
Figura 74: Fuerza Cortante.
Figura 75: Momento Flector.
Figura 76: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 77: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 78: Momento flector Promedio en Columna.

Figura 79: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Figura 80: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Figura 81: Momento Flector Promedio en Muro.
Figura 82: Momento Torsor Promedio en Viga.
Figura 83: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 84: Momento Flector Promedio en Viga.
Figura 85: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 86: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 87: Momento Flector Promedio en Columna.
Figura 88: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Figura 89: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Figura 90: Momento Flector Promedio en Muro.
Figura 91: Momento Torsor Promedio en Viga.
Figura 92: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 93: Momento Flector Promedio en Viga.
Figura 94: Desplazamiento de entrepiso en la dirección X.
Figura 95: Desplazamiento de entrepiso en la dirección Y.
Figura 96: Deriva de entrepiso en la dirección X.
Figura 97: Deriva de entrepiso en la dirección Y.
Figura 98: Modos de Vibración & Periodo(s).
Figura 99: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 100: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 101: Momento Flector Promedio en Columna.
Figura 102: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Figura 103: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Figura 104: Momento Flector Promedio en Muro.
Figura 105: Momento Torsor Promedio en Viga.
Figura 106: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 107: Momento Flector Promedio en Viga.
Figura 108: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 109: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 110: Momento Flector Promedio en Columna.

Figura 111: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Figura 112: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Figura 113: Momento Flector Promedio en Muro.
Figura 114: Momento Torsor Promedio en Viga.
Figura 115: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 116: Momento Flector Promedio en Viga.
Figura 117: Acelerograma original EO.
Figura 118: Acelerograma original NS.
Figura 119: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño EO Convencional.
Figura 120: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño NS Convencional.
Figura 121: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño EO ASCE.
Figura 122: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño NS ASCE.
Figura 123: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño EO Gazetas.
Figura 124: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño NS Gazetas.
Figura 125: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño EO Kausel.
Figura 126: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño NS Kausel.
Figura 127: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño EO NRUSA.
Figura 128: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño NS NRUSA.
Figura 129: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño EO BARKAN.
Figura 130: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño NS BARKAN.
Figura 131: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño EO SARGSIAN.
Figura 132: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño NS SARGSIAN.
Figura 133: Resumen de desplazamiento máximo de entrepiso en la dirección X.
Figura 134: Resumen de desplazamiento máximo de entrepiso en la dirección Y.
Figura 135: Resumen de derivas máximo de entrepiso en la dirección X.
Figura 136: Resumen de derivas máximo de entrepiso en la dirección Y.
Figura 137: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 138: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 139: Momento Flector Promedio en Columna.
Figura 140: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Figura 141: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Figura 142: Momento Flector Promedio en Muro.

Figura 143: Momento Torsor Promedio en Viga.
Figura 144: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 145: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 146: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 147: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 148: Momento Flector Promedio en Columna.
Figura 149: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Figura 150: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Figura 151: Momento Flector Promedio en Muro.
Figura 152: Momento Torsor Promedio en Viga.
Figura 153: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 154: Momento Flector Promedio en Viga.
Figura 155: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 156: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 157: Momento Flector Promedio en Columna.
Figura 158: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Figura 159: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Figura 160: Momento Flector Promedio en Muro.
Figura 161: Momento Torsor Promedio en Viga.
Figura 162: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 163: Momento Flector Promedio en Viga.
Figura 164: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 165: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 166: Momento Flector Promedio en Columna.
Figura 167: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Figura 168: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Figura 169: Momento Flector Promedio en Muro.
Figura 170: Momento Torsor Promedio en Viga.
Figura 171: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 172: Momento Flector Promedio en Viga.
Figura 173: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 174: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

Figura 175: Momento Flector Promedio en Columna.
Figura 176: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 177: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 178: Momento Flector Promedio en Columna.
Figura 179: Momento Torsor Promedio en Viga.
Figura 180: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 181: Momento Flector Promedio en Viga.
Figura 182: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 183: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 184: Momento Flector Promedio en Columna.
Figura 185: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Figura 186: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Figura 187: Momento Flector Promedio en Muro.
Figura 188: Momento Torsor Promedio en Viga.
Figura 189: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 190: Momento Flector Promedio en Viga.
Figura 191: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 192: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 193: Momento Flector Promedio en Columna.
Figura 194: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Figura 195: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Figura 196: Momento Flector Promedio en Muro.
Figura 197: Momento Torsor Promedio en Viga.
Figura 198: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 199: Momento Flector Promedio en Viga.
Figura 200: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 201: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 202: Momento Flector Promedio en Columna.
Figura 203: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Figura 204: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Figura 205: Momento Flector Promedio en Muro.
Figura 206: Momento Torsor Promedio en Viga.

Figura 207: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 208: Momento Flector Promedio en Viga.
Figura 209: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 210: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 211: Momento Flector Promedio en Columna.
Figura 212: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Figura 213: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Figura 214: Momento Flector Promedio en Muro.
Figura 215: Momento Torsor Promedio en Viga.
Figura 216: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 217: Momento Flector Promedio en Viga.
Figura 218: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 219: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 220: Momento Flector Promedio en Columna.
Figura 221: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Figura 222: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Figura 223: Momento Flector Promedio en Muro.
Figura 224: Momento Torsor Promedio en Viga.
Figura 225: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 226: Momento Flector Promedio en Viga.
Figura 227: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 228: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 229: Momento Flector Promedio en Columna.
Figura 230: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Figura 231: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Figura 232: Momento Flector Promedio en Muro.
Figura 233: Momento Torsor Promedio en Viga.
Figura 234: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 235: Momento Flector Promedio en Viga.
Figura 236: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.
Figura 237: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.
Figura 238: Momento Flector Promedio en Columna.

Figura 239: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.
Figura 240: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.
Figura 241: Momento Flector Promedio en Muro.
Figura 242: Momento Torsor Promedio en Viga.
Figura 243: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.
Figura 244: Momento Flector Promedio en Viga.
Figura 245: Modos de Vibración & Periodo(s).
Figura 246: Diagrama de Cajas para Esfuerzos Axiales en columnas.
Figura 247: Diagrama de Cajas para Esfuerzos Cortantes en columnas.
Figura 248: Diagrama de Cajas para Momentos Flectores en columnas.
Figura 249: Diagrama de Cajas para Esfuerzos Axiales en muros.
Figura 250: Diagrama de Cajas para Esfuerzos Cortantes en muros.
Figura 251: Diagrama de Cajas para Momentos Flectores en muros.
Figura 252: Diagrama de Cajas para Momentos Torsores en vigas.
Figura 253: Diagrama de Cajas para Esfuerzos Cortantes en vigas.
Figura 254: Diagrama de Cajas para Momentos Flectores en vigas.
Figura 255: Histograma para Esfuerzos Axiales en columnas.
Figura 256: Histograma para Esfuerzos Cortantes en columnas.
Figura 257: Histograma para Momentos Flectores en columnas.
Figura 258: Histograma para Esfuerzos Axiales en muros.
Figura 259: Histograma para Esfuerzos Cortantes en muros.
Figura 260: Histograma para Momentos Flectores en muros.
Figura 261: Histograma para Momentos Torsores en vigas.
Figura 262: Histograma para Esfuerzos Cortantes en vigas.
Figura 263: Histograma para Momentos Flectores en vigas.

INTRODUCCIÓN

La Interacción suelo estructura ha sido investigada ampliamente en el campo de la Ingeniería Geotécnica e Ingeniera Civil, la cual podemos describir como el contacto dinámico de la base y la cimentación de la estructura, así como la redistribución de los esfuerzos internos de la superestructura.

Nuestro país geográficamente se encuentra en una zona altamente sísmica como lo es el círculo de fuego del Pacífico; de tal manera que los diseños y la modelación estructural deben ser cercanos a la realidad. Debido a los hechos suscitados en el 2010 en nuestro hermano país de Chile, en donde se verificó que las aceleraciones máximas eran superadas ampliamente a la normativa vigente, se incorpora condiciones e hipótesis externas planteadas por especialistas de la Ingeniería Sismorresistente, como la Interacción suelo estructura, en donde se podrá describir el verdadero comportamiento de los elementos estructurales después de un evento sísmico.

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 los esfuerzos, así como la cimentación. Por lo cual el comportamiento del suelo de fundación debe considerarse de forma integral en el edificio.

El presente estudio realizará el análisis de una edificación dual considerando la flexibilidad en la base de fundación que brinda la hipótesis de la Interacción suelo estructura. Así mismo, se analizará los modelos propuestos en base a las investigaciones rusas y norteamericanas, que son las eminencias en la investigación geotécnica de la Ingeniería Estructural, considerando que dichas hipótesis deben cumplir con la norma vigente RNE.

El trabajo de gabinete consistió en la recolección e interpretación de los resultados de los distintos análisis estático, dinámico y tiempo historia para cada caso según los modelos dinámicos de Barkan, Sargsian, Norma rusa, Kausel, Gazetas y el Asce. Se realizó un análisis estadístico para poder determinar los valores de tendencia central para cada esfuerzo de acuerdo a los elementos y así poder realizar una comparación entre ellas.

La investigación viene estructurada de la siguiente manera:

Capítulo I : Planteamiento del Problema, en esta parte se describe completamente el Plan de Investigación realizado en el Proyecto, tales como la fundamentación del problema, formulación del problema, objetivos generales y específicos, justificación e importancia, limitaciones y alcances.

Capítulo II : Marco Teórico; en esta parte de describe los antecedentes de la investigación, donde se describe situaciones referentes a la investigación ya sea presente o sucedidos en un momento dado y exitoso, planteamiento teórico, donde se hace hincapié en exponer el conocimiento teórico, conocimiento que se han utilizado en el transcurso del desarrollo del proyecto como es la metodología. Hipótesis, variables y operacionalización de las variables; se detalla la hipótesis general y específicos, las variables dependientes, independientes y como la operacionalización de las variables con sus respectivos indicadores.

Capítulo III : Metodología de Investigación; se detalla el método de la investigación, la población y la muestra obtenida, los procedimientos, técnicas e instrumentos usados para la recolección y procesamiento de datos.

Capítulo IV : Desarrollo del análisis estructural del edificio planteado; se mencionan los datos del modelo, las condiciones para el análisis sismorresistente y se detalla el análisis sísmico de la estructura.

Capítulo V : Resultados de la Investigación; se describen los resultados por los distintos modelos dinámicos y los resultados de la comprobación de la Hipótesis obtenidos de los programas estructurales y estadísticos con los cuales se procesó la información y resultados obtenidos.

Capítulo VI: Conclusiones y sugerencias obtenidas en el desarrollo de la presente tesis.

Finalmente se presenta; las referencias bibliográficas y los anexos necesarios.

CAPÍTULO I

I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. FUNDAMENTACIÓN DEL PROBLEMA

La ciudad de Pucallpa es una de las ciudades con mayor tasa de crecimiento poblacional (primero en la Amazonía peruana), tienen aproximadamente 350 Asentamientos Humanos registrados y por ende la demanda de vivienda es alta, según fuente de la Municipalidad Provincial de Coronel Portillo; las familias que se asientan son generalmente de otras provincias de nuestro departamento con un modo de vivencia particular.

Al analizar una edificación en la ciudad de Pucallpa ante excitaciones dinámicas hay que tener en cuenta los efectos de interacción suelo estructura, los efectos de torsión, la flexibilidad del diafragma de piso, la efectividad de las juntas constructivas y la participación de los elementos no estructurales; los parámetros predominantes en un diseño dinámico son los periodos de vibración y el amortiguamiento natural de los edificios.

Nuestro país es un país altamente sísmico encontrándose en el cinturón del fuego del pacifico, y a nivel mundial corresponde por el orden de 9 grados en la escala Mercali Modificada, asimismo más de 30 millones de habitantes que vivimos en zonas altamente sísmicas están expuestas en constantes amenazas a eventos sísmicos para lo cual las investigaciones sísmicas aún están lejos de poder resolver el peligro sísmico, el cual se incrementan y al que están expuestos cotidianamente.

Los cálculos de la Interacción Suelo-Estructura han llegado a ser altamente relevantes para los edificios debido a que el diseño estructural en condiciones de campo es complicado. Las deformaciones diferenciadas del subsuelo de la ciudad de Pucallpa afectan perceptiblemente en la distribución de las fuerzas a través de toda la estructura y de no hacer caso a ésta amenaza, pone en riesgo la seguridad de las edificaciones.

El rol de los Ingenieros civiles aumenta exponencialmente, por ello el tema de la Interacción Suelo-Estructura aspira a ser un eje principal de información que proporciona la exactitud de la predicción de los cálculos al momento de diseñar una edificación, ya que toda obra está construida sobre o en el terreno.

Los ensayos de laboratorio son muy importantes para determinar el comportamiento estructural de la superestructura con la cimentación, es recomendable la realización de ensayos de edificaciones a escalas, sujetos a cargas cíclicas laterales. Esto verificaría las fórmulas dadas en la NTE E030 Diseño Sismorresistente, E050 Suelos y cimentaciones, E060 Concreto Armado, E070 Albañilería. Así mismo en el Reglamento Nacional de Edificaciones de la E030 capítulo 4.7.2, hace referencia el uso alternativo de la flexibilidad de la base en caso fuera pertinente, el cual valida realizar un análisis de Interacción suelo estructura en zonas donde el suelo es flexible.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema General

¿En qué medida se reducen 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?

1.2.2. Problemas Específicos

1. ¿En qué medida difieren los esfuerzos obtenidos por los modelos dinámicos de Interacción suelo-estructura de la corriente rusa con la corriente norteamericana de una edificación de siete (7) niveles con platea de cimentación en la ciudad de Pucallpa?

2. ¿Cuáles de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura en base a las bibliografías estudiadas cumplen con los requisitos mínimos de la Norma E030 de una edificación de siete (7) niveles con platea de cimentación en la ciudad de Pucallpa?
3. ¿Existe relación de los esfuerzos, desplazamientos y periodos de vibración de los modelos dinámicos con Interacción Suelo-Estructura respecto al modelo convencional de una edificación de siete (7) niveles con platea de cimentación en la ciudad de Pucallpa?

1.3. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1. Objetivo General

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.

1.3.2. Objetivos Específicos

1. Comparar los esfuerzos de los modelos dinámicos con interacción suelo-estructura de la corriente rusa con la corriente norteamericana de una edificación de siete (7) niveles con platea de cimentación en la ciudad de Pucallpa.
2. Verificar los modelos dinámicos de Interacción Suelo-Estructura de la edificación según los requisitos mínimos del Reglamento Nacional de Edificaciones de una edificación de siete (7) niveles con platea de cimentación en la ciudad de Pucallpa.
3. Obtener los esfuerzos de los elementos estructurales, desplazamientos y los periodos de vibración para los modelos dinámicos con interacción suelo-estructura de

una edificación de siete (7) niveles con platea de cimentación en la ciudad de Pucallpa.

1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

La ciudad de Pucallpa ubicado dentro de la región oriental de nuestro país se encuentra en una zona de actividad sísmica intermedia (zona 2 según la NTE E.030-2014), existiendo gran cantidad de edificaciones hasta los siete (7) pisos y habiéndose proyectado para más niveles, lo que hace que éstas sean vulnerables a los efectos de los sismos, y la importancia de ser diseñado bajo consideraciones de Interacción suelo – estructura, de esta manera se puede tener una perspectiva más real de los cálculos. Así mismo, existe la necesidad de conocer las propiedades físicas y mecánicas del material en las edificaciones y su interacción con la cimentación, con la finalidad de conocer su comportamiento estructural, y dejar líneas de investigación sobre el planteamiento de soluciones más acertadas.

La Interacción Suelo-Estructura, es un campo nuevo de la Ingeniería Civil, el cual une a la Ingeniería Geotécnica con la Ingeniería Estructural. La necesidad de esta unificación ha sido evidente por el simple hecho de que ningún edificio al momento de su diseño podría aislarse de su interacción con el suelo de fundación, existiendo un sin número de espectros y parámetros a resolver. En estos últimos años el desarrollo de las capacidades de las computadoras, ha permitido analizar diversos tipos de estructuras, considerando su interacción con el suelo de fundación.

El efecto de Interacción suelo-estructura es muy notorio en el cálculo de edificaciones con suelo flexible, porque influye en la determinación de los modos de vibración libre, así como en la distribución de los esfuerzos en el edificio y cimentación, cambiando las fuerzas internas en los diferentes elementos estructurales.

Debido a la existencia de poderosos programas de cómputo, como es el caso del SAP2000 y ETABS, los cuales nos permite modelar y analizar edificaciones mediante técnicas de modelamiento simple y sofisticado desarrollando un estudio sobre la sensibilidad de la respuesta sísmica,

proporcionadas por los modelos dinámicos de interacción suelo - estructura, habiendo para ello, elegido una edificación dual (pórticos + muros de concreto armado) con platea de cimentación.

1.5. LIMITACIONES Y ALCANCES

En este trabajo de investigación se modeló y analizó una edificación de siete (7) niveles con un sistema dual que se encuentra en la ciudad de Pucallpa, en el distrito de Callería, provincia de Coronel Portillo, departamento de Ucayali. Puesto que, en la actualidad se vienen realizando proyectos de edificación de siete (7) niveles a más; donde influye notoriamente la flexibilidad de la cimentación y se realiza un análisis convencional. Se espera que la presente investigación sea de mucha ayuda para profesionales en el modelamiento y análisis estructural; donde se cumpla con la normativa vigente en el Perú y las Normas internacionales de análisis y diseño sismorresistente.

El tema es de gran interés, lastimosamente no se encuentra en la bibliografía una modelación única del sistema con Interacción suelo-estructura que permita modelar y analizar estructuras apoyadas en diferentes tipos de cimentación, donde se considera al suelo como un medio continuo o discontinuo, con comportamiento tensional lineal o no lineal, pero esto motiva lo suficiente para que la investigación este desarrollándose en un entorno apasionante y totalmente moderno.

CAPÍTULO II

II. MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

En nuestra localidad aún no existe investigaciones sobre la Interacción Suelo-Estructura, debido al crecimiento de las infraestructuras y preocupados por el comportamiento de las edificaciones, nos vimos obligados a realizar una investigación para la facilidad y describir los efectos que causan al no considerar el contacto dinámico de la Interacción Suelo-Estructura.

Las características dinámicas del edificio, tales como modos y frecuencias de vibración y esfuerzos son modificados, debido a la flexibilidad del suelo, por lo tanto, hay una disipación de energía desde el suelo a la estructura y viceversa, conocido como la Interacción Suelo-Estructura.

La interacción entre el suelo-estructura ha sido investigada ampliamente por la geotecnia el cual en contraste con la Ingeniería Civil se puede describir esta interacción como el contacto dinámico de la base de fundación, así como la distribución de los esfuerzos en la superestructura.

A continuación, se describe la tesis que se considera como antecedente a este trabajo de investigación.

1. TESIS: “INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA CON PLATEAS DE CIMENTACION”. Tesis de Pregrado en Ingeniería Civil, presentado por William Conrad Galicia Guarníz y Javier Rubén León Vasquez, de la Universidad Privada Antenor Orrego, en el año 2007 –Trujillo – Perú. Se indica lo siguiente:

   Resumen:

   En la presente La presente investigación, está orientada al cálculo de edificaciones de albañilería confinada, considerando

la flexibilidad de la base de fundación, conocida como Interacción Suelo-Estructura.

Para su aplicabilidad se utilizaron los diferentes modelos propuestos por distinguidos científicos extranjeros, cuyas propuestas llevaron años en su estudio, investigación y elaboración.

Los modelos evaluados en la presente investigación fueron tomados como referencia de las publicaciones del Dr. Genner Villarreal Castro, en las cuales abundan conceptos más profundos acerca de éste tópico que vincula a la Ingeniería Estructural y Geotecnia, partiendo de la premisa que toda estructura debe cumplir con las exigencias de las normas de diseño sismorresistente vigentes.

Para ello, se analizó el estado actual de la ciencia vinculado al problema de Interacción Suelo-Estructura. Luego, se fundamentó el uso de plateas de cimentación en edificaciones, así como las distintas metodologías que se aplicarán en la edificación. Posteriormente, se describió el proyecto, considerando los parámetros de ubicación, área de edificación, estudio de suelos, etc., los cuales son muy importantes en la aplicación de la interacción suelo-estructura.

Finalmente, se desarrolló el análisis estructural y análisis sísmico. En el primer caso, se analizaron los conceptos básicos, requisitos, estructuración y evaluación por densidad de muros; y en el segundo; criterios, características del modelo matemático y empleo del programa SAP 2000.

2. TESIS: “INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA SOBRE PLATEAS DE CIMENTACIÓN”. Tesis de Pregrado en Ingeniería Civil, presentado por MARCO CERNA VASQUEZ y CESAR ESPINOZA TORRES, de la Universidad Privada Antenor Orrego, en el año 2008 – Trujillo – Perú.

Resumen:

La presente investigación, está orientada al cálculo de edificaciones con muros de ductilidad limitada, considerando la flexibilidad de la base de fundación, conocida a nivel mundial, como Interacción Suelo-Estructura. Para el desarrollo de esta investigación, se manejaron diferentes modelos propuestos por diversos científicos investigadores en el campo de la Ingeniería Estructural y Geotécnica.

Los modelos de interacción suelo-estructura estudiados en el presente trabajo de investigación, tuvieron como base las diversas investigaciones publicadas por el Ph.D Genner Villarreal Castro, en donde se reflejaban amplios conocimientos y teorías acerca de esta área de la investigación sísmica, teniendo la consideración principal que las estructuras deben de cumplir con los requerimientos exigidos en el país.

En el desarrollo de la investigación, se eligió los modelos dinámicos más adecuados para la cimentación sobre plateas de cimentación, considerando la flexibilidad y las propiedades físico-mecánicas del suelo. De igual forma, se desarrolló una metodología de modelación del edificio con muros de ductilidad sobre plateas de cimentación, ante la acción sísmica con diversos ángulos de inclinación y en condiciones reales del Perú, según los requerimientos de la norma de Diseño Sismorresistente E030-2006.

Finalmente, se desarrolló el análisis y diseño estructural de la edificación en estudio. En estos tópicos, se desarrollaron diversos puntos como requisitos estructurales, centros de rigidez y masa, análisis sísmico de la edificación, criterios del modelamiento estructural, aplicación del programa SAP2000 y diseño de elementos estructurales.

3. TESIS: “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA PARA EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACIÓN”. Tesis de Pregrado en Ingeniería Civil, presentado por Luis Zavaleta Chumbiauca, de la Universidad Privada Antenor Orrego, en el año 2009 – Trujillo – Perú. Se indica lo siguiente:

   Resumen:

   La presente investigación consta de seis capítulos, conclusiones, recomendaciones, líneas futuras de investigación y bibliografía.

   En el primer capítulo, se analiza el estado del arte de la Interacción Suelo-Estructura, los avances en la ingeniería geotécnica sísmica y la problemática de la vivienda en nuestro país.

   En el segundo capítulo se analiza el esquema de cálculo de edificaciones, considerando la flexibilidad del suelo de fundación, así como los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura.

   En el tercer capítulo se desarrollan el análisis y diseño estructural. El primer caso abarca los conceptos básicos, requisitos, estructuración y evaluación por densidad de muros; el segundo comprende los criterios, características del modelo matemático y empleo del programa ETABS. En el último caso se presentan los diseños de muros, losas macizas tanto de cimentación como de entrepisos pertenecientes a la estructura.

   En el cuarto capítulo se evalúa el análisis económico, con el resumen de metrados, análisis de gastos generales, presupuesto y programación de obra respectivamente para ambos sistemas estructurales.

En el quinto capítulo se evalúa el impacto socioeconómico y ambiental, medido bajo diferentes factores, tales como el comportamiento acústico y térmico de los sistemas en estudio.

En el sexto capítulo se presenta el análisis comparativo del comportamiento sísmico considerando la interacción suelo-estructura, haciéndose también una comparación de la evaluación económica; asimismo de las ventajas y desventajas de los sistemas mencionados.

Finalmente se presentan las conclusiones, se precisan algunas recomendaciones para el análisis y el diseño estructural, así como para el proceso constructivo. Además, se plantean las Líneas Futuras de Investigación a fin de promover y desarrollar la investigación científica.

2.2 PLANTEAMIENTO TEÓRICO

2.2.1 ANTECEDENTES

La primera vez que fue propuesto un procedimiento considerando la Interacción suelo con la subestructura fue realizado por Winkler en el año 1867. Para lo cual modela las cimentaciones como una viga flexible, en el cual se supone el terreno como un conjunto infinito de resortes bajo una viga deformable, la cimentación. La deformación de cada resorte es Ks (Modulo de Balasto), obtenido del cociente entre la presión de contacto (q) y el desplazamiento (δ).

La aplicación de la teoría del módulo de balasto ha ganado aceptación en los últimos tiempos, ya que permite una fácil asimilación del modelo de la interacción estructura-terreno utilizando los métodos matriciales de cálculo. Esto ha puesto que el método de Winkler sea el que se usa en la mayoría del software de cálculo de estructuras, principalmente para vigas y losas de cimentación.

$$Ks = q / \delta$$

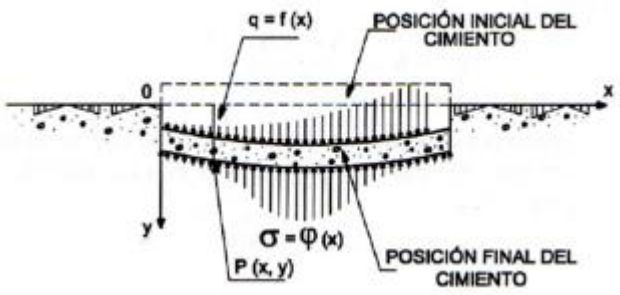


Figura 01: Teoría de Winkler.

Hasta los inicios de los años 1950, la mayoría de soluciones de los problemas elásticos eran resueltas por métodos analíticos formulados localmente puesto que los problemas variacionales eran muy laboriosos. En Nuestra actualidad el uso de las computadoras nos ha permitido resolver eficientemente las ecuaciones variacionales, poniendo en práctica métodos numéricos como las Diferencias finitas, Elementos Finitos, Elementos de contorno, Método de la Integral Transformada y Método Simplificado.

Las soluciones de estas ecuaciones por métodos mencionados han sido ampliamente investigadas y estudiadas; el cual sirvió para encontrar la solución de muchos problemas de ingeniería.

2.2.2 BASES TEÓRICAS.

2.2.2.1 DEFINICIÓN DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.

La Interacción Suelo Estructura consiste en hacer participar la rigidez del suelo de fundación como parte del análisis estructural, para ello existen modelos dinámicos que puedan describir estos efectos como los modelos dinámicos de D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV, A.E. SARGSIAN, el modelo dinámico de la NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87, GEORGE GAZETAS,

PAIS y KAUSEL y el ASCE 43-10 el cual asignan al suelo rigideces traslacionales y rotacionales.

Los modelos dinámicos incluyen la rigidez del suelo, tipo de cimentación, tipo de sistema estructural interactuando entre sí para caracterizar los efectos ante cargas y eventos sísmicos sobre la estructura, donde se espera la respuesta real de la estructura. Es muy notorio en suelos flexibles no considerar dichos efectos que puede conducir a variaciones apreciables de la respuesta estimada de la estructura.

2.2.3 SISMICIDAD EN EL PERÚ.

2.2.3.1 GENERALIDADES

El Perú está ubicado en la parte central y occidental de América del Sur, cuyo litoral constituye una zona de contacto de las placas Sudamericana y la placa de Nazca (Figura 2).

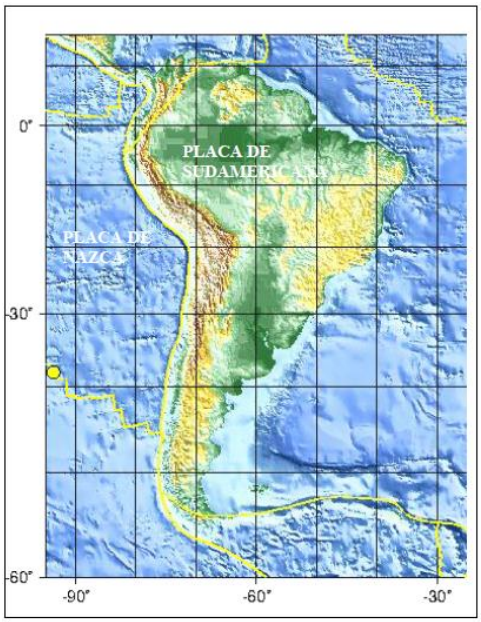


Figura 02: Placas Tectónicas.

La colisión de estas placas de Nazca (Corteza Oceánica) con la Sudamericana (corteza continental), dieron origen a la cordillera de los

Andes, el cual genera importantes actividades volcánicas y la formación de fallas geológicas, siendo unas de las placas con mayor velocidad del mundo por el orden de 8-10cm/año la misma que soporten una importante deformación produciendo un gran número de sismos de diferentes magnitudes a diferentes niveles de profundidad, siendo estas con mayor subducción (interacción de la placa de Nazca y Sudamericana), Este proceso de subducción es de importancia científica por la remarcable evidencia que ofrece la naturaleza de los diferentes proceso que tienen lugar en el interior de la tierra.

La Placa de Nazca, frente a las costas del Perú, se mueve horizontalmente y se introduce por debajo de la sudamericana como se puede ver en la Figura 3, la Placa Nazca presiona a la sudamericana ocasionando deformaciones y concentraciones de fuerzas.

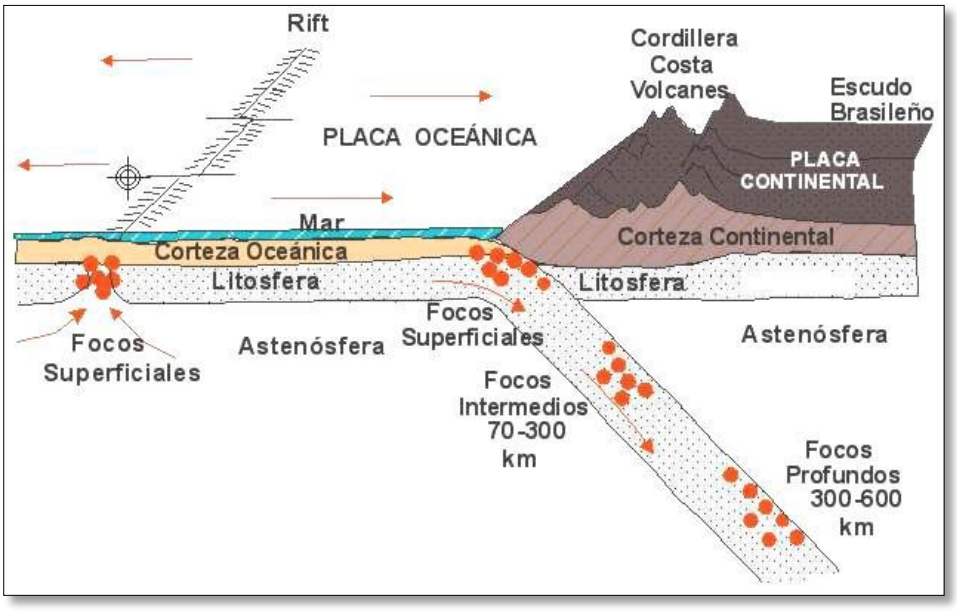


Figura 03: Movimiento de las Placas Tectónicas en la costa peruana.

Contrastando la realidad de nuestra costa en la zona de sierra los sismos registrados no exceden los 8 grados de magnitud, solo alrededor de 25 sismos han ocurrido con más de 7 y menos de 8 grados en la Escala de Richter.

2.2.3.2 SISMOS HISTÓRICOS

La información sobre la actividad sísmica histórica del Perú se remota a los años 1513-1532.La calidad de estos datos depende fundamentalmente de la distribución y densidad de la población en las regiones afectadas por los terremotos.

La recopilación más completa sobre esta sismicidad ha sido realizada por el Doctor Enrique Silgado (1968, 1978,1985) en su libro “Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú, 1513-1974”, y por Dorbath et al, (1990).

Silgado (1978) y Dorbath et al. (1990b) indican que en la costa central de Perú, los terremotos mayores son los de 1586 y el de 1746 que destruyó completamente la ciudad de Lima y genero un maremoto con olas de 15-20 m de altitud (Io = X MM) Durante el periodo de 1513 - 1959 Lima fue destruida sucesivamente por un total de 15 terremotos (Silgado, 1978) En la región sur, los terremotos más importantes son los de 1604, 1784, y 1868 este último es mejor documentado y descrito en detalle por MONTESUS de BALLORE (1911) y Vargas (1922). Estos terremotos destruyeron las principales ciudades del sur del PERU (Arequipa, Moquegua, Tacna y Puno) y norte de Chile (Arica, Iquique). El terremoto de 1868 (I = X MM) fue sentido desde Guayaquil (Ecuador) hasta Concepción (Chile) generando un importante maremoto con olas de 14m de altitud (Silgado 1878; Dorbath et.al., 1990b).

En la región andina, el único terremoto histórico documentado en 1650, que destruyo la ciudad de CUZCO y fue sentido en Lima, Arequipa y La Paz. En la zona central, el terremoto ocurrido en 1947 afecto un área máxima de 4,000 Km2 y fue sentido en casi todo el Perú. Para el periodo 1513 – 1959, no existe información sobre terremotos ocurridos en la zona andina y sub-andina del Norte y Centro de Perú, pero en la actualidad se ha comprobado que estas regiones son sismicamente muy activas.

FECHA	LOCALIDAD	MAGNITUD	INTENSIDAD MAXIMA
21-07-1955	CARAVELI - AREQUIPA	6.7	VI
15-01-1958	AREQUIPA	7.3	VIII
19-07-1959	AREQUIPA	7	VII
24-09-1963	ANCASH	7	VII
17-10-1966	LIMA	7.5	VII
19-06-1968	MOYOBAMBA - SAN MARTIN	7	VII
24-07-1969	PARIHUANCA - JUNIN	5.6	V
19-06-1968	PARIHUANCA - JUNIN	6.2	VI
31-05-1970	CHIMBOTE - ANCASH	7.7	VII-VIII
03-10-1974	LIMA	7.5	VIII
16-02-1979	AREQUIPA	6.9	VI
05-04-1986	CUSCO	5.8	V
05-04-1986	MOYOBAMBA	6.1	VI
05-04-1986	MOYOBAMBA	6	V
05-04-1986	MOYOBAMBA	6.5	VII
18-04-1993	LIMA	6.1	VI
12-11-1996	NAZCA - ICA	6.7	VII-VIII
23-06-2001	AREQUIPA - MOQUEGUA	6.9	VI-VII
15-08-2007	ICA, PISCO Y CHINCHA	6.9	VI-VII
24-11-2015	PURÚS - UCAYALI	7.2	VI-VII
18-12-2016	PURÚS - UCAYALI	6.1	III-IV

Cuadro 1: Sismos históricos, fuente IGP

2.2.4 CÁLCULO SÍSMICO CON ACELEROGRAMAS[1]

Hoy en día en los proyectos de edificaciones antisísmicas, el cálculo con el uso de acelerogramas es trabajoso y muy serio, otorgándonos el comportamiento y los resultados más seguros en la determinación de las respuestas sísmicas de las edificaciones.

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

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

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.

2.2.5 SISMICIDAD Y SISMOESTABILIDAD EN EDIFICACIONES[2]

La aplicación de defensa sísmica en las edificaciones, es una de las líneas de investigación actual. Esta línea tuvo su inicio y desarrollo, debido a que diversas construcciones no pudieron pasar las pruebas teóricas y experimentales.

Asimismo, en la actualidad, en la teoría sísmica, se considera como factor primordial, que el carácter de las vibraciones de la edificación en la superficie de contacto del suelo con la cimentación, depende únicamente del carácter de la acción externa. En la realidad, las vibraciones que trasmite el terreno a la estructura, influye directamente en las vibraciones y se transforma en una dependencia de las propiedades dinámicas del suelo y la estructura, lo cual trae consigo la variación de los parámetros y carácter de las vibraciones sísmicas de la edificación.

Respecto a esta línea de investigación, se tiene en la actualidad una gran cantidad de investigaciones de prestigiosos científicos, dentro de los cuales

[2] Genner Villarreal Castro, Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Plateas de Cimentación (Trujillo: Imprenta Grafica Norte, 2017), 13-14.

podemos citar a los trabajos de A.A. Amosov, Ya.M. Aizenberg, L.A. Borodin, V.V. Bolotin, I.I. Goldenblat, S.S. Darbinian, P.F. Drozdov, K.S.

Zavriev, G.A. Dzhinchvelashvili, V.K. Egupov, G.K. Kartsivadze, L.Sh. Kilimnik, I.L. Korchinski, A.M. Kurzanov, M.A. Mardzhanishvili, Sh.G. Napetvaridze, N.A. Nikolaenko, A.G. Nazarov, Yu.P. Nazarov, Yu.I. Nemchinov, V.S. Preobrazhenski, S.V. Poliakov, A.A. Petrov, V.V. Rzhevski, A.P. Sinitsin, A.E. Sargsian, E.E. Jachiyan, N. Newmark, G.V. Jauzner, A.K. Chopra, R. Klaf, J. Penzien, A.S. Veletsos,J.A. Blume, P. Sotirov, J. Petrovski, G. Villarreal y otros más.

El efecto de interacción suelo-estructura, considerando la flexibilidad y propiedades inerciales de los suelos, basado en un correcto modelo matemático, resuelve los problemas de contacto dinámico. Surgen problemas en el modelo de cálculo, cuando se trabajan con diversas condiciones de frontera, es decir, cuando en una parte las condiciones de frontera se dan en esfuerzos y en la otra parte en desplazamientos, los cuales traen consigo no sólo problemas matemáticos, sino de cálculo informático, tal como se demuestra en las investigaciones de D. Avodzhovi, V.A. Babechko, I.I. Vorovich, N.M. Borodachev, Yu.S. Yakovlev, V.A. Ilichev, A.E. Sargsian, V.M. Seimov, O.Ya. Shejter y otros más.

2.2.6 LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN SUELO - ESTRUCTURA

Actualmente la Interacción Suelo Estructura está siendo aplicada a todos los campos de la ingeniería civil; sin embargo, existen algunas líneas que no han sido investigadas:

- Considerar al suelo como inelástico y disipador de energía.
- Analizar el comportamiento del suelo en forma de elementos solidos incorporando los efectos de fricción, cohesión.

En esta área de investigación los países con mayor información respecto al tema son los rusos y los japoneses, cuyos aportes han permitido proyectar viviendas seguras, confiables y económicas.

2.2.7 MODELOS DINÁMICOS

2.2.7.1 MODELOS DINÁMICOS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA Y TRABAJO ESPACIAL DE LAS CONSTRUCCIONES[3]

En la actualidad la teoría sísmica está orientada a la precisión de los cálculos y las consideraciones reales, así mismo estamos orientados al cambio de metodologías de cálculos seguros, en busca de nuevas metodologías de análisis para resolver problemas constructivos.

En la actualidad resulta imposible resolver los diferentes problemas en la ingeniería sísmica sin la elaboración de metodologías físicas aproximadas; por eso, se propone modelos dinámicos de la interacción suelo estructura el cual nos permite acercarnos a la realidad del comportamiento de la estructura.

Para el desarrollo de los modelos se usan varias consideraciones Tradicionalmente. Se usó el modelo de péndulo invertido sin peso, con masas puntuales a nivel de entrepisos y empotrado en la base (suelo), el cual puede comunicar a la estructura la acción sísmica externa en dos direcciones mutuamente perpendiculares $\ddot{X}_{10}$, $\ddot{X}_{20}$ (Fig. 4), pero este modelo presentaba insuficiencias como la pérdida de diversos efectos dinámicos del trabajo real de la estructura, donde no se muestra el sentido físico de la Interacción Suelo Estructura.

[3] Genner Villarreal Castro, Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas (Trujillo: Imprenta Grafica Norte, 2007), 09-18.

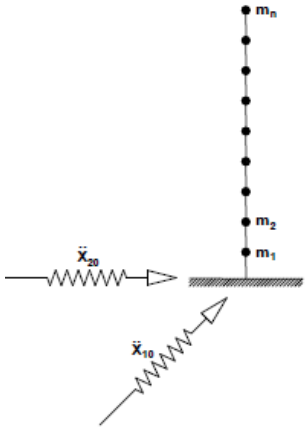


Figura 04: Modelo tradicional.

En La conferencia presentada por Rayanna B., Munirudrappa N. (India) estuvo orientada al análisis de interacción del suelo con un edificio de varios niveles ante la acción sísmica. El esquema de cálculo del edificio se eligió como una barra en voladizo con masas puntuales. Modelo de la base – 1 m – masa del estrato, que se apoya en suelo rocoso (fig.5). Se entiende que, ante la acción sísmica, la base (1m) realiza desplazamientos horizontales y giros. El amortiguamiento, tanto en el edificio, como en el suelo se considera por hipótesis equivalentes de resistencia viscosa. Tal tipo de modelo de cálculo es análogo al de la fig. 4, aunque en cierto modo muestra la esencia física del trabajo de la estructura con el suelo de fundación.

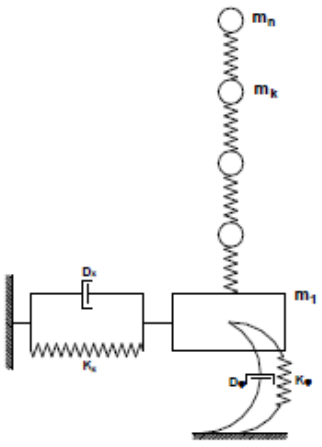


Figura 05: Modelo de base de estrato en un suelo rocoso.

En la conferencia de Kobori T. y otros (Japón) la interacción suelo – estructura fue planteada en forma de una losa rectangular (fig.6). Donde se consideró que la losa de cimentación se desplaza por el suelo y gira alrededor del plano vertical, así como parcialmente se puede despegar de la superficie de terreno.

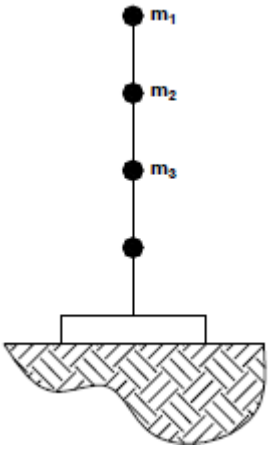


Figura 06: Modelo de base de losa de cimentación.

Así mismo el sistema de cálculo en forma cruzada con masas puntuales en los nudos (fig.7), fue presentado por Onen Y.H., Tomas M.S de Turquía.

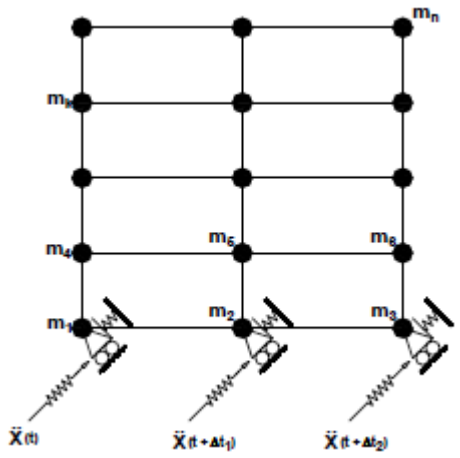


Figura 07: Modelo con masas puntuales.

Por parte de los rusos, basado en el método de elementos finitos con la ayuda de IBM M-220M, se investigó las reacciones dinámicas de una edificación rígida, considerando la interacción suelo estructura, el cual se modelo en forma de una placa deformable, dividida en elementos finitos, en

cuyos nudos se concentraron masas puntuales (problema lineal geométrico). Así mismo las bases de fundación se modeló en forma análoga a una losa, ambas estructuras se unieron elásticamente (fig.8).

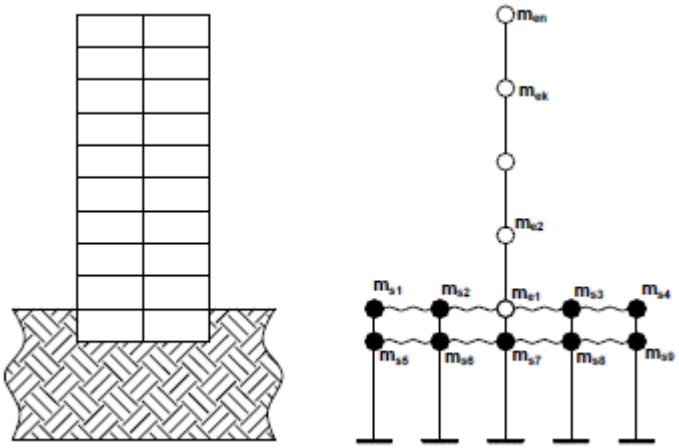


Figura 08: Modelo de placa deformable.

Como resultado de la investigación se llegó a lo siguiente: los desplazamientos dinámicos del suelo (el desplazamiento de la estructura resulto en un grado menor); la vibración de la placa, con que se modelo la superestructura tiene la forma de planos paralelos en el plano vertical.

Luego Ukleba D.k. (Uzbekistan) propuso un modelo de cálculo (fig.9), el cual consideraba la deformación conjunta elasto-plástica de la estructura y el suelo de fundación ante la acción sísmica. Este modelo se denomina genérico y viene a ser la prolongación del desarrollo del modelo de péndulo invertido con masas puntuales. Este modelo considera los desplazamientos horizontales del estrato del suelo.

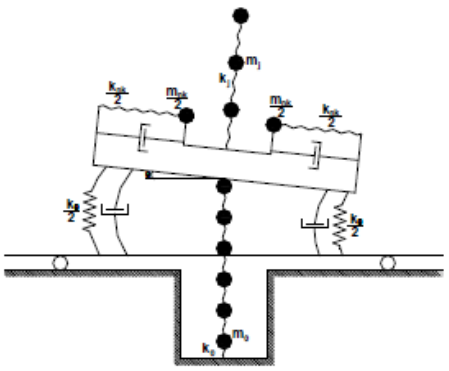


Figura 9: Modelo de deformación conjunta elasto-plástica.

Luego una investigación realizada por Palamaru G., Cosmulescu P. (Rumania), el cual modela como un pórtico elástico. Para considerar los desplazamientos horizontales del suelo se introdujo una masa adicional movible (fig.10), la magnitud de esta masa y la necesidad de su aplicación en el modelo, no fue demostrado teóricamente. Dicho modelo se considera un adelanto para la ciencia, no fue demostrado teóricamente, pero aun así este modelo se considera un adelanto para la ciencia, aunque su introducción haya sido hecha en forma empírica.

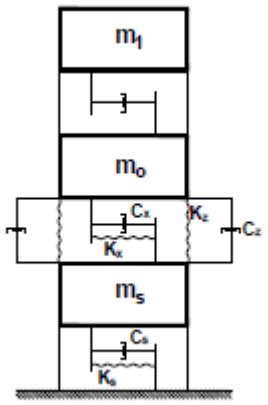


Figura 10: Modelo de un pórtico elástico.

Luego las investigaciones realizadas por Nikolaenko N.A y Nazarov Yu. P, el cual se considera como un nuevo paso en la creación de nuevos modelos de cálculo de un cuerpo solido de 6 grados de libertad (fig.11), tal propuesta describe claramente las vibraciones de desplazamiento y giro, así como los efectos dinámicos del trabajo espacial de la estructura, así mismo puede describir en forma unificada el movimiento de la estructura, considerando o no el desplazamiento del suelo de fundación.

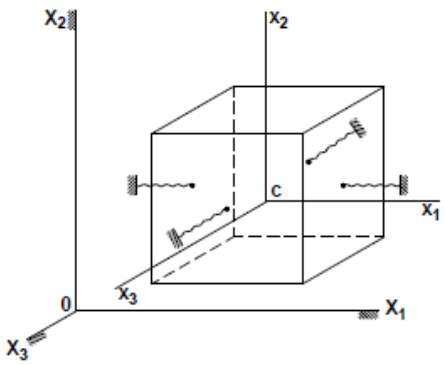


Figura 11: Modelo del cuerpo sólido.

Este problema de Interacción suelo estructura fue estudiado por científicos como A.A. Amosov, A.V. Anikev, D.D. Barkan, D.N. Birulia, I.G. Filipov, V.A. Ilichev, N.N. Shaposhnikov, J. Jauzner, B.K. Karapetian, A.Z. Kats, B.G. Korenev, Sh.G. Napetvaridze, A.G. Nazarov, N.P. Pabliuk, A.E. Sargsian, V.I. Smirnov, N.K. Snitko, M.T. Urazbaev y otros.

El problema central en las investigaciones sísmicas es la Interacción suelo-estructura. La esencia de este problema, es que la información sismológica se da en la superficie del terreno, sin la existencia de la edificación. Como consecuencia de la Interacción suelo-estructura, surge la alteración del primero, el cual es necesario considerar en las ecuaciones de movimiento. La solución del problema planteado para edificaciones pequeñas en el plano, fueron resueltas en forma independiente por V.N. Lombardo y V.M. Liatjer en el año 1973. La esencia en la solución de este problema, es que el movimiento del sistema está dado por la composición de dos ecuaciones.

Esta investigación está dedicado al trabajo espacial de las construcciones. El método propuesto en dichas investigaciones se basa en la división de las estructuras espaciales en elementos planos, que permiten satisfacer las condiciones de deformación conjunta por la línea de conexión de las partes divididas de la edificación. La interacción entre los elementos planos divididos se modela a través de conexiones elásticas. La carga sísmica en la losa se asume que es uniformemente distribuida. Esta metodología es fácil de usar para estructuras, donde la forma de flexión de los elementos verticales divididos es semejante, pudiéndose obtener resultados exactos para edificaciones con distribución regular. En casos más complicados se suele usar la metodología de determinación de formas y frecuencias de vibraciones libres, obtenidas de la solución de ecuaciones con la ayuda de la informática para esquemas espaciales de cálculo con masas puntuales.

2.2.7.2 ESQUEMA DE CÁLCULO DE EDIFICACIONES, CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DE LA BASE DE FUNDACIÓN[4]

La Interacción suelo estructura es el contacto dinámico entre el suelo y la cimentación, transmitiendo los movimientos del edificio, el cual es un análisis real, ya que se analiza como un trinomio suelo-cimentación-superestructura.

El problema en las edificaciones es el contacto dinámico ante la acción sísmica y cargar dinámicas, como resultado de ello tenemos las amplitudes de vibraciones y los esfuerzos, para ello la cimentación debe ser analizada como un cuerpo solido indeformable o infinitamente rígido.

Para la determinación de los parámetros de vibración con 6 grados de libertad se usa el modelo dinámico de la base en forma de un semiespacio isotrópico homogéneo linealmente deformable. El modelo físico de la base para cada uno de los 6 desplazamientos (3 traslacionales y 3 rotacionales de los ejes coordenados), el cual se muestra como un resorte y amortiguadores (fig.12), los cuales representan la rigidez cuasiestática y la rigidez acústica de la base respectivamente y describe la emisión de ondas planas que surgen como resultado de la interacción del cuerpo rígido con el medio elástico. Esta investigación es actual y de utilidad para los especialistas e investigadores en el área de la ingeniería geotécnica e ngeniería estructural.

[4] Genner Villarreal Castro, Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Plateas de Cimentación (Trujillo: Imprenta Grafica Norte, 2017), 25-27.

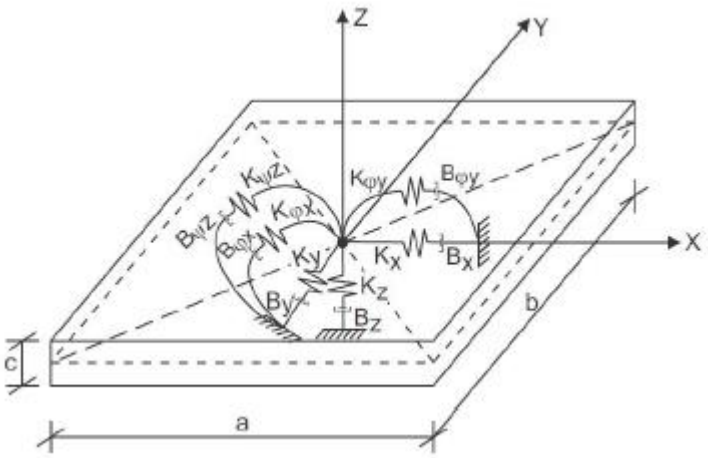


Figura 12: Esquema de interacción suelo-platea de cimentación.

El problema fundamental de la consideración de la flexibilidad de la base de fundación, consiste en la determinación de los coeficientes de rigidez (fig. 12)

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

K_x, K_y - coeficiente de rigidez de desplazamiento elástica uniforme (T/m)

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

$K_{\psi z}$ - coeficiente de rigidez de desplazamiento elástica no uniforme (T.m)

En la figura 12 se analiza la posibilidad de considerar el amortiguamiento, dado por las características de amortiguamiento $B_x, B_y, B_z, B_{\varphi x}, B_{\varphi y}, B_{\psi z}$.

De esta manera, las vibraciones puedan ser descritas particularmente por:

- Vibraciones verticales.
- Vibraciones horizontales.
- Vibraciones horizontal-rotacionales.
- Vibraciones rotacionales alrededor del eje vertical.

Dicho modelo de cálculo de la figura 12 debe ser corregido, para el caso de la acción sísmica, bajo los siguientes principios:

1. La cimentación debe ser analizada como un cuerpo absolutamente rígido, para ello, se deben de asignar las siguientes propiedades:

Módulo de elasticidad $E_{cimentacion}$=9.10^8 T/m^2

Coeficiente de Poisson $u_{cimentacion}$=0.05

Coeficiente de expansión térmica $u_{cimentacion}$=1,17.10^{-5}/ºC

2. El sistema dinámico suelo-estructura, la cimentación debe ser descrita como una masa puntual en el centro de gravedad de la platea.

Las masas trasnacionales respecto a los ejes centroidales X, Y, Z y las masas rotacionales respecto a los ejes de contacto suelo-platea, indicados como X', Y', Z', se calculan por la fórmula 12 como una lámina rectangular delgada y tomando como referencia las dimensiones de la figura 12.

$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{P_{platea}}{g} = \frac{\gamma.a.b.c}{g}$ (T. s^2/m)

$M_{\varphi x} = M_t\, d^2 + I_{mx} = M_t(\frac{c^2}{2}) + \frac{M_t b^2}{12}$ (T. s^2/m)

$M_{\varphi y} = M_t\, d^2 + I_{my} = M_t(\frac{c^2}{2}) + \frac{M_t a^2}{12}$ (T. s^2/m)

$M_{\psi z} = I_{mz} = \frac{M_t(a^2+b^2)}{12}$ (T. s^2.m)

Siendo:

P_{platea} = peso de la platea

γ = peso específico del concreto de la platea

d = distancia desde el centro de gravedad de la masa de la platea hasta la superficie de contacto con el suelo de fundación.

I_{mx}, I_{my}, I_{mz} – momentos de inercia de masa respecto a X,Y,Z

2.2.7.3 MODELOS DINÁMICOS DE ESTUDIO

2.2.7.3.1 MODELOS DINÁMICOS CORRIENTE RUSA

2.2.7.3.1.1 MODELO DINÁMICO DE BARKAN – O.A SAVINOV[5]

Como resultado de muchas investigaciones experimentales para determinar los coeficientes de rigidez de las cimentaciones, el científico ruso D.D. Barkan en el año 1948 propuso utilizar las siguientes expresiones:

K_x=K_y=$C_x A$

K_z=$C_z A$

$K_{\varphi x}$ =$C_{\varphi x}$ I_x

$K_{\varphi y}$ =$C_{\varphi y}$ I_y

Donde:

C_x- Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme

$C_{z,} C_{\varphi x,} C_{\varphi y,}$- Coeficiente de compresión elástica uniforme y no uniforme

A – área de la base de la platea de cimentación

I_x, I_y – momentos de inercia de masa respecto a X,Y

[5] Genner Villarreal Castro, Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Plateas de Cimentación (Trujillo: Imprenta Grafica Norte, 2017), 27-29.

Los coeficientes de desplazamiento y compresión de la base en el modelo D.D Barkan-O.A. Savinov se determinan por las formulas 1.1

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

$$C_z=C_0[1+\frac{2(a+b)}{\Delta.A}]\sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \qquad (1.1)$$

$$C_{\varphi x}=C_0[1+\frac{2(a+3b)}{\Delta.A}]\sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_{\varphi y}=C_0[1+\frac{2(3a+b)}{\Delta.A}]\sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

Donde:

C_0- Coeficiente determinado a través de ensayos experimentales para ρ_0=0.2kg/ cm^2 o por la tabla 1

a, b – Dimensiones de la cimentación en los ejes X e Y, respectivamente.

Δ – Coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual Δ= $1m^{-1}$

A – área de la base de la platea de cimentación

ρ – presión estática, que se determina por la fórmula 1.2

$$\rho = \frac{P_{edificio} + P_{platea}}{A_{platea}}$$

Siendo:

$P_{edificio}$- peso del edificio.

P_{platea}- peso de la platea de cimentación.

A_{platea}- área de la platea de cimentación.

Para el coeficiente D_0, se puede utilizar la dependencia empírica 1.3

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0.5\mu}.C_0$$

Donde:

μ – Coeficiente de poisson del suelo.

El modelo dinámico D.D. Barkan - O.A. Savinov es teórico-experimental, basado en la interacción de la cimentación con la base de fundación en forma de proceso establecido de vibraciones forzadas, como un proceso ondulatorio no estacionario:

Tabla 01: Valores del coeficiente C_0 cuando ρ_0=0.20 kg/cm.

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	$C_0(kg/cm^3)$
S_0	Roca dura	Roca sana con velocidad de ondas de corte $\nabla_s > 1500 m/s$	4,0
S_1	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($I_L < 0$)	3,0
		Arena compacta ($I_L < 0$)	2,2
		Cascajo, grava arenosa densa, canto rodado, arena muy densa	2,6
S_2	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0,25 < I_L \leq 0,5$)	2,0
		Arena plástica ($0 < I_L \leq 0,5$)	1,6
		Arena polvorosa medio densa y densa ($e \leq 0,80$)	1,4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1,8
S_3	Suelos blandos	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0,5 < I_L \leq 0,75$)	0,8
		Arena plástica ($0,5 < I_L \leq 1$)	1,0
		Arenas polvorosa, saturada, porosa ($e > 0,80$)	1,2
S_4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_L > 0,75$)	0,6
		Arena movediza ($I_L > 1$)	0,6

2.2.7.3.1.2 MODELO DINÁMICO DE A.E SARGSIAN[6]

En las investigaciones de A.E. Sargsian y A.A. Najapetian se elaboró otro modelo dinámico de Interacción suelo-estructura, utilizado para fines académicos. Consideró al medio como inercial elástico homogéneo isotrópico, obteniendo los coeficientes de rigidez, expresados en la fórmula 1.4:

$$K_x = K_y = \frac{28.8\rho {C_2}^2}{\sqrt{\pi}(7-8\mu)}\sqrt{A}$$

$$K_z = \frac{4\rho {C_2}^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)}\sqrt{A}$$

$$K_{\varphi x} = \frac{8.52\rho {C_2}^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)}.\frac{I_x}{\sqrt{A}} \qquad (1.4)$$

$$K_{\varphi y} = \frac{8.52\rho {C_2}^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)}.\frac{I_y}{\sqrt{A}}$$

$$K_{\psi z} = \frac{4\rho {C_2}^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)}.\frac{I_z}{\sqrt{A}}$$

Cabe resaltar que los coeficientes K toman en cuenta la rigidez al giro geométrico y al de las masas inerciales del suelo de fundación que interactúa con la estructura, respecto a los planos “X”, “Y” y “Z”, con la finalidad de lograr un comportamiento real suelo-estructura con sus 6 grados de libertad activados.

[6] Genner Villarreal Castro, Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Plateas de Cimentación (Trujillo: Imprenta Grafica Norte, 2017), 31-33.

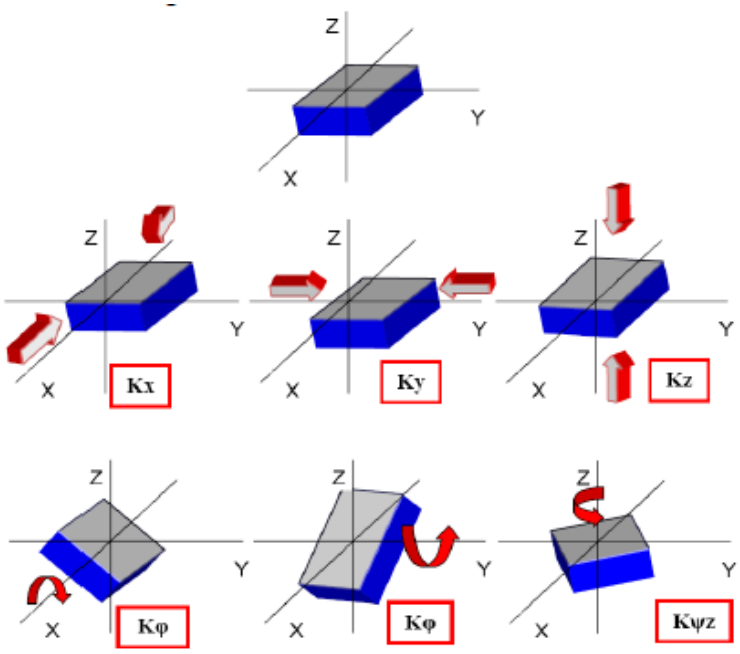


Figura 13: Grados de libertad según el modelo de A.E Sargsian.

Este modelo de análisis presenta coeficientes de amortiguamiento en los 6 grados de libertad, logrando con ello disipar la energía del sismo tal y como sucede en una edificación real. Las características de amortiguamiento del suelo de fundación, se determina por la fórmula 1.5

$$B_x = B_y = \frac{18.4(1-\mu)\rho C_2}{\sqrt{\pi}(7-8\mu)}.A$$

$$B_z = \frac{3{,}4\sqrt{1-2\mu}.\rho C_1}{\mu(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}}.A$$

$$B_{\varphi x} = \frac{1{,}6\sqrt{1-2\mu}.\rho C_1}{\mu(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}}.I_x \qquad (1.5)$$

$$B_{\varphi y} = \frac{1{,}6\sqrt{1-2\mu}.\rho C_1}{\mu(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}}.I_y$$

$$B_{\psi z} = \frac{3{,}4\sqrt{1-2\mu}.\rho C_1}{\mu(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}}.I_z$$

Donde:

ρ – Densidad del suelo de fundación.

μ – Coeficiente de poisson del suelo de fundación.

C_1 – Velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación.

C_2 – Velocidad de propagación de las ondas transversales en el suelo de fundación.

A – Área de la platea de cimentación

I_x, I_y – Momentos de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y

I_z– Momentos de inercia de la platea de cimentación respecto al eje vertical Z (momento polar de inercia)

De acuerdo a la concepción de semiespacio elástico, las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales, se pueden calcular por la fórmula 1.6

$$C_1 = \sqrt{\frac{(1-\mu)E}{(1+\mu)(1-2\mu)\rho}} \qquad (1.6)$$

$$C_2 = \sqrt{\frac{E}{(1+\mu)\rho}}$$

Siendo:

E – módulo de elasticidad del suelo de fundación.

2.2.7.3.1.3 MODELO DINÁMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05[7]

Estos modelos de análisis consideran los 6 grados de libertad de la Interacción Suelo-Estructura. Los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme $K_z\,(\frac{t}{m})$; desplazamiento elástico uniforme $K_x, K_y(\frac{t}{m})$; compresión elástica no uniforme $K_\psi(t.m)$ y desplazamiento elástico no uniforme $K_{\varphi x,} K_{\varphi y}$; se calculan por las fórmulas:

$$K_x = K_y = C_x A$$

$$K_z = C_z A$$

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x \qquad (1.7)$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi z} I_z$$

Donde:

A – Área de la platea de cimentación

I_x, I_y – Momentos de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y

I_z– Momentos de inercia de la platea de cimentación respecto al eje vertical Z (momento polar de inercia)

[7] Genner Villarreal Castro, Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Plateas de Cimentación (Trujillo: Imprenta Grafica Norte, 2017), 29-31.

La principal característica elástica de la cimentación, es decir, el coeficiente de compresión elástica uniforme C_z (T/m^3), se determina por medio de ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la fórmula 1.8:

$$C_z = b_0 E(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}}) \qquad (1.8)$$

Donde:

b_0– coeficiente de corrección de unidad de medida (m^{-1}), asumido para suelos arenoso igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, canto rodados, arenas densas y muy densas igual a 1,5.

E – módulo de elasticidad del suelo de fundación.

A_{10}= 10m^2

A – área de la platea de cimentación.

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x (T/m^3), compresión elástica no uniforme $C_{\varphi x}, C_{\varphi y}$(T/$m^3$) y el desplazamiento elástico no uniforme $C_{\psi z}$ (T/m^3); se determinan por la fórmula 1.9.

$C_x = 0{,}7C_z$

$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 2C_z \qquad (1.9)$

$C_{\psi z} = C_z$

Las propiedades de amortiguación de la base de la cimentación, se deben de considerar las amortiguaciones relativas β, determinadas por ensayos de laboratorio. En el caso que no existan datos experimentales, la amortiguación relativa para las vibraciones verticales β, se puede determinar por la siguiente fórmula 1.10

$$\beta_z = 2.\sqrt{\frac{E}{C_z.p_m}} \qquad 1.10$$

Donde:

E – módulo de elasticidad del suelo de fundación.

C_z – coeficiente de compresión elástica uniforme.

p_m – presión estática media en la base de la cimentación.

$$p_m \leq \gamma_{ts} R \qquad 1.11$$

Siendo:

γ_{ts} – coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, asumido, igual a 0.7 para arenas saturadas de grano fino o polvorosa y arcilla de consistencia movediza; y para el resto de suelos es igual a 1

R – resistencia de capacidad portante del suelo de fundación.

Los amortiguadores relativos para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontales y verticales, así mismo podemos determinar por la fórmula 1.12:

$$\beta_x = 0{,}6\beta_z$$

$$\beta_{\varphi x} = \beta_{\varphi y} = 0{,}5\beta_z \qquad (1.12)$$

$$\beta_{\psi z} = 0{,}3\beta_z$$

Así mismo las características de amortiguamiento del suelo de fundación, se determinan por la siguiente formula 1.13

$$B_x = B_y = 2\beta_x\sqrt{K_x M_x}$$

$$B_z = 2\beta_z\sqrt{K_z M_z} \qquad (1.13)$$

$$B_{\varphi x} = 2\beta_{\varphi x}\sqrt{K_{\varphi x}M_{\varphi x}}$$

$$B_{\varphi y} = 2\beta_{\varphi y}\sqrt{K_{\varphi y}M_{\varphi y}}$$

$$B_{\psi y} = 2\beta_{\psi y}\sqrt{K_{\psi y}M_{\psi y}}$$

Siendo:

β – amortiguación relativa.

K- coeficiente de rigidez.

M- masa de la platea de cimentación.

2.2.7.3.2 MODELOS DINÁMICOS CORRIENTE NORTEAMERICANA

2.2.7.3.2.1 MODELO DINÁMICO A. PAIS Y E. KAUSEL[8]

El primer paso en el estudio de un problema de Interacción suelo-estructura es la evaluación de la matriz de rigidez dinámica de la base. De especial interés es el caso en que el suelo es mucho más suave que la base; se puede suponer entonces que la base mantiene su forma mientras vibra, de modo que seis componentes (tres desplazamientos y tres rotaciones) son suficientes para describir su movimiento. La matriz de rigidez dinámica tiene solo seis columnas y filas.

[8] Artur Pais and Eduardo Kausel, Soil Dynamics and Earthquake Engineering (Dept. of Civil Engineering, Room 1-271, MIT, Cambridge, MA 02139, USA), 213-227.

Para encontrar las funciones de rigidez dinámica, se debe resolver un problema de valor límite mixto, en el cual los desplazamientos se prescriben en el área de contacto entre la cimentación y el suelo, y las tracciones se desvanecen en la superficie libre del suelo. Dado que este problema es bastante difícil, no es sorprendente que las soluciones analíticas estén disponibles solo para casos muy especiales. Luco et al. [1,2] proporcionan las funciones de cumplimiento para una base de disco en un medio espacio elástico, suponiendo un contacto sin fricción, y para una base de banda unida a un medio espacio elástico. Los cimientos reales, por otro lado, generalmente están incrustados en el suelo y tienen formas abigarradas. Para encontrar las funciones de rigidez dinámica en estos casos; uno debe usar procedimientos numéricos como el método de elementos finitos o los métodos integrales de límite.

Mientras vibra, la base genera ondas que irradian a través del suelo una cierta cantidad de energía. Esto introduce algo de amortiguación en el movimiento de la base, que generalmente se conoce como amortiguación de radiación (o geométrica). Para tener en cuenta este fenómeno en soluciones numéricas con elementos finitos, el modelo de suelo debe incluir una vasta región más allá de la base. Sin embargo, una isla de suelo tan grande no es necesaria cuando el modelo incluye límites de transmisión [3,4] que reproducen el comportamiento físico del sistema infinito y que se pueden aplicar directamente en el borde de la base. Sin embargo, estos límites generalmente se basan en idealizaciones del suelo como estratos finitos sostenidos por rocas rígidas de modo que cualquier radiación en el lecho de roca, que puede estar presente en un medio espacio elástico (o en un aluvión muy profundo) se descuida en tales modelos.

Para evitar este problema, Day [5] realizó análisis transitorios de elementos finitos para movimientos impulsivos de una base cilíndrica incorporada, obteniendo después la rigidez dinámica como funciones de la frecuencia realizando una transformación de Fourier de la función de respuesta implícita truncada, es decir, eliminando los reflejos del límite. Sin embargo,

este procedimiento no se puede aplicar a los suelos estratificados, ya que no es posible distinguir entre las reflexiones reales en las interfaces de las capas y la reflexión espuria en el límite. Apsel [6] por otro lado, utilizó una formulación de ecuaciones integrales para el mismo problema y encontró un muy buen acuerdo con los resultados de Day. Debe agregarse que Aspel asumió una pequeña cantidad de amortiguación interna en el suelo, mientras que Day asumió un medio elástico.

Con respecto a los cimientos rectangulares, Wong et al [7] presentaron funciones de cumplimiento para cimentaciones fijas para varias relaciones de longitud a anchura, que se obtuvieron al dividir el área de contacto entre la cimentación y el suelo en subregiones en las que se suponía un esfuerzo constante. Usando el mismo método, Wong y Luco [8] presentaron tablas de funciones de impedancia para cimientos rectangulares planos. Domínguez [9], por otro lado, aplicó la formulación integral de límites para calcular las rigideces de los cimientos empotrados rectangulares, examinando una gran cantidad de relaciones de aspecto en el rango de baja frecuencia. Abascal [10], utilizando un enfoque similar, presentó las rigideces de una base incrustada cuadrada.

FORMULACIONES RECTANGULARES INCRUSTADAS

a) Rigidez estática de cimentaciones superficiales

En el caso de los cimientos rectangulares, la falta de simetría cilíndrica aumenta sustancialmente la dificultad del problema, de modo que no se dispone de resultados analíticos rigurosos, ni siquiera para los cimientos de la superficie. Además, la relación de largo a ancho, L / B (ver Fig. 14), que define la geometría de la base, es otro parámetro que debe tenerse en cuenta. Cuando la base es muy larga, su rigidez en la dirección corta se acerca a la rigidez de una base de banda (problema 2-D).

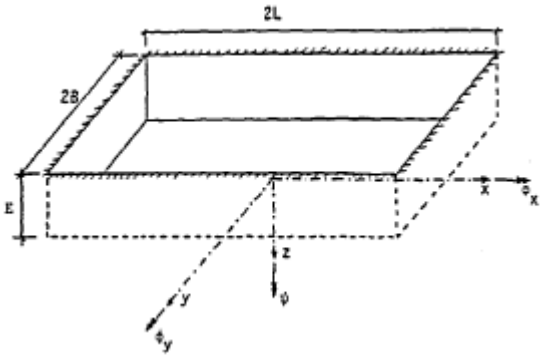


Figura 14: Base incrustada rectangular.

La Tabla 2 muestra las rigideces estáticas de una base cuadrada encontradas por varios autores, pero escaladas por el factor que da la dependencia de la relación de Poisson para cimientos circulares. La suposición subyacente es que la dependencia de la relación de Poisson es la misma para los cimientos rectangulares y circulares. Si esto es cierto, los resultados en la tabla son independientes de la relación de Poisson. A juzgar por los números en las columnas cuatro y cinco en esta tabla, esta suposición parece ser razonable.

Tabla 02: Rigideces estáticas de una base cuadrada

	Abascal	Dominguez		Wong and Luco		
		(a)	(b)	$\nu = 1/3$	$\nu = 0.45$	Value taken
$\frac{K_H^0(2-\nu)}{GB}$	9.41	9.47	9.35	9.22	9.16	9.2
$\frac{K_V^0(1-\nu)}{GB}$	4.75	4.88	4.75	4.66	4.57	4.7
$\frac{K_R^0(1-\nu)}{GB^3}$	4.38	3.85	3.79	4.17	4.04	4.0
$\frac{K_t^0}{GB^3}$	8.71	7.53	7.48	8.31	8.42	8.31
$\frac{K_{RH}^0}{GB^2}$	–	–	–	0.508	0.302	0

(a) Condiciones de contorno
(b) Condiciones de frontera

Los valores en esta tabla coinciden razonablemente bien, excepto en los modos de momento y torsión, donde los resultados de Domínguez parecen demasiado bajos. Los valores elegidos para las rigideces estáticas se muestran en la última columna (basada principalmente en los resultados de Wong y Luco). La rigidez del acoplamiento se ha descuidado porque su

valor es pequeño para una cimentación superficial. Las figuras 15 a 19 muestran las rigideces estáticas de las bases rectangulares en términos de la relación de aspecto L / B, y para la relación de Poisson v = 1/3. Estas cifras se basan en los datos presentados por Wong et al 8, Domínguez 9 y Gorbunov-Posanov [11]. El uso de estas cifras condujo a las siguientes aproximaciones (con L / B≥1):

Vertical

$$\frac{K_V^0(1-\nu)}{GB} = 3.1(L/B)^{0.75} + 1.6$$

Horizontal

$$\frac{K_{Hx}^0(2-\nu)}{GB} = 6.8(L/B)^{0.65} + 2.4$$

$$\frac{K_{Hy}^0(2-\nu)}{GB} = \frac{K_{Hx}^0(2-\nu)}{GB} + 0.8(L/B-1)$$

Rocking

$$\frac{K_{Rx}^0(1-\nu)}{GB^3} = 3.2(L/B) + 0.8$$

$$\frac{K_{Ry}^0(1-\nu)}{GB^3} = 3.73(L/B)^{2.4} + 0.27$$

Torsion

$$\frac{K_t^0}{GB^3} = 4.25(L/B)^{2.45} + 4.06$$

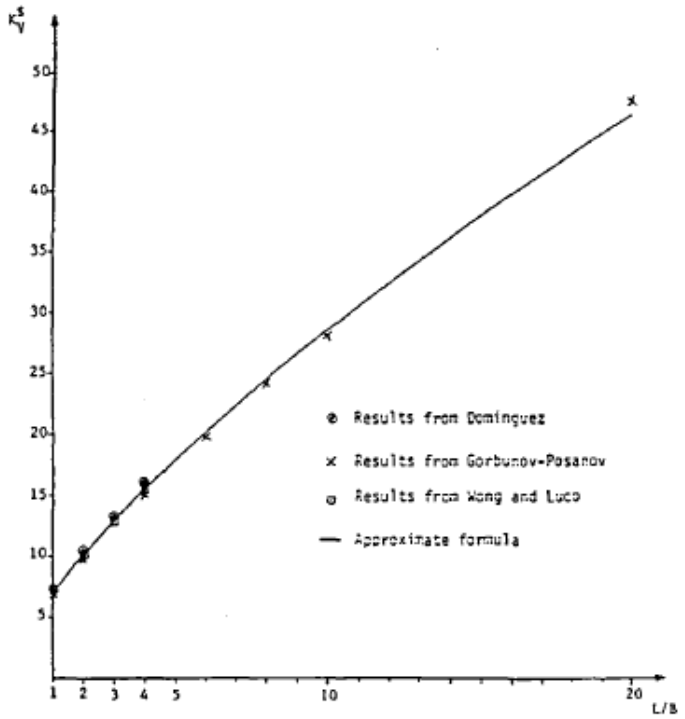


Figura 15: Variaciones de la rigidez vertical estática con la forma del neumático de la base del neumático.

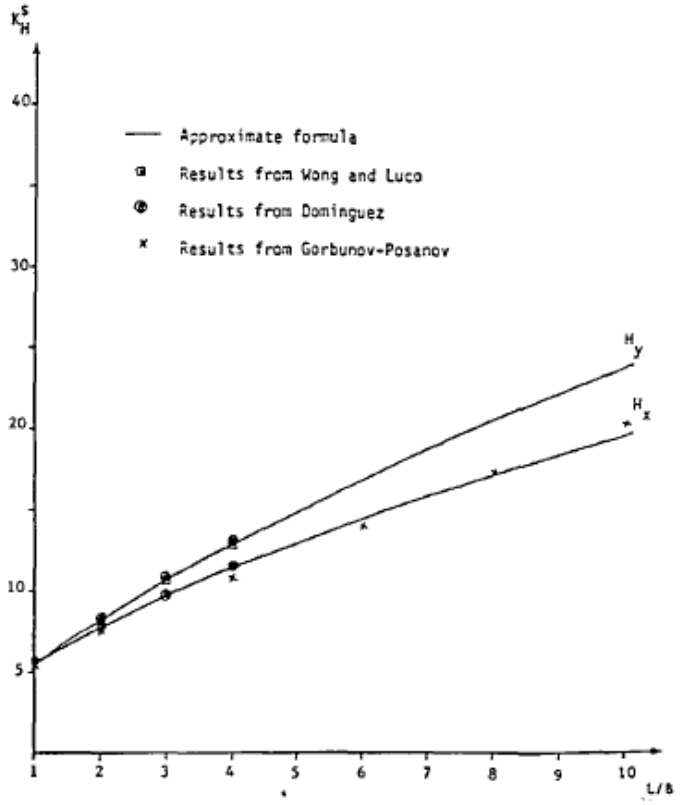


Figura 16: Variaciones de la rigidez estática horizontal con la forma de la cimentación.

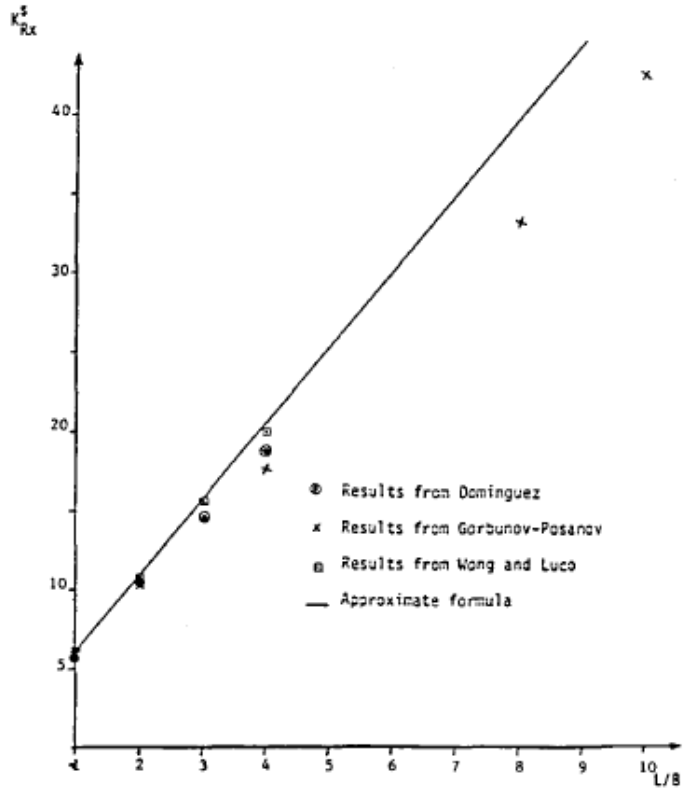


Figura 17: Variaciones de la rigidez estática vertical con la forma de la cimentación.

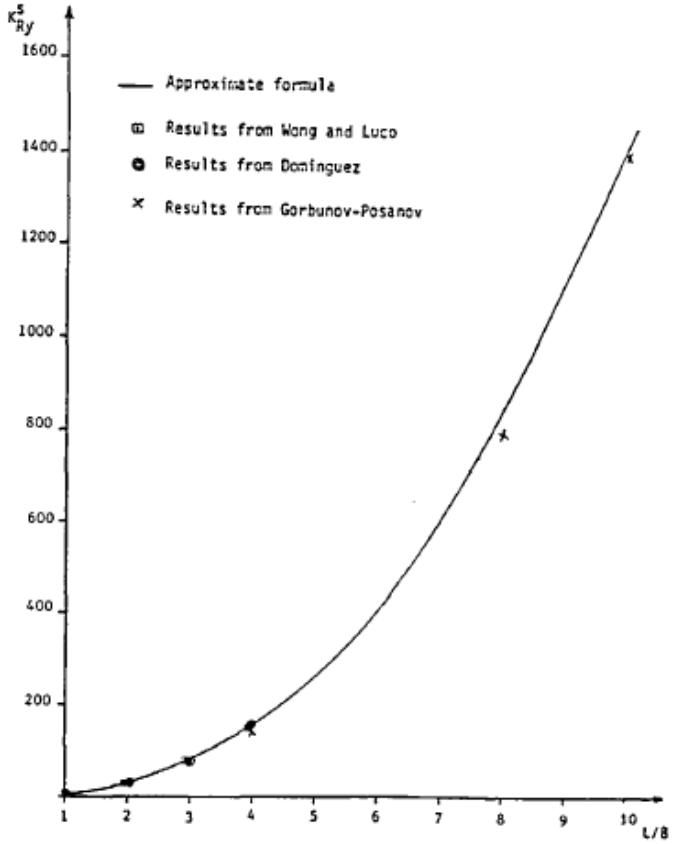


Figura 18: Variaciones de momento estático rígido con la forma de la cimentación.

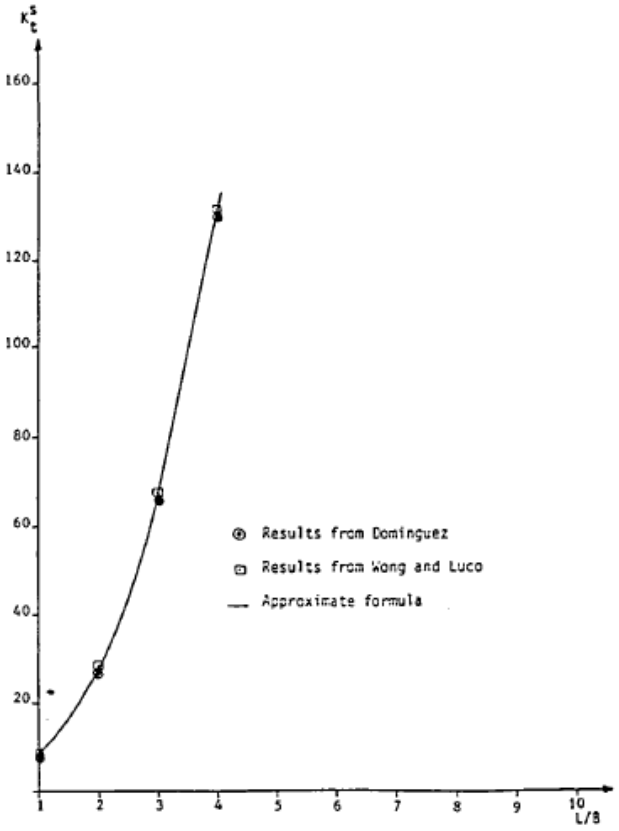


Figura 19: Variación torsional estática rígido con la forma de la cimentación.

El exponente de (L / B) es menor que 1 para los modos vertical y horizontal, igual a 1 para balancearse alrededor del eje longitudinal, y mayor que I para la torsión y para balancearse alrededor de un eje transversal. Estos valores se aproximan a las rigideces de una base de banda a medida que aumenta la relación longitud / anchura.

La Tabla 3 muestra una comparación numérica de las rigideces encontradas por Wong et al [8] (v = 1/3), Domínguez [9] y las fórmulas propuestas, para 1≤L/B≤4. Como se puede ver, el acuerdo es muy bueno, las mayores diferencias son menos de un pequeño porcentaje.

Tabla 03: Rigideces por Wong y Domínguez.

Mode		$L/B=1$	$L/B=2$	$L/B=3$	$L/B=4$
Vertical	Wong ($v=1/3$)	4.66	6.73	8.56	10.22
$\frac{K_V^0(1-v)}{GB}$	Dominguez	4.88	7.0	8.9	10.7
	Formula	4.70	6.81	8.66	10.36
Horizontal-x	Wong ($v=1/3$)	9.22	12.95	16.19	19.15
$\frac{K_{Hx}^0(2-v)}{GB}$	Dominguez	9.47	13.1	16.3	19.3
	Formula	9.20	13.07	16.29	19.14
Horizontal-y	Wong ($v=1/3$)	9.22	13.75	17.79	21.48
$\frac{K_{Hy}^0(2-v)}{GB}$	Dominguez	9.47	14.0	18.1	21.8
	Formula	9.20	13.87	17.89	21.54
Rocking-x	Wong ($v=1/3$)	4.17	7.18	10.30	13.18
$\frac{K_{Rx}^0(1-v)}{GB^3}$	Dominguez	3.85	6.8	9.75	12.8
	Formula	4.00	7.20	10.40	13.60
Rocking-y	Wong ($v=1/3$)	4.17	20.21	52.26	104.21
$\frac{K_{Ry}^0(1-v)}{GB^3}$	Dominguez	3.85	19.6	50.6	105.3
	Formula	4.0	19.96	52.37	104.18
Torsion	Wong ($v=1/3$)	8.31	28.32	67.41	131.03
$\frac{K_t^0}{GB^3}$	Dominguez	7.53	26.8	65.7	129.2
	Formula	8.31	27.28	66.77	130.95

b) Rigidez dinámica de las bases de la superficie

Para describir la variación de las rigideces con la frecuencia, los resultados de Wong y Luco [8] se usaron como referencia, ya que están disponibles para un rango razonablemente extendido de frecuencias; sus gráficos se muestran en las Figs. 20-33 (línea continua). La forma de estos trazados es bastante irregular, por lo que su aproximación mediante fórmulas simples no es fácil. El uso de análisis de regresión sobre estos datos condujo a las fórmulas de la Tabla 4.

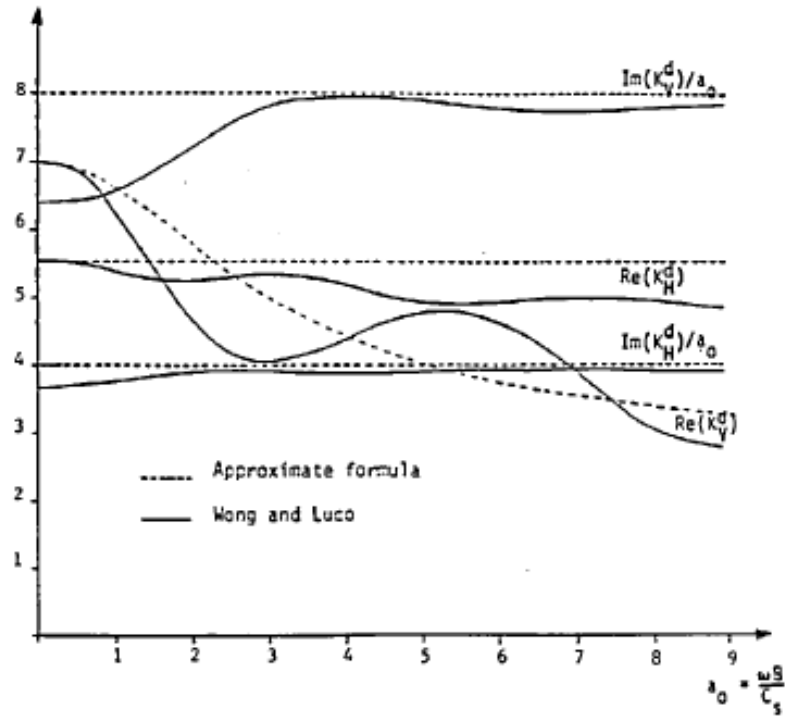


Figura 20: Variación de la rigidez con frecuencia, superficie, Fundación L/B =1 (modo vertical y horizontal).

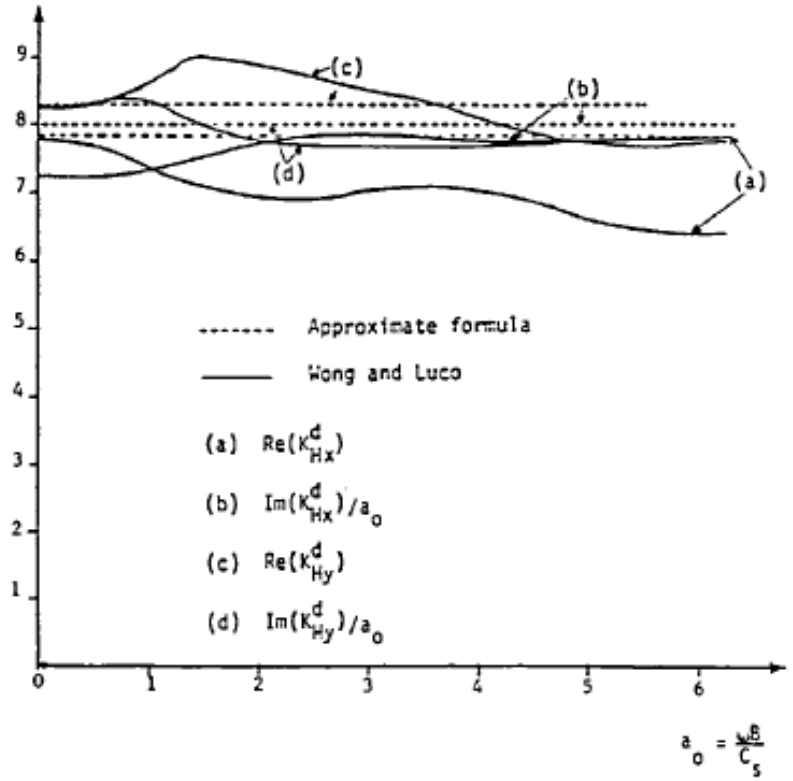


Figura 21: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =2 (modo horizontal).

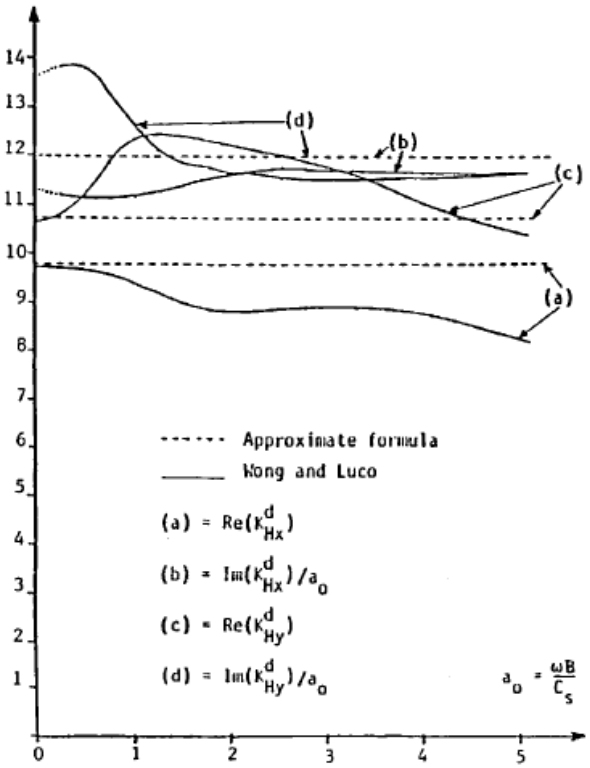


Figura 22: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =3 (modo horizontal).

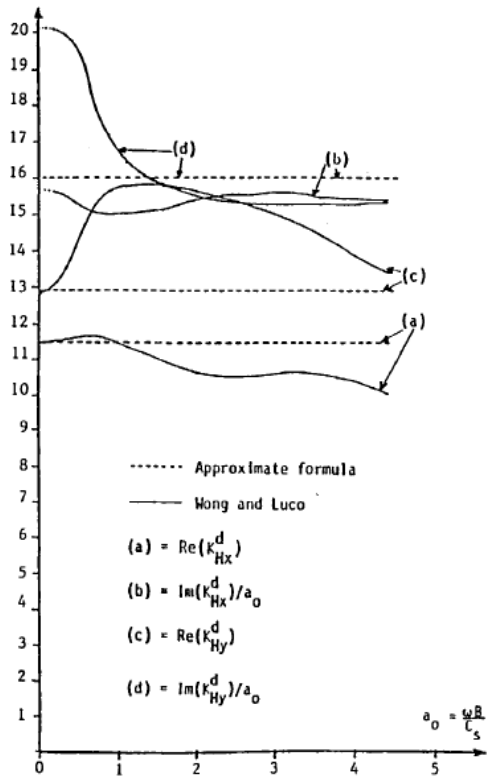


Figura 23: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =4 (modo horizontal).

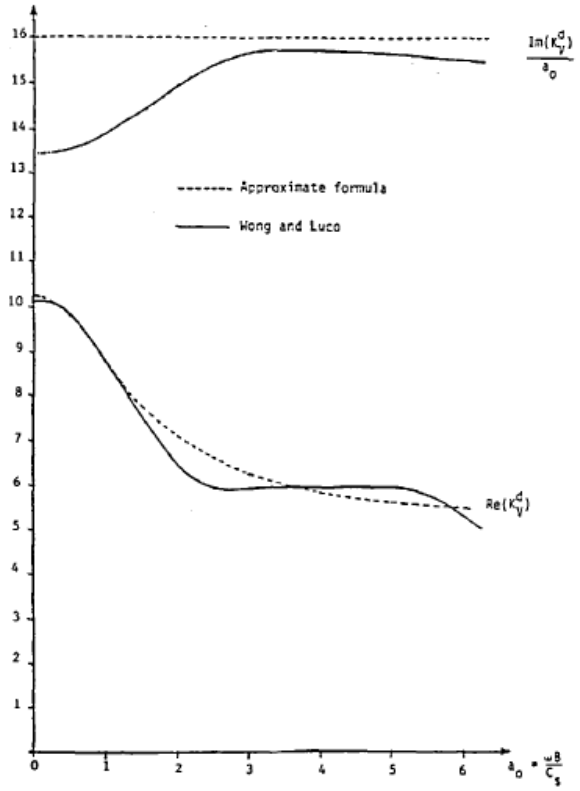


Figura 24: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =2 (modo vertical).

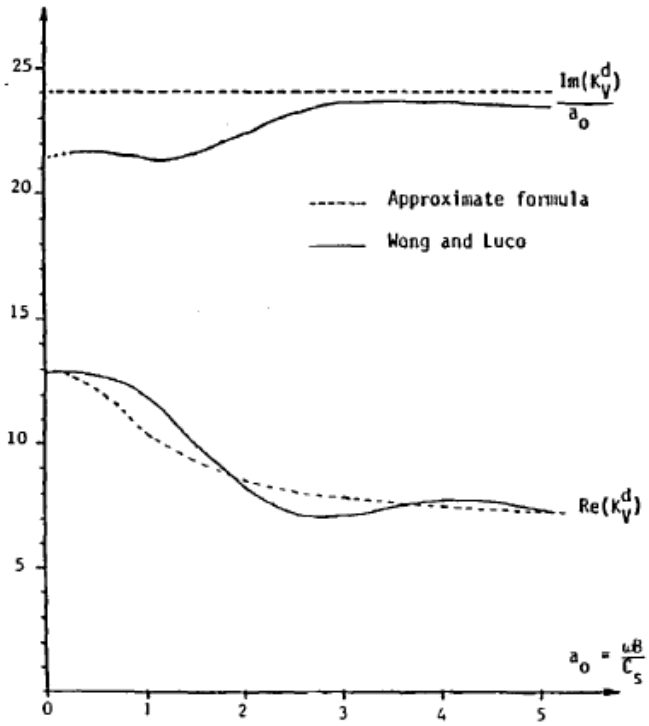


Figura 25: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =3 (modo vertical).

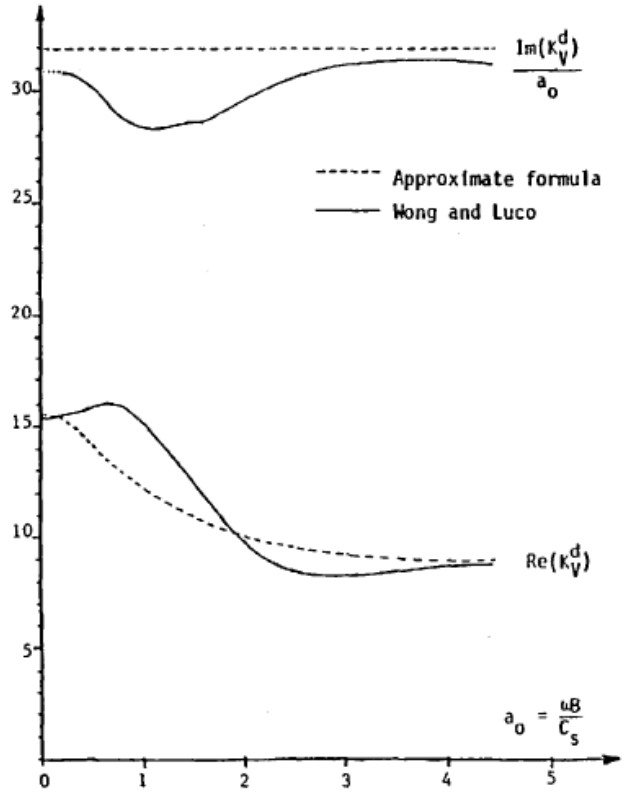


Figura 26: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =4 (modo vertical).

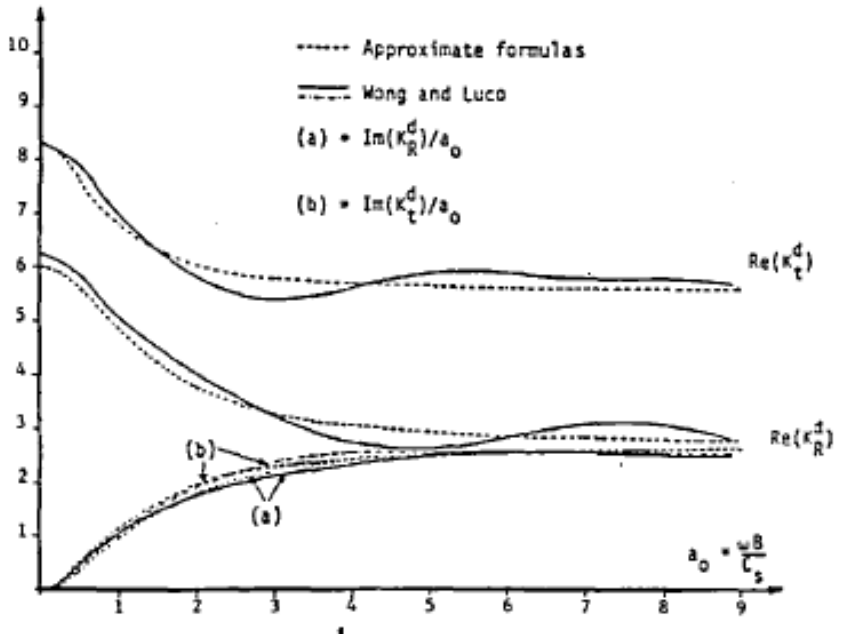


Figura 27: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =4 (momento y torsión).

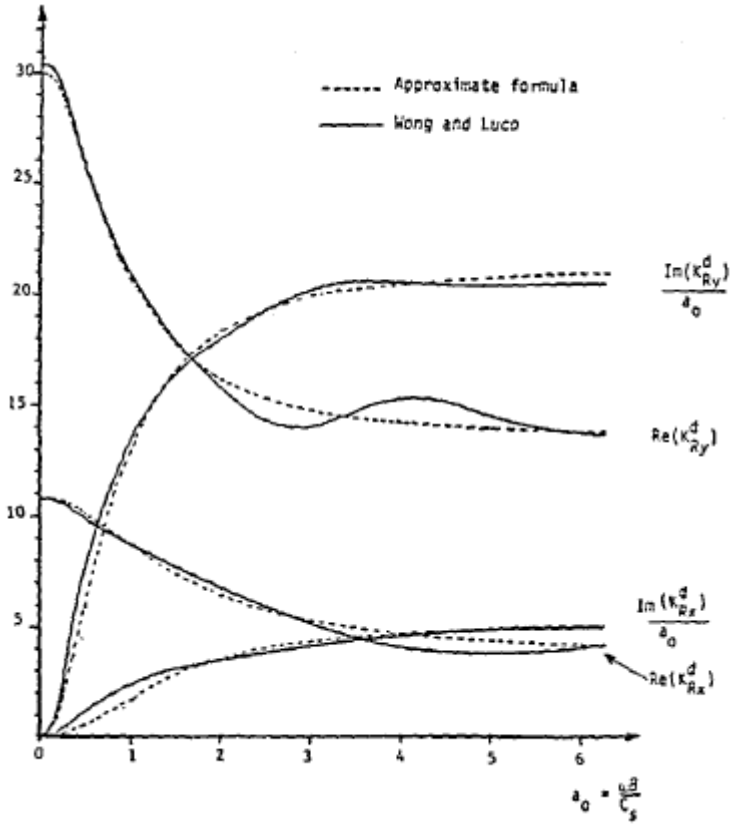


Figura 28: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =2 (momento).

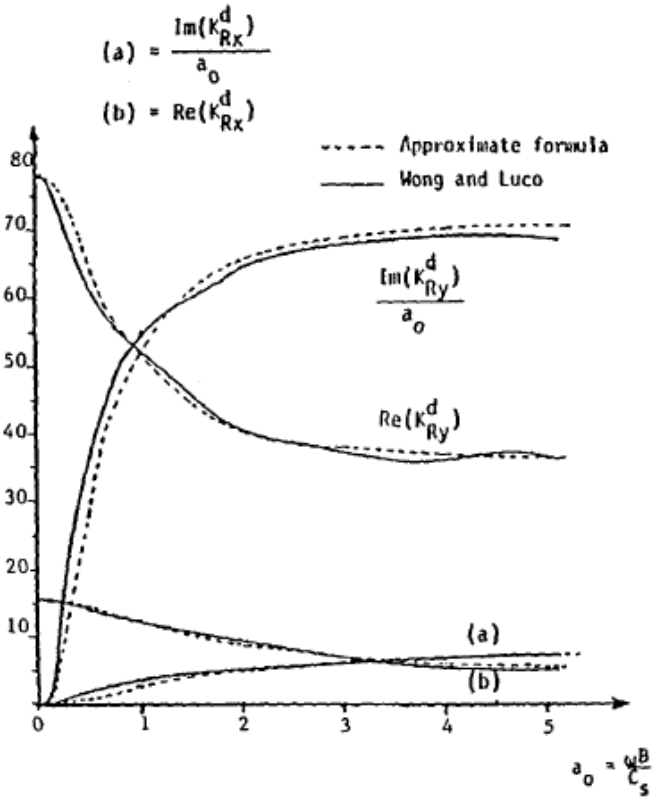


Figura 29: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =3 (momento).

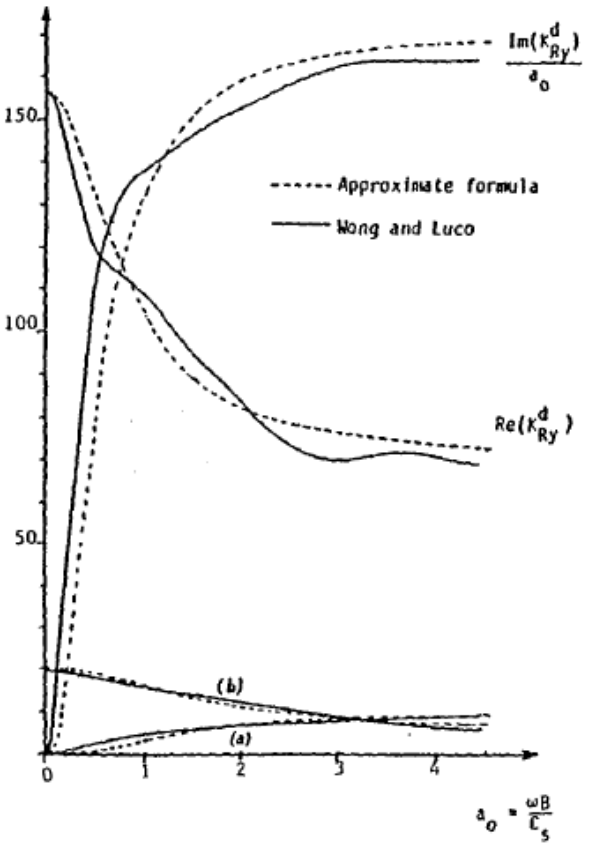


Figura 30: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =4 (momento).

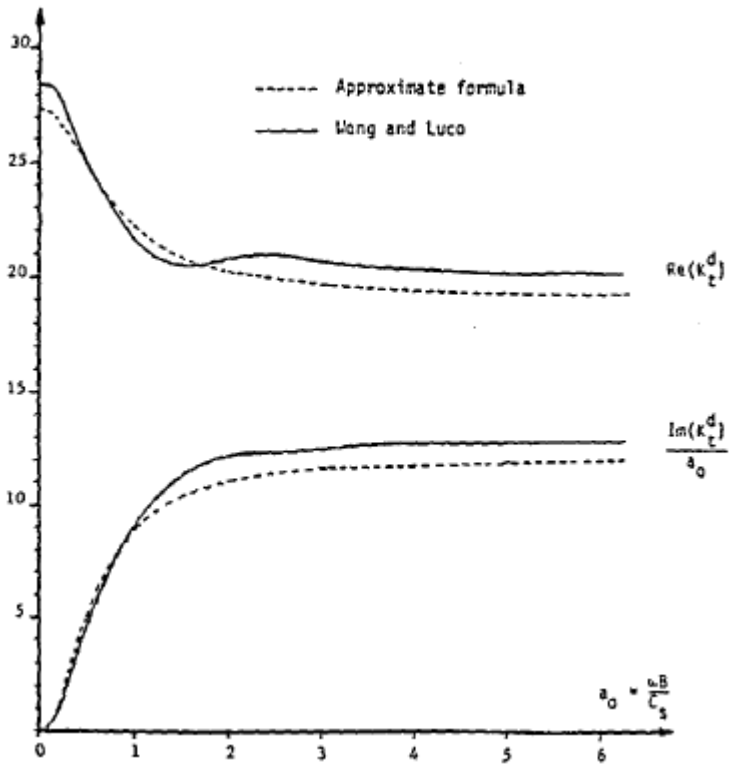


Figura 31: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =2 (torsión).

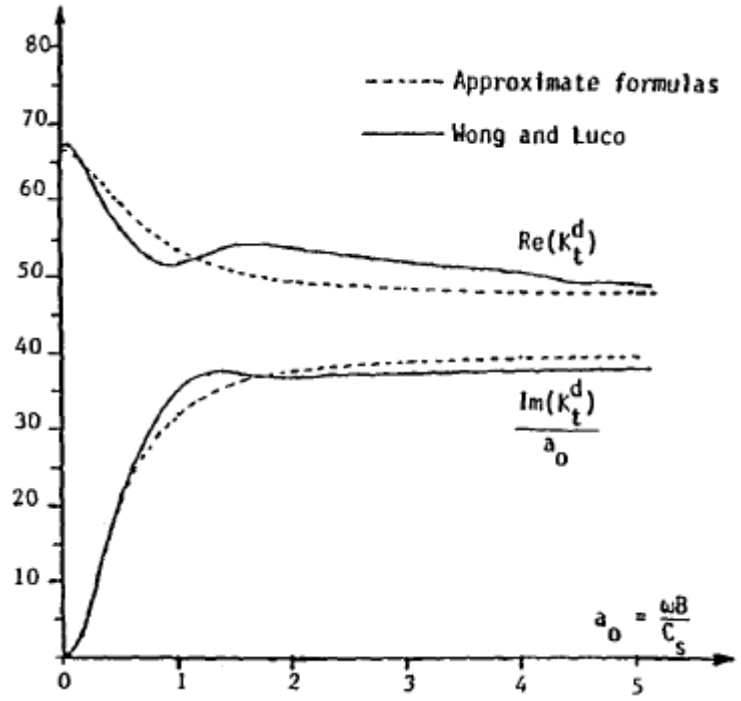


Figura 32: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =3 (torsión).

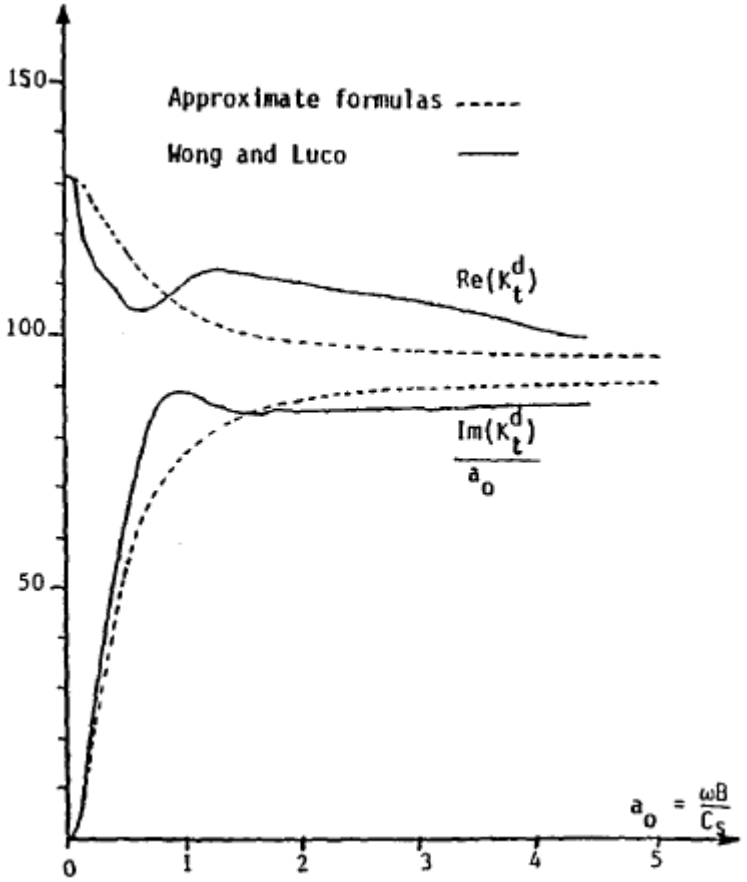


Figura 33a: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =3 (torsión).

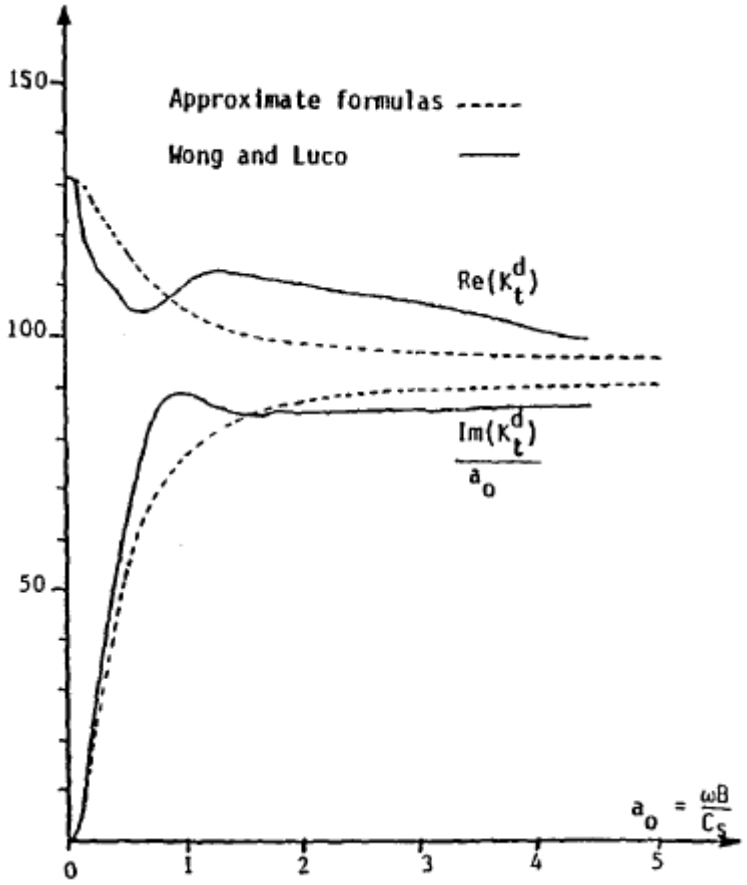


Figura 33b: Variación de la rigidez con frecuencia; superficie, Fundación L/B =4 (torsión).

Estas fórmulas también se trazan como líneas discontinuas en las Figuras 20-33. Se debe tener cuidado en su uso, ya que las partes reales no son muy confiables, particularmente a altas frecuencias. Las partes imaginarias, por otro lado, son bastante buenas y válidas incluso para frecuencias muy altas. Como en el caso de los cimientos cilíndricos, se ha ignorado la influencia de la relación de Poisson sobre la variación de las rigideces con la frecuencia.

Tabla 04: Rigideces dinámicas.

Vertical	Torsion
$\bar{K}_v^d = K_v^0(k + ia_0c)$ $k = 1.0 - \frac{da_0^2}{b + a_0^2}$ $\quad c = \frac{4\chi L/B}{K_v^0}$ $d = 0.4 + \frac{0.2}{L/B}$ $\quad b = \frac{10}{1 + 3(L/B - 1)}$	$\bar{K}_t^d = K_t^0(k + ia_0c)$ $k = 1.0 - \frac{da_0^2}{b + a_0^2}$ $\quad c = \frac{4[\frac{1}{3}(L/B)^3 + \frac{1}{3}(L/B)]}{K_t^0} \frac{a_0^2}{f + a_0^2}$ $d = 0.33 - 0.03\sqrt{L/B - 1}$ $\quad f = \frac{1.4}{1 + 3(L/B - 1)^{0.7}}$ $b = \frac{0.8}{1 + 0.33(L/B - 1)}$
Horizontal	**Rocking**
$\bar{K}_{Hx}^d = K_{Hx}^0(k + ia_0c)$ $k = 1.0$ $\quad c = \frac{4L/B}{K_{Hx}^0}$ $\bar{K}_{Hy}^d = K_{Hy}^0(k + ia_0c)$ $k = 1.0$ $\quad c = \frac{4L/B}{K_{Hy}^0}$	$\bar{K}_{Kx}^d = K_{Kx}^0(k + ia_0c)$ $k = 1.0 - \frac{da_0^2}{b + a_0^2}$ $\quad c = \frac{\frac{4\chi}{3} L/B}{K_{Kx}^0} \frac{a_0^2}{f + a_0^2}$ $d = 0.55 + 0.01\sqrt{L/B - 1}$ $b = 2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}$ $\quad f = 2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3}$ $\bar{K}_{Ky}^d = K_{Ky}^0(k + ia_0c)$ $k = 1.0 - \frac{0.55a_0^2}{b + a_0^2}$ $\quad c = \frac{\frac{4\chi}{3}(L/B)^3}{K_{Ky}^0} \frac{a_0^2}{f + a_0^2}$ $b = 0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}$ $\quad f = \frac{1.8}{1.0 + 1.75(L/B - 1)}$

c) Rigidez estática de cimientos rectangulares incrustados

Solo se dispone de pocos datos para la rigidez de los cimientos empotrados rectangulares. Domínguez [9] presenta el resultado para cuadrado y rectangular (L/B = 2) bases incrustadas, mientras que Abascal [1] estudió el caso de una base cuadrada. En ambos trabajos, la máxima profundidad de instalación considerada fue una excavación igual al ancho de la base (E/B =2). Las Figuras 34-36 presentan el efecto sobre la rigidez causada por el empotramiento. Para los modos torsional, vertical y horizontal de una base cuadrada, los resultados de Dominguez son demasiado altos en comparación con los de Abascal. Esto puede deberse al hecho de que Domínguez no tuvo en cuenta los errores de discretización, mientras que Abascal sí, por lo que los resultados de este último parecen más precisos. Sobre la base de estos datos, proponemos las siguientes fórmulas para las

rigideces en función del grado de inserción, y que están representadas, en las figuras 34-36, con líneas discontinuas:

Vertical

$$K_V^s = K_V^0\left[1.0+\left(0.25+\frac{0.25}{L/B}\right)(E/B)^{0.8}\right]$$

Horizontal

$$K_H^s = K_H^0\left[1.0+\left(0.33+\frac{1.34}{1+L/B}\right)(E/B)^{0.8}\right]$$

Rocking

$$K_{Rx}^s = K_{Rx}^0\left[1.0+E/B+\left(\frac{1.6}{0.35+L/B}\right)(E/B)^2\right]$$

$$K_{Ry}^s = K_{Ry}^0\left[1.0+E/B+\left(\frac{1.6}{0.35+(L/B)^4}\right)(E/B)^2\right]$$

Torsion

$$K_t^s = K_t^0\left[1.0+\left(1.3+\frac{1.32}{L/B}\right)(E/B)^{0.9}\right]$$

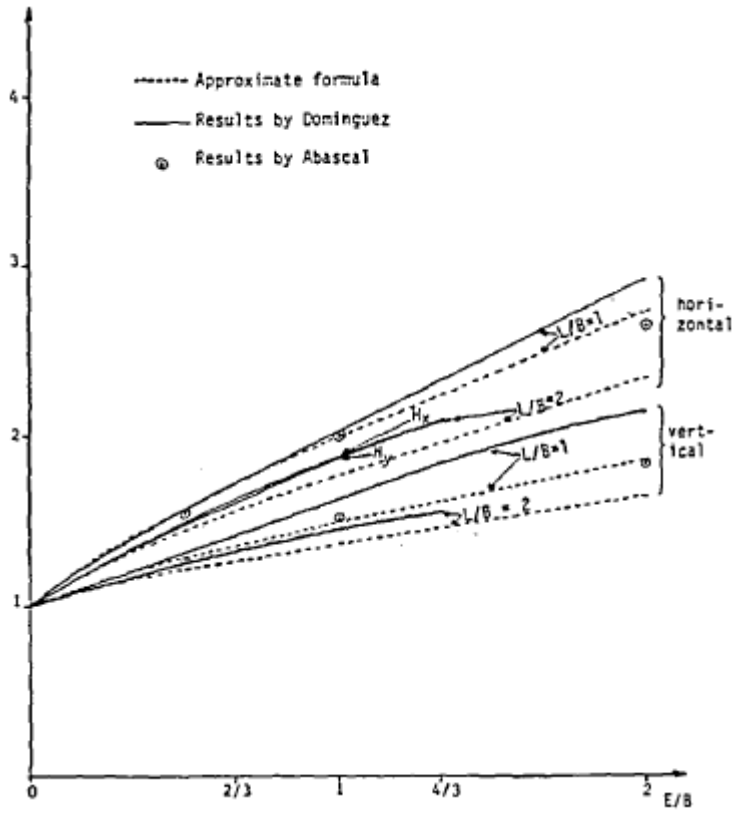


Figura 34: Variación de Variación de las rigideces estáticas incrustadas (horizontal y vertical).

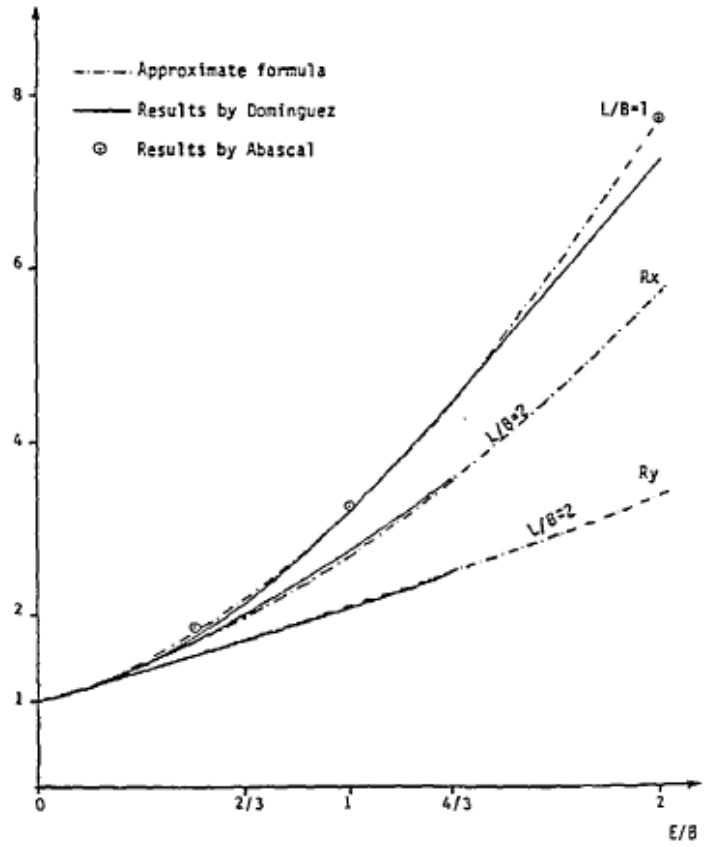


Figura 35: Variación de las rigideces estáticas incrustadas (momento).

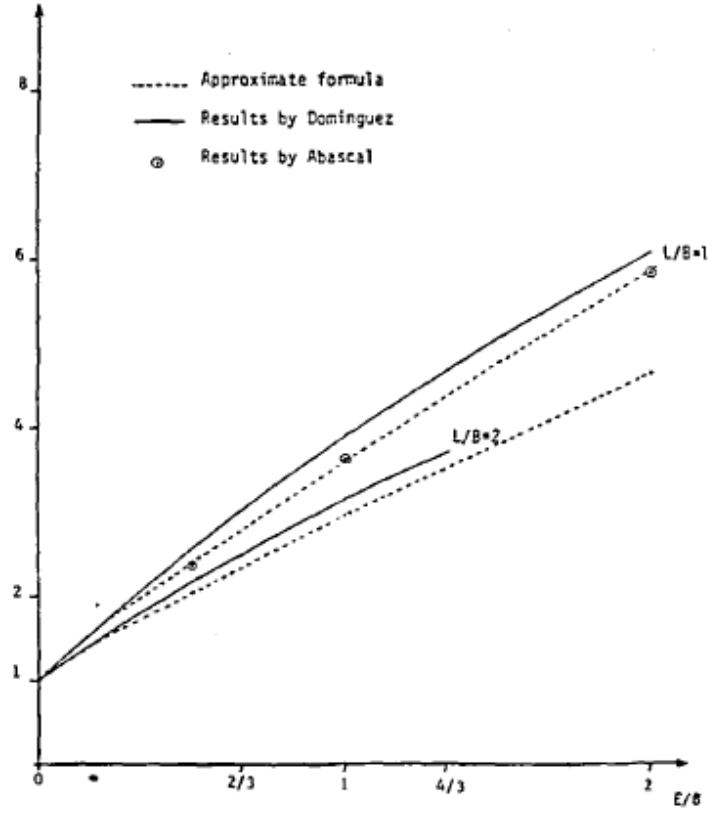


Figura 36: Variación de las rigideces estáticas incrustadas (torsión).

Estas fórmulas concuerdan bien con los resultados de Abascal; como se puede ver, su dependencia del grado de inserción es menor que lineal (exponente de E/B menor que 1), excepto para el balanceo, donde una parábola de segundo grado da una buena concordancia. Por la influencia de la forma de la base, los únicos datos disponibles son de Domínguez; por lo tanto, algunas elecciones intuitivas tuvieron que hacerse. Los valores asintóticos para una base de banda se combinaron tanto para oscilar alrededor de x como para oscilar a lo largo de y. Dado que una base de banda tiene solo dos lados en lugar de cuatro, se pensó que el efecto de la inserción se dividía de manera uniforme entre cada lado. La disminución con la relación (L/B) es tal que el error relativo a los resultados de Domínguez es más o menos constante. Como lo muestra Domínguez, la altura del centro de rigidez es aproximadamente 1/3 de la altura del empotramiento. Debido a su menor importancia, las rigideces del acoplamiento pueden ser tomado simplemente como:

$$K^s_{HRx} = \frac{1}{3}(E/B)K^s_{Hx}$$

$$K^s_{HRy} = \frac{1}{3}(E/B)K^s_{Hy}$$

Se necesitarían más datos para mejorar la confiabilidad de estas fórmulas aproximadas.

d) Rigidez dinámica de fundaciones incrustadas

Domínguez [9] y Abascal [10] presentan solo la variación de la rigidez en el rango de frecuencia baja (a_0<1.5 y a_0<2.0 respectivamente). Debido a esta falta de datos, se asumirá aquí que la variación de las rigideces con frecuencia es lo mismo para la superficie como para las bases incrustadas. Las fórmulas que describen esta variación se dan en la Tabla 5. Los valores asintóticos del coeficiente “c” se obtuvieron calculando las inercias geométricas y las áreas, como también se hizo para los cimientos cilíndricos. Los modos de momento exhiben un valor distinto de cero en el

caso estático, lo que concuerda con los resultados de Abascal. Las rigideces de acoplamiento dinámico se obtuvieron multiplicando las rigideces horizontales por 1/3 de la altura de empotramiento, como se hizo para el caso estático.

Tabla 05: Rigideces dinámicas de fundación incrustadas.

Vertical	Torsion
$\bar{K}_v^d = K_v^s(k + ia_0 c)$	$\bar{K}_t^d = K_t^s(k + ia_0 c)$
$k = 1.0 - \frac{da_0^2}{b + a_0^2}$ $\quad c = \frac{4\left[\alpha L/B + \frac{E}{B}(1 + L/B)\right]}{K_v^s}$	$k = 1.0 - \frac{da_0^2}{b + a_0^2}$ $\quad d = 0.33 - 0.03\sqrt{L/B - 1}$
$d = 0.4 + \frac{0.2}{L/B}$ $\quad b = \frac{10.0}{1 + 3(L/B - 1)}$	$c = \frac{4\left[(L/B)(E/B) + \frac{\alpha}{3}(L/B)^3(E/B) + (L/B)^2(E/B) + \frac{\alpha}{3}(E/B) + \frac{1}{3}(L/B)^3 + \frac{1}{3}(L/B)\right]}{K_t^s} \cdot \frac{a_0^2}{f + a_0^2}$
	$b = \frac{0.8}{1 + 0.33(L/B - 1)}$ $\quad f = \frac{1.4}{1 + 3(L/B - 1)^{0.7}}$

Horizontal	Coupling
$\bar{K}_{Hx}^d = K_{Hx}^s(k + ia_0 c)$	$\bar{K}_{HRx}^d = \frac{1}{3}(E/B)\bar{K}_{Hx}^d$
$k = 1.0$ • $\quad c = \frac{4[L/B + E/B(\alpha + L/B)]}{K_{Hx}^s}$	
$\bar{K}_{Hy}^d = K_{Hy}^s(k + ia_0 c)$	$\bar{K}_{HRy}^d = \frac{1}{3}(E/B)\bar{K}_{Hy}^d$
$k = 1.0$ $\quad c = \frac{4[L/B + E/B(1 + \alpha L/B)]}{K_{Hy}^s}$	

Rocking, direction x
$\bar{K}_{Rx}^d = K_{Rx}^s(k + ia_0 c)$
$k = 1.0 - \frac{da_0^2}{b + a_0^2}$ $\quad d = 0.55 + 0.1\sqrt{L/B - 1}$
$b = 2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}$
$c = 4\left[\frac{1}{3}(E/B) + \frac{1}{3}(E/B)^3 + \frac{\alpha}{3}(L/B)(E/B)^3 + (E/B)(L/B) + \frac{\alpha}{3}(L/B)\right]K_{Rx}^s \frac{a_0^2}{f + a_0^2} + D\frac{f}{f + a_0^2}$
$f = 2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3}$ $\quad D = \frac{\frac{4}{3}\left(\alpha\frac{L}{B} + 1\right)(E/B)^3}{K_{Rx}^s}$

Rocking, directiony

$$\bar{K}^4_{R_y} = K^s_{R_y}(k + ia_0 c)$$

$$k = 1.0 - \frac{0.55a_0^2}{b + a_0^2} \qquad b = 0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}$$

$$c = \frac{4\left[\frac{1}{3}(L/B)^3(E/B) + \frac{\alpha}{3}(E/B)^3(L/B) + \frac{1}{3}(E/B)^3 + (E/B)(L/B)^2 + \frac{\alpha}{3}(L/B)^3\right]}{K^s_{R_y}} \frac{a_0^2}{f + a_0^2} + D\frac{f}{f + a_0^2}$$

$$f = \frac{1.8}{1.0 + 1.75(L/B - 1)} \qquad D = \frac{\frac{4}{3}(L/B + \alpha)(E/B)^3}{K^s_{R_y}}$$

nota: L≥B; $a_0 = \frac{\omega B}{C_s}$; $\alpha = \frac{C_L}{C_s}$

2.2.7.3.2.2 MODELO DINÁMICO GEORGE GAZETAS[9]

Se presenta un conjunto completo de fórmulas algebraicas y gráficos adimensionales para calcular fácilmente las rigideces dinámicas (K) y los coeficientes de amortiguación (C) de las cimentaciones que oscilan armónicamente en un semiespacio homogéneo. Se consideran todos los modos de vibración posibles, un rango realista de relaciones de Poisson y un rango de frecuencias de oscilación prácticamente suficiente. Las bases tienen una base rígida de cualquier forma geométrica sólida realista. Los cimientos incrustados son prismáticos y tienen una superficie de altura “d” de contacto con el flanco y el suelo, que puede ser solo una fracción de la profundidad de empotramiento “D”. Dos ejemplos numéricos ilustran el uso de fórmulas y cuadros y dilucidan el papel de la forma de cimentación y el grado de incrustación en la amortiguación de la radiación para varios modos de vibración. Un artículo complementario (Gazetas y Stokoe 1991) presenta evidencia experimental de apoyo de pruebas modelo. Los dos documentos pretenden alentar al ingeniero a utilizar los resultados

[9] George Gazetas, This paper is part of the Journal of Geotechnical Engineering, (Dept. of Civil Engineering, R212 Ketter Hall, State Univ. of New York, Buffalo, Cambridge, NY 14260, USA), 1363-1381.

obtenidos con formulaciones de última generación, al estudiar la respuesta dinámica de los cimientos.

DEFINICIÓN DE IMPEDANCIAS

La geometría de los cimientos rígidos, pero sin masa abordados en este documento está esbozada en la Fig. 37 (a) (cimentación de la superficie) y en la Fig. 37 (b) (cimentación incrustada). La respuesta de estado estable de tales sistemas a fuerzas y momentos externos armónicos se puede calcular con métodos bien establecidos de dinámica estructural una vez que la matriz de funciones de impedancia dinámica [S(ω)] se ha determinado para la (s) frecuencia (s) de interés.

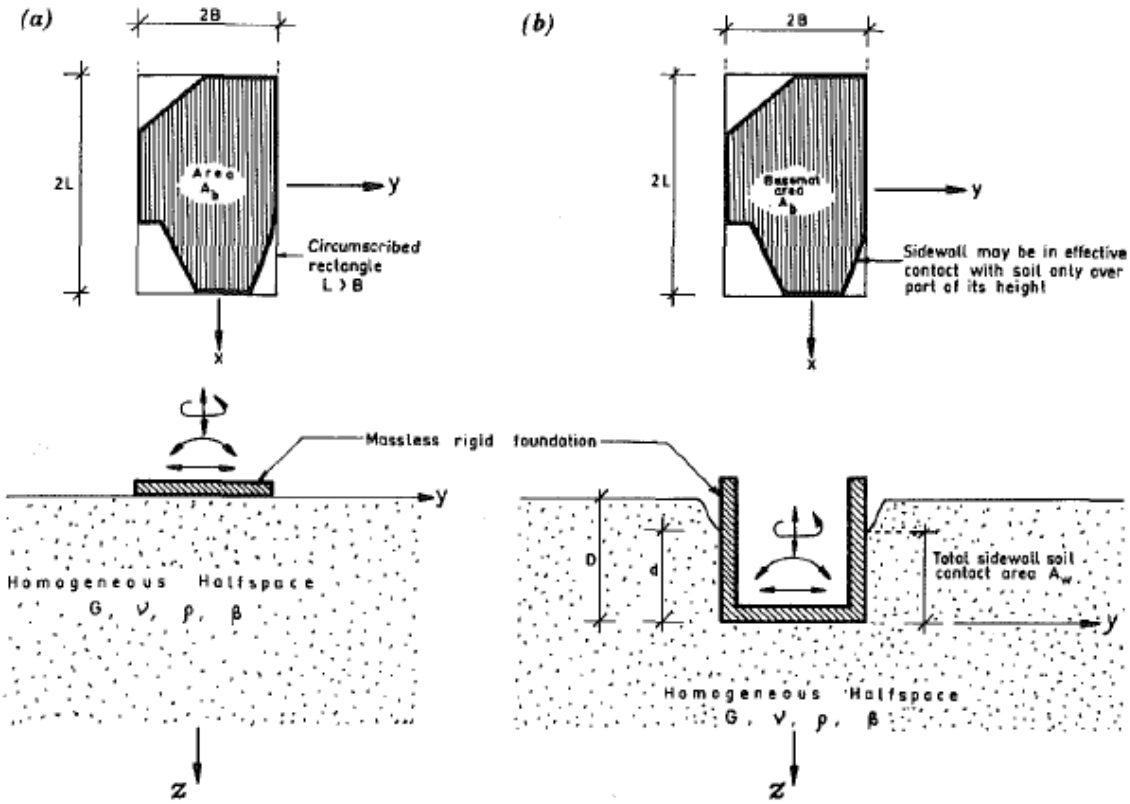


Figura 37: (a) Fundación superficial. (b) Fundación incrustada.

Para cada excitación armónica particular, la impedancia dinámica se define como la relación entre la fuerza (o momento) R y el desplazamiento en

estado estacionario resultante (o rotación) U en el centroide de la base de la base sin masa.

Por ejemplo, la impedancia vertical está definida por:

$S_z = \frac{R_Z(t)}{U_Z(t)}$ (2.1)

En el que $R_Z(t)$ (t) = R_Z exp (iωt) = fuerza vertical armónica; y $U_Z(t)$ = U_Z exp (iωt) = desplazamiento vertical armónico de la interfaz suelo-cimentación. La cantidad R_Z es la reacción total dinámica del suelo contra la base; se compone de tracciones normales contra el basemat más tracciones de cortante a lo largo de las paredes laterales verticales.

De manera similar, se definen las siguientes impedancias: S_y = impedancia de oscilación lateral (relación fuerza-desplazamiento), para el movimiento horizontal en la dirección corta; S_x = impedancia de oscilación longitudinal (relación fuerza-desplazamiento), para el movimiento horizontal en la dirección larga; S_{rx}= impedancia de oscilación (relación de rotación momentánea), para el movimiento de rotación alrededor del eje centroidal largo (x) de la base de la base; S_{ry}= impedancia oscilante (relación momento-rotación), para el movimiento de rotación alrededor del eje centroidal corto (y) de la base de la base; y S_t= impedancia de torsión (relación momento-rotación), para la oscilación rotacional alrededor del eje vertical (z).

Además, principalmente en cimentaciones y pilas incrustadas, las fuerzas horizontales a lo largo de los ejes principales inducen oscilaciones rotacionales (además de traslacionales); por lo tanto, existen otras dos impedancias de balanceo horizontal de "acoplamiento cruzado": S_{x-rx}y S_{y-ry}. Son insignificantemente pequeños en cimientos superficiales, pero sus efectos pueden ser apreciables para profundidades mayores de incrustación debido a los momentos sobre los ejes base producidos por reacciones horizontales del suelo contra las paredes laterales. En pilas,

estas impedancias de acoplamiento cruzado son tan importantes como las impedancias "directas".

Tenga en cuenta que a lo largo de este documento (como en la mayoría de la literatura) todas las impedancias se refieren a los ejes que pasan a través del centro de gravedad de la base basemat-interfaz del suelo.

Debido a la presencia de radiación y amortiguación de material en el sistema para todos los modos de vibración, R generalmente está fuera de fase con U. Se ha vuelto tradicional introducir notación compleja y expresar cada impedancia en la forma:

$S_z = K + i\omega$ (2.2)

En el que tanto K como C = funciones de la frecuencia ω. El componente real, K, denominado "rigidez dinámica", refleja la rigidez y la inercia del suelo de soporte; su dependencia de la frecuencia se atribuye únicamente a la influencia que la frecuencia ejerce sobre la inercia, ya que las propiedades del suelo son prácticamente independientes de la frecuencia. El componente imaginario, ωC, es el producto de la frecuencia (circular) ω veces el "coeficiente del amortiguador", C; este último refleja la radiación y la amortiguación del material generada en el sistema (debido a la energía transportada por las ondas que se separan de los cimientos y la energía disipada en el suelo por acción histerética, respectivamente).

Ec. (2.2) sugiere para cada modo de oscilación una analogía entre el sistema de cimiento y suelo real y el sistema que consiste en la misma cimentación, pero se soporta en un "muelle" y "amortiguador" con módulos característicos iguales a K y C, respectivamente.

FÓRMULAS Y CARTAS

Las tablas 6a y 6b, acompañadas por las Figs. 38a y 38b, contienen toda la información necesaria para estimar cada uno de los seis modos de vibración antes mencionados.

La tabla 6a y la figura 38a contienen las rigideces dinámicas ("resortes"), K = K (ω), cada una como producto de la rigidez estática, K, multiplicada por el coeficiente de rigidez dinámica k = k (ω)

$$K(\omega) = K.k(\omega)$$

Y la Tabla 6b y la Fig. 38b contienen los coeficientes de amortiguación de radiación ("amortiguador"), C = C (ω). Estos coeficientes no incluyen la amortiguación histerética del suelo, β; para incorporar dicho amortiguamiento, uno simplemente agrega el amortiguador de material correspondiente constante 2Kβ / ω al valor de C anterior (radiación)

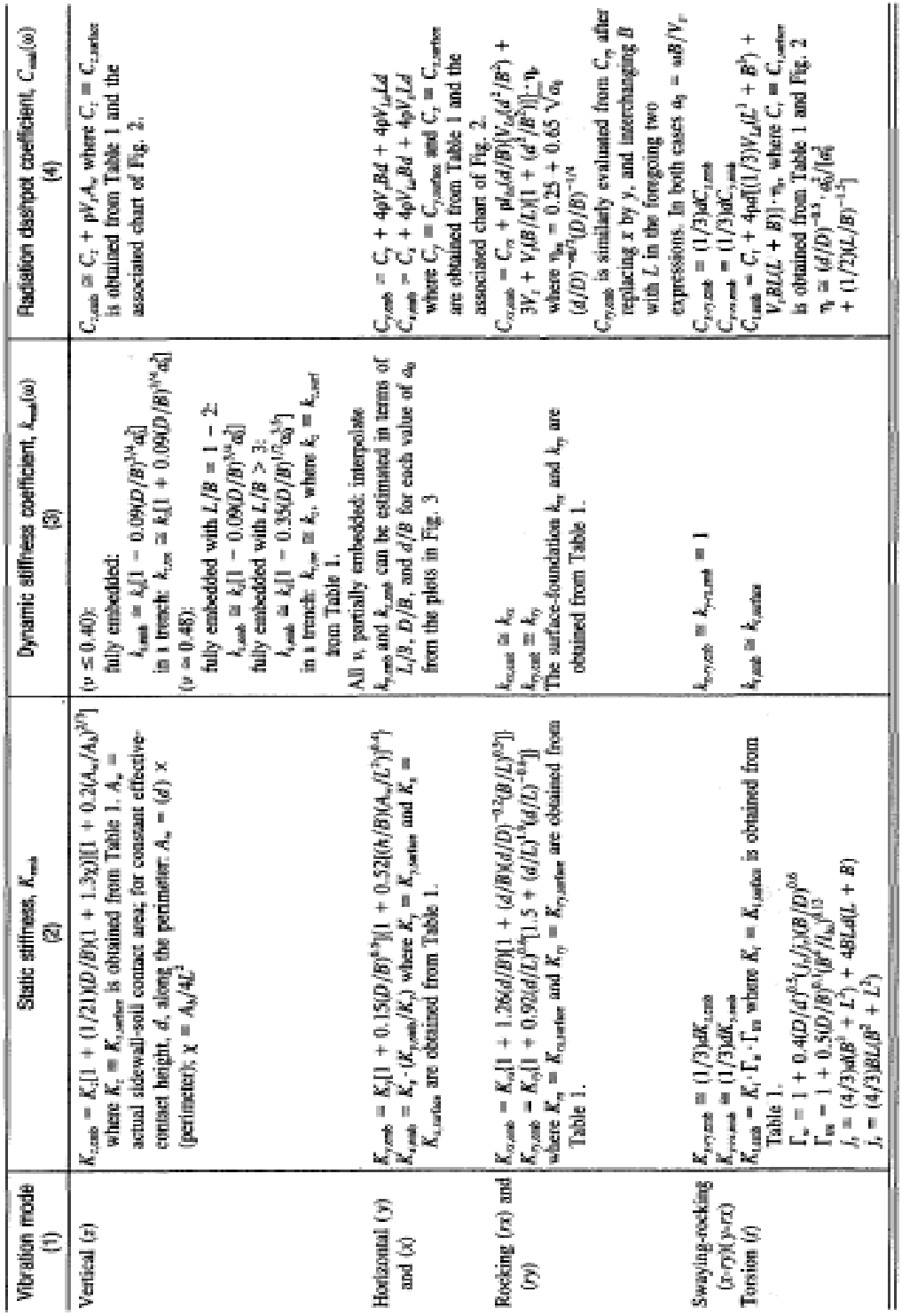
$$C \text{ total} = \text{radiación } C + 2K\beta / \omega$$

Mientras que muchas de las expresiones algebraicas y los gráficos asociados dados en las Tablas 6a y 6b fueron compilados de publicaciones anteriores por el escritor y sus colegas (Gazetas et al., 1985, 1987; Dobry y otros, 1985; Hatzikonstantinou, y otros, 1989; y Fotopoulou). Et al. 1989), también se utilizan algunos resultados adicionales obtenidos para este artículo utilizando dos formulaciones diferentes de elementos de contorno, y recuperados de la literatura reciente (Pais y Kausel 1988; Wolf 1988; Mita y Luco 1989; Ahmad et al., 1990). Nótese en particular que para la torsión (tanto de la superficie como de las bases incrustadas) se desarrollaron fórmulas completamente nuevas basadas en los resultados de un estudio exhaustivo de elementos delimitados por Ahmad et al. (1991). Además, se realizaron algunas correcciones y se introdujeron ciertas simplificaciones en los resultados publicados anteriormente para hacer que el uso de la información presentada sea lo más simple y coherente posible en las aplicaciones de ingeniería.

Vibration mode (1)	Static stiffness, K (2)	Dynamic stiffness coefficient, k ($0 \le a_0 \le 2$) (3)	Radiation dashpot coefficient, C (4)
Vertical (z)	$K_z = [2GL/(1-\nu)](0.73 + 1.54\chi^{0.75})$ with $\chi = A_w/4L^2$	$k_z = k_z(L/B, \nu; a_0)$ is plotted in Fig. 2(*a*)	$C_z = (\rho V_{sw} A_w) \cdot \tilde{c}_z$ where $\tilde{c}_z = \tilde{c}_z(L/B; a_0)$ is plotted in Fig. 2(*c*)
Horizontal (y) (lateral direction)	$K_y = [2GL/(2-\nu)](2 + 2.50\chi^{0.85})$	$k_y = k_y(L/B; a_0)$ is plotted in Fig. 2(*b*)	$C_y = (\rho V_s A_b) \cdot \tilde{c}_y$ where $\tilde{c}_y = \tilde{c}_y(L/B; a_0)$ is plotted in Fig. 2(*d*)
Horizontal (x) (longitudinal direction)	$K_x = K_y - [0.2/(0.75-\nu)]GL(1 - (B/L))$	$k_x \cong 1$	$C_x = \rho V_s A_b$
Rocking (rx) (about the longitudinal, x-axis)	$K_{rx} = [G/(1-\nu)]I_{bx}^{0.75}(L/B)^{0.25}[2.4 + 0.5(B/L)]$	$k_{rx} \cong 1 - 0.20a_0$	$C_{rx} = (\rho V_{sw} I_{bx}) \cdot \tilde{c}_{rx}$ where $\tilde{c}_{rx} = \tilde{c}_{rx}(L/B; a_0)$ is plotted in Fig. 2(*e*)
Rocking (ry) (about the lateral, y-axis)	$K_{ry} = [3G/(1-\nu)]I_{by}^{0.75}(L/B)^{0.15}$	$\nu < 0.40$: $k_{ry} \cong 1 - 0.26a_0$ $\nu \ge 0.50$: $k_{ry} \cong 1 - 0.26a_0(L/B)^{0.30}$	$C_{ry} = (\rho V_{sw} I_{by}) \cdot \tilde{c}_{ry}$ where $\tilde{c}_{ry} = \tilde{c}_{ry}(L/B; a_0)$ is plotted in Fig. 2(*f*)
Torsion (t)	$K_t = 3.5GI_x^{0.75}(B/L)^{0.5}(I_w/B^4)^{0.3}$	$k_t = 1 - 0.14a_0$	$C_t = (\rho V_s J_w) \cdot \tilde{c}_t$ where $\tilde{c}_t = \tilde{c}_t(L/B; a_0)$ is plotted in Fig. 2(*g*)

Tabla 6a

Tabla 6a: Coeficientes de rigidez y amortiguador dinámico para fundaciones de forma arbitraria en superficie de medio espacio homogéneo.



Vibration mode (1)	Static stiffness, K_{soil} (2)	Dynamic stiffness coefficient, $k_{soil}(\omega)$ (3)	Radiation dashpot coefficient, $C_{soil}(\omega)$ (4)
Vertical (z)	$K_{z,soil} = K_z[1 + (1/21)(D/B)(1 + 1.3\chi)][1 + 0.2(A_e/A_b)^{2/3}]$ where $K_z \equiv K_{z,surface}$ is obtained from Table 1; A_e = actual sidewall-soil contact area; for constant effective contact height, d, along the perimeter: $A_e = (d) \times$ (perimeter); $\chi = A_b/4L^2$	($\nu \le 0.40$): fully embedded: $k_{z,soil} \cong k_z[1 - 0.09(D/B)^{3/4}a_0^{3/4}]$ in a trench: $k_{z,soil} \cong k_z[1 + 0.09(D/B)^{3/4}a_0^{3/4}]$ ($\nu = 0.48$): fully embedded with $L/B = 1 - 2$: $k_{z,soil} \cong k_z[1 - 0.09(D/B)^{3/4}a_0^{3/4}]$ fully embedded with $L/B > 3$: $k_{z,soil} \cong k_z[1 - 0.35(D/B)^{1/2}a_0^{3/4}]$ in a trench: $k_{z,soil} \cong k_z$, where $k_z = k_{z,surf}$ from Table 1. All ν, partially embedded: interpolate	$C_{z,soil} \cong C_z + \rho V_s A_e$ where $C_z \equiv C_{z,surface}$ is obtained from Table 1 and the associated chart of Fig. 2.
Horizontal (y) and (x)	$K_{y,soil} = K_y[1 + 0.15(D/B)^{0.5}][1 + 0.52(h/B)(A_e/L^2)^{0.4}]$ $K_{x,soil} = K_y \cdot (K_{y,soil}/K_y)$ where $K_y \equiv K_{y,surface}$ and $K_x \equiv K_{x,surface}$ are obtained from Table 1.	$k_{y,soil}$ and $k_{x,soil}$ can be estimated in terms of L/B, D/B, and d/B for each value of a_0 from the plots in Fig. 3	$C_{y,soil} = C_y + 4\rho V_s Bd + 4\rho V_{sb} Ld$ $C_{x,soil} = C_x + 4\rho V_{sb} Bd + 4\rho V_s Ld$ where $C_y \equiv C_{y,surface}$ and $C_x \equiv C_{x,surface}$ are obtained from Table 1 and the associated chart of Fig. 2.
Rocking (rx) and (ry)	$K_{rx,soil} = K_{rx}[1 + 1.26d/B)[1 + (d/B)(d/D)^{-1.2}(B/L)^{0.5}]]$ $K_{ry,soil} = K_{ry}[1 + 0.92(d/L)^{0.6}[1.5 + (d/L)^{1.9}(d/L)^{-0.6}]]$ where $K_{rx} \equiv K_{rx,surface}$ and $K_{ry} \equiv K_{ry,surface}$ are obtained from Table 1.	$k_{rx,soil} \cong k_{rx}$ $k_{ry,soil} \cong k_{ry}$ The surface-foundation k_{rx} and k_{ry} are obtained from Table 1.	$C_{rx,soil} = C_{rx} + \rho I_{bx}(d/B)[V_{sb}(d^2/B^2) + 3V_s + V_s(B/L)(1 + (d^2/B^2))] \cdot \eta_r$ where $\eta_r = 0.25 + 0.65\sqrt{a_0}$ $(d/D)^{-0.2}(D/B)^{-1/4}$ $C_{ry,soil}$ is similarly evaluated from C_{ry} after replacing x by y, and interchanging B with L in the foregoing two expressions. In both cases $a_0 = \omega B/V_s$.
Swaying-rocking (x-ry)(y-rx)	$K_{xry,soil} \equiv (1/3)\beta K_{x,soil}$ $K_{yrx,soil} \equiv (1/3)\beta K_{y,soil}$	$k_{xry,soil} = k_{yrx,soil} = 1$	$C_{xry,soil} = (1/3)\beta C_{x,soil}$ $C_{yrx,soil} = (1/3)\beta C_{y,soil}$
Torsion (t)	$K_{t,soil} = K_t \cdot \Gamma_v \cdot \Gamma_m$ where $K_t \equiv K_{t,surface}$ is obtained from Table 1. $\Gamma_v = 1 + 0.4(D/d)^{0.5}(I_p/BD)^{0.6}$ $\Gamma_m = 1 + 0.5(D/B)^{0.5}(B^4/I_{bz})^{0.15}$ $I_p = (4/3)\pi(B^3 + L^3) + 4BL(L + B)$ $I_z = (4/3)\pi(B^3 + L^3)$	$k_{t,soil} = k_{t,surface}$	$C_{t,soil} = C_t + 4\rho d[(1/3)V_{sb}L^3 + B^3) + V_s BL(L + B)] \cdot \eta_r$, where $C_t \equiv C_{t,surface}$ is obtained from Table 1 and Fig. 2 $\eta_r = (d/D)^{-0.5} \cdot a_0^2/[a_0^2 + (1/2)(L/B)^{-1.5}]$

Tabla 6b

Tabla 6b: Rigidez dinámica y amortiguación de cimentaciones incrustadas en medio espacio con forma Basemat arbitraria.

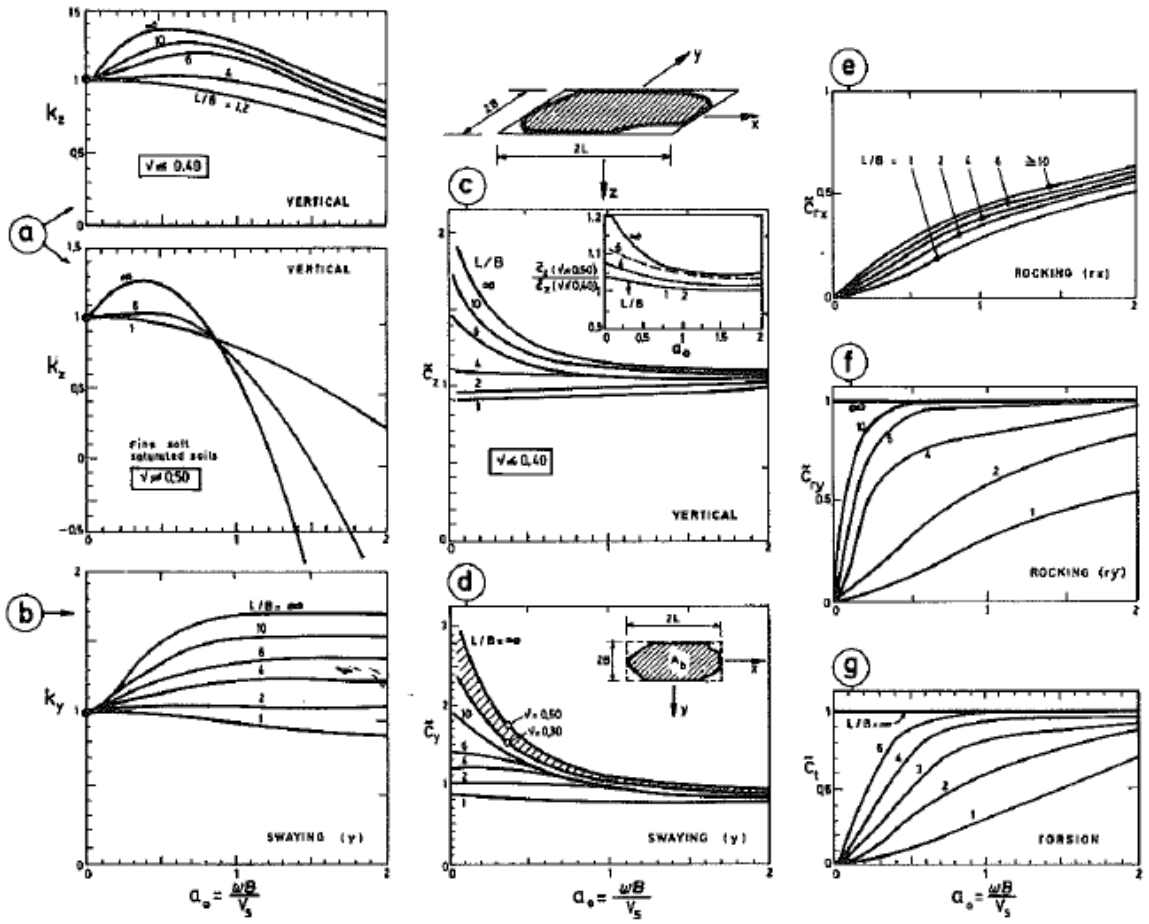


Figura 38a: Gráficos no dimensionados para determinar la rigidez dinámica y la amortiguación de los coeficientes de las fundaciones superficiales.

Base de superficie en medio espacio homogéneo

Para una alfombra de base con forma arbitraria, el ingeniero primero debe determinar un rectángulo circunscrito "equivalente" 2B por 2L (L> B) usando el sentido común, como se bosquejó en la Figura 38b. Luego, para calcular las impedancias en los seis modos de vibración de la Tabla 6b, todo lo que se necesita es:

- Ab, Ibx, Iby, Ib son área, momentos de inercia sobre x, y, y momento polar de inercia sobre z, del suelo real de la superficie de contacto de la base; si la pérdida de contacto en parte de la base (por ejemplo, a lo largo de los bordes de un balance o fundación) es probable,

juicio de ingeniería puede ser utilizado para descontar la contribución de esta parte.

- B y L son semi-ancho y semi-largo del rectángulo circunscrito.
- G, n, Vs y VLa, el módulo de corte, la relación de Poisson, velocidad de onda de corte, y onda analógica de "Lysmer" velocidad; el último es la velocidad de propagación aparente de ondas de compresión-extensión bajo una base y está relacionado con Vs y v de según (Gazetas et al. 1985; Dobry y Gazetas 1986).

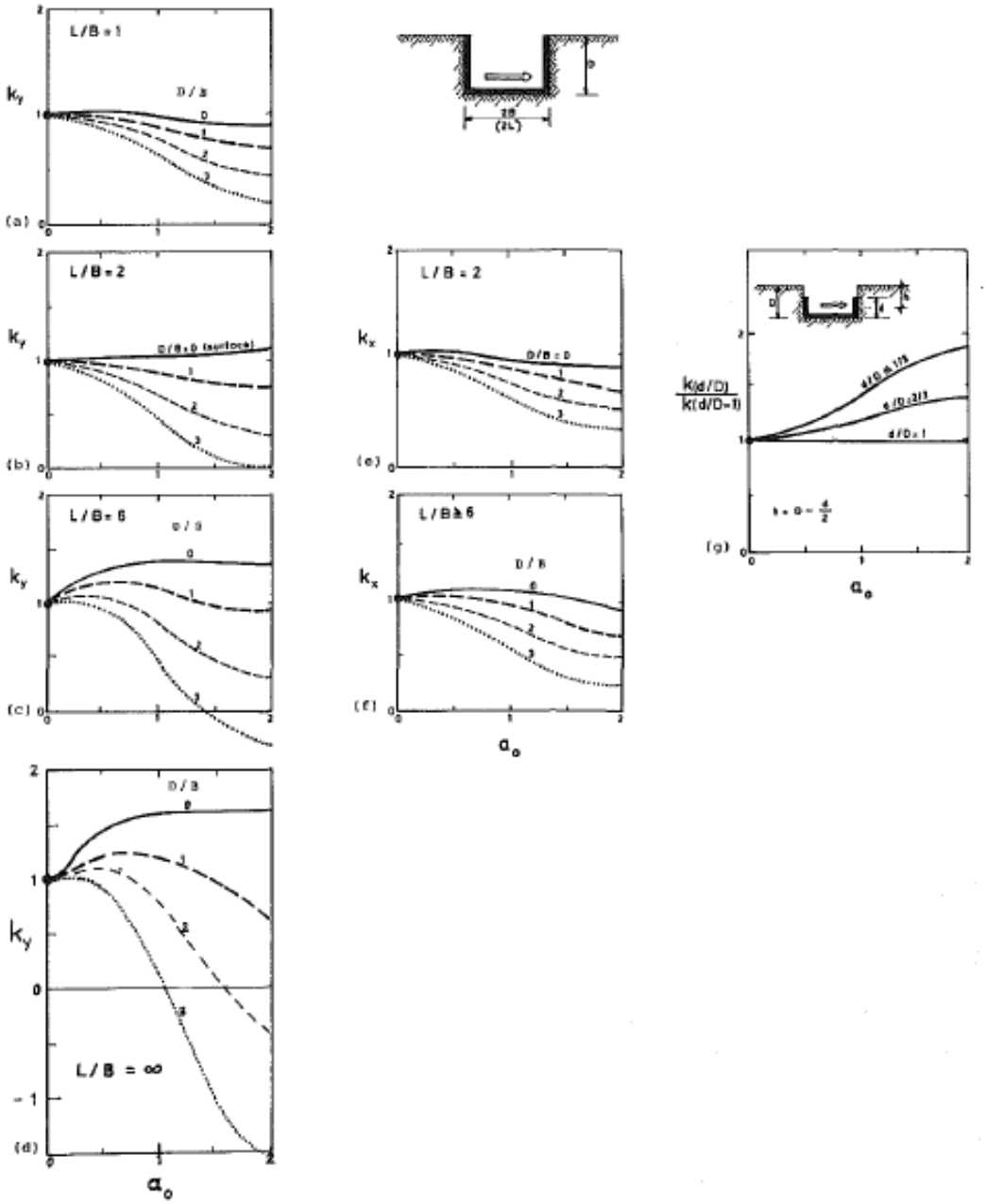


Figura 38b: Dimensiones gráficas para la determinación de coeficientes de rigidez dinámica de cimientos completamente y parcialmente incrustados.

$$V_{La} = \frac{3.4}{\pi(1-v)} V_s$$

- ω = frecuencia cíclica (en rad/s)

2.2.7.3.2.3 MODELO DINÁMICO ASCE/SEI – 41-13.8.4

FUERZA DE LA FUNDACIÓN Y RIGIDEZ

La resistencia y la rigidez de las cimentaciones superficiales se determinarán de acuerdo con la Sección b. La resistencia y la rigidez de las cimentaciones profundas se determinarán de acuerdo con la Sección c o d. Independientemente de si los cimientos son superficiales o profundos, se pueden modelar como cimientos de base fija (en cuyo caso no se requeriría rigidez) o cimientos de base flexible.

Se supone que los suelos de cimentación no son susceptibles a una pérdida de resistencia significativa causada por la carga sísmica. En general, los suelos tienen una ductilidad considerable a menos que se degraden significativamente en rigidez y resistencia bajo cargas cíclicas. Con esta suposición, las disposiciones de esta sección proporcionan una visión general de los requisitos y procedimientos para evaluar la capacidad de las fundaciones para soportar las cargas sísmicas impuestas sin deformaciones excesivas.

La cantidad de deformaciones aceptables para los cimientos en dichos suelos depende principalmente del efecto de la deformación en la estructura, que a su vez depende del nivel de rendimiento estructural deseado. Sin embargo, el rendimiento de cimentación asociado con la movilización en la capacidad esperada del límite superior durante la carga del terremoto puede ir acompañada de un asentamiento progresivo permanente durante la carga cíclica continua, aunque en la mayoría de los casos, cuando las cargas de compresión de cimentación son bajas, este asentamiento probablemente sería menor que unas pocas pulgadas. En

general, si las cargas reales transmitidas a la fundación durante la carga del terremoto no exceden las capacidades de suelo esperadas del límite superior, se puede suponer que las deformaciones de cimentación son relativamente pequeñas.

Se requieren análisis paramétricos para cubrir las incertidumbres en las características de deformación de la carga del suelo. Una alternativa es realizar el procedimiento estático no lineal (NSP) o el procedimiento dinámico no lineal (NDP) porque las características de deformación de carga no lineal de las fundaciones se pueden incorporar directamente en estos análisis (Sección b). En procedimientos estáticos no lineales, se recomienda una interpretación algo conservadora de los resultados porque los efectos cíclicos de carga no se pueden incorporar directamente.

a. CAPACIDADES DE CIMENTACIÓN ESPERADAS

En el pasado, los ingenieros geotécnicos tendían a hacer suposiciones conservadoras para determinar las capacidades de soporte del suelo para el diseño de cimientos.

Tradicionalmente, un factor de 3 se usaba a menudo como un factor de seguridad mínimo aceptable contra la falla del rodamiento. Sin embargo, en muchos casos, las dimensiones de las cimentaciones se controlan por consideraciones de asentamiento, no de capacidad. Si las presiones permisibles fueron controladas por asentamientos a largo plazo, entonces las presiones permisibles pueden ser mucho menores que las capacidades esperadas en situaciones de carga dinámica. Es importante obtener información sobre los factores reales de seguridad en la determinación de las capacidades esperadas. Este resultado puede obtenerse a partir de métodos prescriptivos (Sección a.1), informes geotécnicos anteriores o en base a una nueva investigación de sitio geotécnico específico del sitio.

Al proyectar las capacidades esperadas y las características de carga-deformación, también es importante comprender las presiones de soporte

que las cimentaciones exhiben bajo las cargas gravimétricas del edificio o que han experimentado en condiciones de carga sísmica pasadas y si las cimentaciones se han desempeñado adecuadamente.

a.1 CAPACIDADES PRESCRIPTIVAS PREVISTAS

Las capacidades prescriptivas esperadas se usarán cuando estén disponibles documentos de construcción o informes geotécnicos previos para el edificio existente y brinden información sobre los parámetros del diseño del suelo de la fundación. Se debe permitir el cálculo de las capacidades prescriptivas previstas por los siguientes métodos:

1. La capacidad de carga prevista prescriptiva, qc, para una base extendida se calculará utilizando Ec. (2.1):

   $q_c = 3q_{allow}$ (2.1)

   Donde q_{allow} = presión admisible del rodamiento
2. Para fundaciones profundas, la capacidad vertical esperada prescriptiva, Qc, de pilotes individuales o muelles se calculará utilizando Ec. (2.2):

   $Q_c = 3Q_{allow}$ (2.2)

   Donde Q_{allow} = capacidad vertical permitida
3. Alternativamente, la capacidad prescriptiva esperada, qc o Qc, de cualquier base, superficial o profunda, se calculará usando la ecuación (Ec. (2.3):

   $q_c \, o \, Q_c = 1.5Q_G$ (2.3)

   Donde Q_G = acción de carga de gravedad

b. CARACTERÍSTICAS DE DEFORMACIÓN DE LA CARGA PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Las cimentaciones de los edificios se modelan explícitamente en el modelo matemático del edificio, las características de la deformación de la carga se calcularán de acuerdo con las Secciones b.3 a b.5 para cimentaciones de rodamiento poco profundas.

Para el procedimiento dinámico no lineal (NDP), el comportamiento de deslizamiento y deslizamiento no lineal de los cimientos debe representarse mediante una relación de carga-deformación elastoplástica equivalente.

Cuando los componentes de cimentación se modelen explícitamente, el análisis se realizará utilizando las características de deformación de carga de los cimientos superiores e inferiores de los cimientos, como se ilustra en la figura 39 (a) y se define en esta sección. Cuando los componentes de la base no se modelen explícitamente, el análisis deberá estar delimitado por la capacidad de la base superior e inferior tal como se define en esta sección. En lugar de una evaluación explícita de las incertidumbres en las

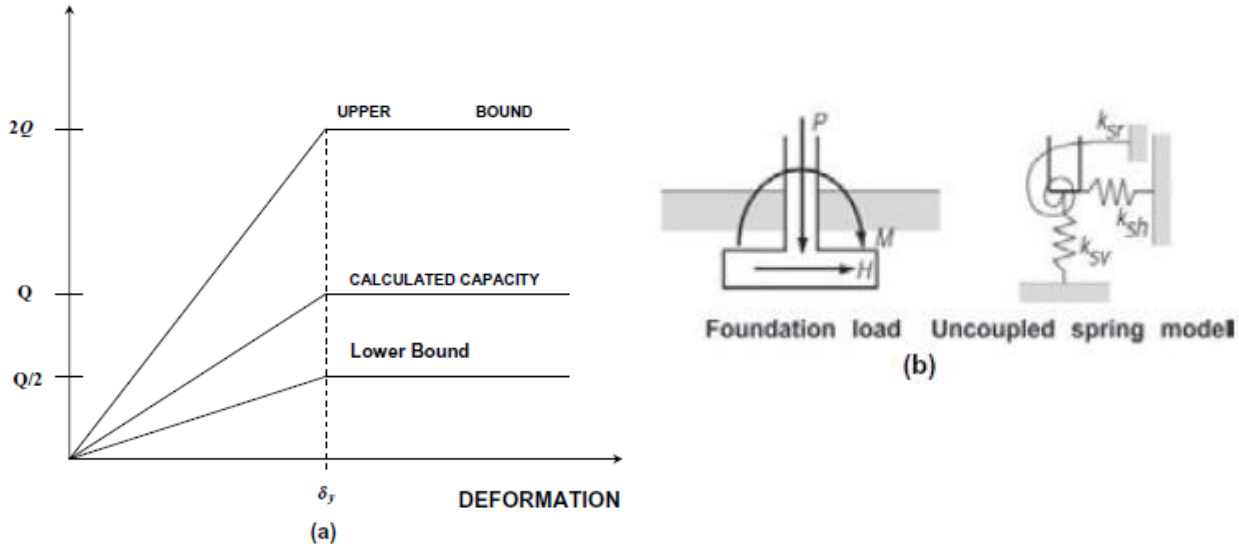


Figura 39: (a) Idealización elastoplástica. (b) Modelo de resorte desacoplanado para zapatas rígidas.

características de los cimientos, se debe permitir que los valores de la capacidad de carga y rigidez del límite superior y las relaciones de cizalla-deslizamiento y de carga axial sean dos veces superiores a los valores esperados y la rigidez y capacidad del límite inferior valores como la mitad de los valores esperados.

b.1 FLEXIBILIDAD DE LAS BASES DE RODAMIENTOS POCO PROFUNDOS

En esta sección, el término "base" se aplica al componente estructural de la base, mientras que el término "base" se refiere a la base junto con el suelo que sostiene la base. Para vigas sobre soportes elásticos (por ejemplo, zapatas y vigas) con una carga puntual a media distancia, la viga puede considerarse rígida cuando Esta ecuación es generalmente coherente con los límites de cimentación de viga-elástico tradicionales (NAVFAC 1986b y Bowles 1988).

Para placas rectangulares (con dimensiones planas L y B, espesor t, y propiedades mecánicas E y v) sobre soportes elásticos (por ejemplo, bases de colchonetas o zapatas aisladas) sometidas a una carga puntual en el centro, la base puede considerarse rígida cuando:

$$\frac{EI}{L^4} > \frac{2}{3} k_{sv} B \qquad 2.4$$

Esta ecuación se basa en las soluciones de Timoshenko para placas sobre cimientos elásticos (Timoshenko y Woinowsky-Krieger 1959). Las ecuaciones (2.5) y (2.6) no son aplicables a los casos en que el suelo rinde, los rendimientos de los pies o el levantamiento se producen. Para obtener Eq. (2.5), la solución general se ha simplificado por restricción a una carga central. Solo se requieren los primeros cinco valores de myn (en la serie infinita) para lograr una precisión razonable.

Cuando se produce un levantamiento, la base generalmente se rige por un balanceo alrededor del borde delantero de la zapata. Las zapatas de dispersión existentes pueden ceder antes de alcanzar la capacidad de balanceo total, lo que daría como resultado una presión de suelo más estrechamente alineada con una condición de zapata flexible.

$$4k_{sv} \sum_{m=1}^{5} \sum_{n=1}^{5} \frac{\sin^2\left(\frac{m \cdot \pi}{2}\right) \sin^2\left(\frac{n \cdot \pi}{2}\right)}{\left[\pi^4 D \left(\frac{m^2}{L^2} + \frac{n^2}{B^2}\right)^2\right] + k_{sv}} < 0.03 \qquad \text{Ecuación 2.5}$$

También:

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu)^2}$$

Ecuación 2.6

b.2 MÓDULO CORTE Y LOS PARÁMETROS DE POISSON'S RATIO

Las propiedades elásticas esperadas del suelo relevantes para la rigidez dinámica de las zapatas deberían basarse en las propiedades esperadas en las regiones inmediatamente debajo de la interfaz suelo-base a una profundidad de uno o dos anchuras de pie por debajo de la interfaz suelo-pie. Si las propiedades del suelo no varían drásticamente en esta profundidad, el valor promedio puede determinarse tomando el valor a una profundidad de Df + √ (Bf Lf) / 2, donde Df es la profundidad de la interfaz suelo-pie y Bf y Lf son el ancho y la longitud de la zapata, respectivamente.

Para la carga sísmica, la relación de Poisson para la arcilla saturada puede tomarse como 0.5, y la relación de Poisson para otros suelos puede tomarse como 0.25.

El módulo de corte inicial, G_0, se calculará de acuerdo con una de las Ecs. (2.7) a (2.10) evaluados sobre la profundidad apropiada. La ecuación (2.7) puede usarse para todos los tipos de suelos, pero subestima el módulo de corte si se mide la velocidad de la onda de corte (vs0) antes de la consolidación bajo las cargas verticales esperadas en las zapatas. La ecuación (2.8) es aplicable a suelos arcillosos y Eqs. (2.9) y (2.10) son aplicables a suelos arenosos. Las ecuaciones (2.9) y (2.10) proporcionan un medio para tener en cuenta el efecto de que la consolidación bajo la carga aumentada en la zapata aumenta la rigidez del suelo

$$G_0 = \frac{\gamma V_{s0}^2}{g} \qquad 2.7$$

$$G_0 \cong 120 p_a (N_{60})^{0.77} \qquad 2.8$$

$$G_0 \cong 435 (N_1)_{60}^{1/3} \sqrt{p_a \sigma'_{mp}} \qquad 2.9$$

$$G_0 \cong \frac{625\sqrt{p_a \sigma'_{mp}}}{0.3+0.7e_v^2} \qquad 2.10$$

σ'_{mp}= tensión eficaz (σ1 '+ σ'2 + σ'3) promediado sobre la región relevante debajo de la base. El σ'_{mp} se puede obtener como el valor mayor de las Ecs. (2.11) y (2.12).

$$\sigma'_{mp} = \frac{1}{6}(0.52 - 0.04\frac{L_f}{B_f})\frac{Q_{Gf}}{A_f} \qquad 2.11$$

$$\sigma'_{mp} \geq \sigma'_{v0} = (\gamma_t)(\gamma_t - 0.04\frac{L_f}{B_f})\frac{Q_{Gf}}{A_f} \qquad 2.12$$

Donde:

Vs0 = velocidad de la onda de corte a bajas tensiones

γ = peso unitario del suelo;

g = aceleración de la gravedad;

N60 = conteo de golpe de prueba de penetración estándar corregido a una eficiencia de energía de martillo equivalente de 60%;

pa = presión atmosférica;

(N1) 60 = conteo estándar de golpes de prueba de penetración normalizado para un esfuerzo efectivo de 1.0 ton / pie 2 de presión de confinamiento y corregido a una eficiencia energética de martillo equivalente de 60%;

ev = relación de vacío;

Q_{Gf} = carga esperada del rodamiento en la base debido a cargas de gravedad, incluida la carga causada por la sobrecarga del suelo por encima de la base;

Af = Área de equilibrio;

σ'_{vo} = esfuerzo vertical efectivo a una profundidad de Df + Bf / 2;

γt = peso unitario total del suelo;

u = presión de agua porosa a la profundidad (Df + Bf / 2).

El módulo de corte efectivo, G, se calculará de acuerdo con la Tabla 7.

	Effective Peak Acceleration, $S_{xs}/2.5^a$			
Site Class	$S_{xs}/2.5 = 0$	$S_{xs}/2.5 = 0.1$	$S_{xs}/2.5 = 0.4$	$S_{xs}/2.5 = 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*b*
F	*b*	*b*	*b*	*b*

(a) Utilice la interpolación en línea recta para valores intermedios
(b) Investigación geotécnica específica del sitio y análisis dinámicos de respuesta del sitio que se llevará a cabo

Tabla 07: Relación del módulo de corte (G/G_0).

b.3 ZAPATAS SUPERFICIALES CONSIDERADAS RÍGIDAS

b.3.1 RESISTENCIA Y RIGIDEZ ESPERADAS

El comportamiento de deslizamiento y deslizamiento no lineal esperado de las cimentaciones se representará mediante una relación bilineal elástica, perfectamente plástica de carga-deformación, a menos que exista otra relación aprobada disponible. La rigidez elástica inicial puede calcularse usando soluciones elásticas en la tabla 8 con el módulo de corte esperado y la relación de Poisson determinada de acuerdo con la sección b.2.

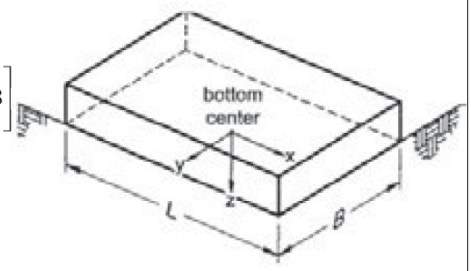
Cuando los componentes de cimentación se modelen explícitamente, el análisis se realizará utilizando las características de carga-deformación esperadas y también utilizando las características de deformación de carga de límite superior e inferior como se ilustra en la figura 39(a). La capacidad del momento esperado, Mc, se calculará usando Eq. (2.13) con los valores esperados de Lf, P, q y qc. Los valores de límite superior e inferior para la rigidez de apoyo, deslizamiento y balanceo y para la capacidad de apoyo y deslizamiento se obtendrán multiplicando y dividiendo por (1 + Cv) donde

el coeficiente de variación, Cv, se define como la desviación estándar dividida por el medio.

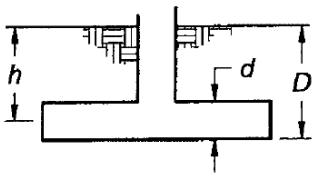
Cv se tomará como 1, a menos que haya datos específicos disponibles que demuestren lo contrario. En ningún caso el valor de Cv se tomará como menor que 0.5.

En los casos en que la relación momento-cizallamiento, M / H, en la interfase suelo-cimentación es mayor que la longitud de la zapata (M / H> L), los controles de comportamiento de balanceo (M y H se definen en la Fig. 39). Para zapatas rectangulares, la capacidad de momento de límite superior se determinará utilizando Ec. (8-10) con los valores esperados de P yq, el valor del límite superior de L y el uso de qc multiplicado por (1 + Cv). La capacidad de momento de límite inferior se determinará con los valores esperados de P y q, los valores de límite inferior de L y usando qc dividido por (1 + Cv).

Tabla 08: Soluciones elásticas para restricciones de resorte de losas rígidas.

Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along *x*-axis	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 1.2\right]$	
Translation along *y*-axis	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.4\frac{L}{B} + 0.8\right]$	
Translation along *z*-axis	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu}\left[1.55\left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 0.8\right]$	
Rocking about *x*-axis	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[0.4\left(\frac{L}{B}\right) + 0.1\right]$	
Rocking about *y*-axis	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[0.47\left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.034\right]$	Orient axes such that $L > B$. If $L = B$, use *x*-axis equations for both *x*-axis and *y*-axis.
Torsion about *z*-axis	$K_{zz,sur} = GB^3\left[0.53\left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 0.51\right]$	

Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment
Translation along *x*-axis	$\beta_x = \left(1+0.21\sqrt{\frac{D}{B}}\right)\cdot\left[1+1.6\left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$
Translation along *y*-axis	$\beta_y = \left(1+0.21\sqrt{\frac{D}{L}}\right)\cdot\left[1+1.6\left(\frac{hd(B+L)}{LB^2}\right)^{0.4}\right]$
Translation along *z*-axis	$\beta_z = \left[1+\frac{1}{21}\frac{D}{B}\left(2+2.6\frac{B}{L}\right)\right]\cdot\left[1+0.32\left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{2/3}\right]$
Rocking about *x*-axis	$\beta_{xx} = 1+2.5\frac{d}{B}\left[1+\frac{2d}{B}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right]$
Rocking about *y*-axis	$\beta_{yy} = 1+1.4\left(\frac{d}{L}\right)^{0.6}\left[1.5+3.7\left(\frac{d}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right]$
Torsion about *z*-axis	$\beta_{zz} = 1+2.6\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}$



d = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height)

$$M_c = \frac{LP}{2}\left(1-\frac{q}{q_c}\right) \qquad 2.13$$

Donde P = carga vertical esperada en el suelo en la interfaz de la zapata debido a la gravedad y las cargas sísmicas;

$q = P/B_f L_f$ = presión vertical del cojinete;

B_f = ancho de la zapata (paralelo al eje de flexión);

L_f = longitud de la zapata en la dirección de flexión; y

q_c = capacidad de carga esperada determinada en la Sección b.1.

El área de contacto crítico, Ac, definida como el área de apoyo requerida para soportar la carga vertical se calculará como $Ac = P/q_c$. Para zapatas no rectangulares, la capacidad de momento se obtendrá determinando el área de contacto crítico, Ac, e integrando el producto de la capacidad de carga por la distancia desde el eje neutro de la zapata sobre el área de contacto crítico. Para los casos en que la relación momento-cizallamiento (M/V) < L, el potencial de deslizamiento en la interfaz se incluirá en la evaluación.

2.2.8 GLOSARIO DE TÉRMINOS

Aceleración. - Aumento de la velocidad del movimiento del suelo en función del tiempo.

Acelerógrafo. - Instrumento que registra la aceleración del suelo en función del tiempo en el campo cercano.

Acelerograma. - Dícese al registro de la aceleración del suelo en función del tiempo.

Análisis Sísmico. - Permite determinar que fuerzas representan la acción sísmica sobre el edificio y qué elementos mecánicos (fuerzas normales y cortantes y momentos flexionantes) producen dichas fuerzas en cada miembro estructural. Para este fin, los reglamentos aceptan que las estructuras tienen comportamiento elástico lineal y que podrá aplicarse el método dinámico modal de análisis sísmico, que requiere el cálculo de periodos y modos de vibrar.

Catálogo Sísmico. - Es una base de datos válida para realizar cualquier estudio en sismología. En este sentido, el catálogo sísmico debe contener todos los parámetros que caracterizan a un sismo calculado en las mismas condiciones de contorno a fin de constituir un catálogo homogéneo.

Distancia Epicentral. - Define la longitud del círculo máximo entre el epicentro y una estación de registro, medida en grados o Km. (1 grado @ 111.11 Km.).

Epicentro. - Define el punto sobre la superficie de la tierra, directamente por encima del foco de un terremoto.

Escalas de intensidades sísmicas. - Parámetros que clasifican los sismos en grados discretos de acuerdo a los efectos observables en un sitio. Las escalas vigentes son la internacional MSK y la MM (Mercalli Modificada) de 12 grados.

Escalas de magnitudes sísmicas. - Parámetros que clasifican los sismos de acuerdo a las amplitudes y períodos, y duración de las ondas registradas en los sismógrafos. Son escalas de valores continuos sin límites superior e inferior. Los valores extremos dependen del fenómeno y la naturaleza. Este parámetro da una idea del tamaño del sismo: Dimensión de la zona de ruptura y la cantidad de energía liberada en la zona hipocentral.

Falla. - Define a una fractura geológica a lo largo de lo cual se ha producido un desplazamiento de dos bloques adyacentes en tiempos históricos o donde se han localizado focos de terremotos. El desplazamiento puede ser de milímetros a centenas de kilómetros.

Foco o hipocentro. - Punto en el interior de la Tierra en donde se produce el terremoto o desde el cual se produce la liberación de energía.

GAL.- Aceleración de un centímetro por segundo por segundo. En prospección geofísica se usa el miligal (0.001 Gal). El nombre de esta unidad de aceleración es en honor al astrónomo y físico Galileo.

Ingeniería Sísmica. - La aplicación de los conocimientos de los sismos y las vibraciones del suelo al diseño y la construcción de obras civiles y obras públicas para proporcionar protección a vidas y a recursos en caso de un terremoto.

2.3 MARCO SITUACIONAL

La ciudad de Pucallpa es una ciudad de la parte centro-oriental del Perú, capital del departamento de Ucayali y de la provincia de Coronel Portillo. Se sitúa en el llano amazónico, a la margen izquierda del río Ucayali.

En esta sección se presentarán las características del proyecto elegido para el desarrollo de la investigación, siendo este un edificio dual como se describe a continuación.

2.3.1 PROYECTO ARQUITECTÓNICO

El edificio que se va a analizar corresponde al “LOCAL COMERCIAL LAS PALMERAS S.A.C”, el cual se encuentra ubicado en el jr. Inmaculada / jr. Luis Scavino Silva, en el distrito de Calleria, provincia de Coronel Portillo y departamento de Ucayali.

El proyecto “LOCAL COMERCIAL LAS PALMERAS S.A.C” tiene una arquitectura y áreas de locales comerciales y hotel, definidas, posee un área de 692.30 m2 aproximadamente. La configuración geométrica del proyecto ya está establecida, la cual, tiene una forma rectangular de 35 m de largo y 20.00 m de ancho.

2.3.2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El proyecto “Centro Empresarial Intisuyo” está destinado a oficinas y posee un área de 348.75 m2 por nivel. La edificación cuenta con 7 niveles, 1 sótano, siendo la altura del primer nivel 3.50 m y de los niveles posteriores 3.33 m. La distribución de cada nivel es como se indica a continuación:

- En el **Sótano** se dispone de rampa de acceso vehicular (automóviles y vehículos menores) desde el Jr. Inmaculada. Dispone de un ambiente de control o vigilancia, servicios higiénicos y oficio, así como un cuarto de máquinas (grupo electrógeno, sub-estación eléctrica). También de dos estacionamientos diferenciados: uno de autos y otro de motos y motocarros.
- El **PRIMER PISO** con frente al Jr. Inmaculada, se encuentra un área comercial, con acceso mediante escaleras al sótano y a una mezanine.
- Un **Mezanine** que Dispone de un espacio comercial y un servicio higiénico (lavatorio, urinario e inodoro). Este nivel tiene un vacío hacia el primer piso.

- En el **SEGUNDO PISO** se accede por una escalera principal, un ascensor y una escalera de evacuación, disponiendo de un Hall de recepción que distribuye a dos locales comerciales.
- En el **TERCER PISO** se accede por una escalera principal, un ascensor y una escalera de evacuación, disponiendo de un Hall de recepción que distribuye a dos locales comerciales.
- En el **CUARTO PISO** se accede por un ascensor y una escalera de evacuación, disponiendo de un hall que distribuye a un espacio de recepción, una sala de estar, asimismo se accede mediante dos pasadizos a 19 dormitorios.
- En el **QUINTO PISO** se accede por un ascensor y una escalera de evacuación, disponiendo de un hall que distribuye a un espacio de recepción, una sala de estar, asimismo se accede mediante dos pasadizos a 19 dormitorios.
- En el **SEXTO PISO** se accede por un ascensor y una escalera de evacuación, disponiendo de un hall que distribuye a un espacio de recepción, una sala de estar, asimismo se accede mediante dos pasadizos a 19 dormitorios.
- En el **SEPTIMO PISO** se accede por un ascensor y una escalera de evacuación, disponiendo de un hall que distribuye a un salón de uso múltiple, asimismo a una terraza con piscina finalmente un comedor y a un bar.
- En el **OCTAVO PISO** se accede por un ascensor, una escalera de evacuación, disponiendo de un hall de servicio que distribuye a un ambiente para servidor y video y un ambiente con área de control a un almacén de víveres y almacén de logística.
- En el **AZOTEA** se accede por un ascensor, una escalera de evacuación, disponiendo de un patio o azotea. En este nivel se accede a un tanque elevado de concreto por una escalera tipo marinero.

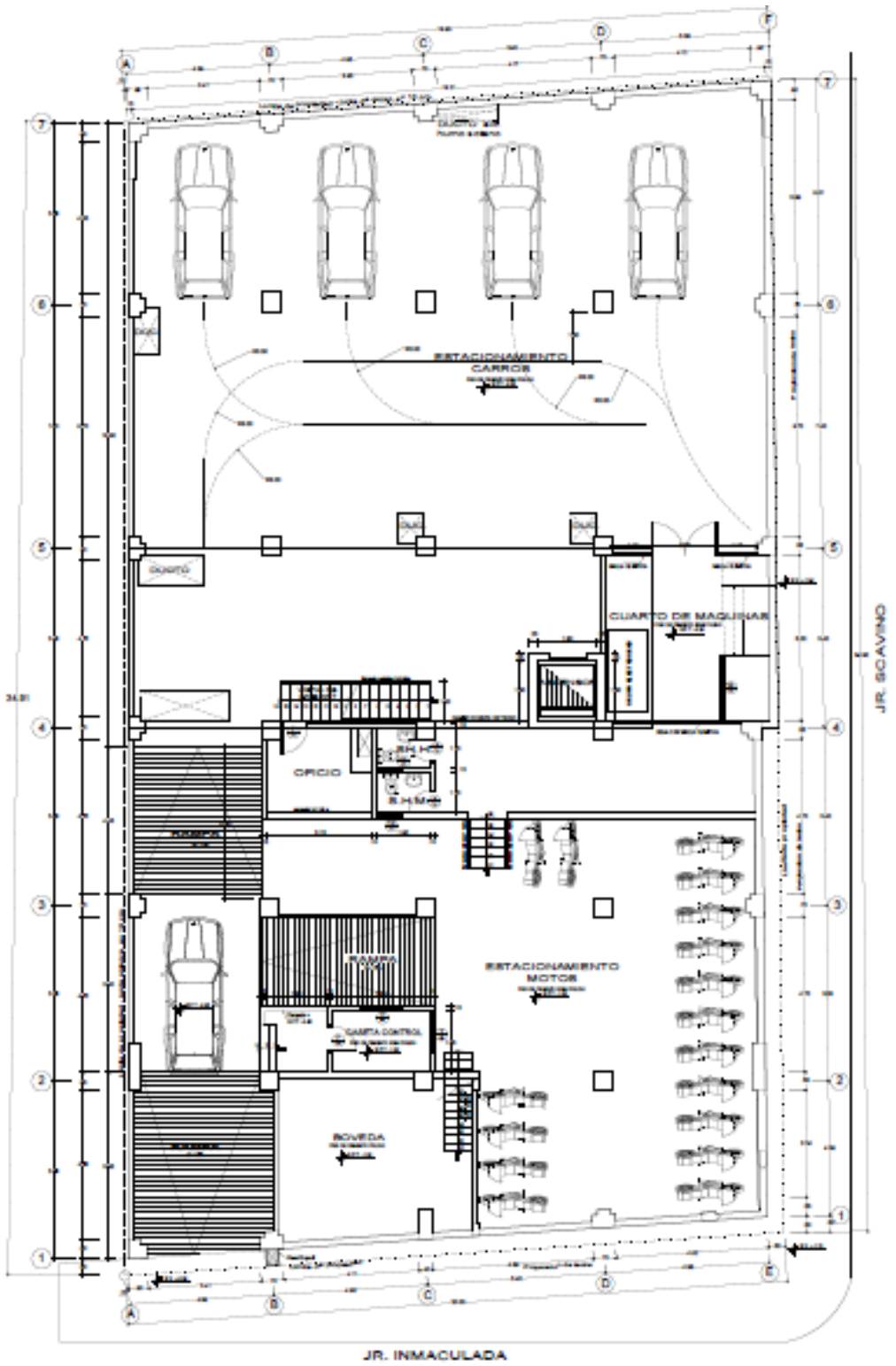


Figura 40: Planta Sótano.

Fuente propia

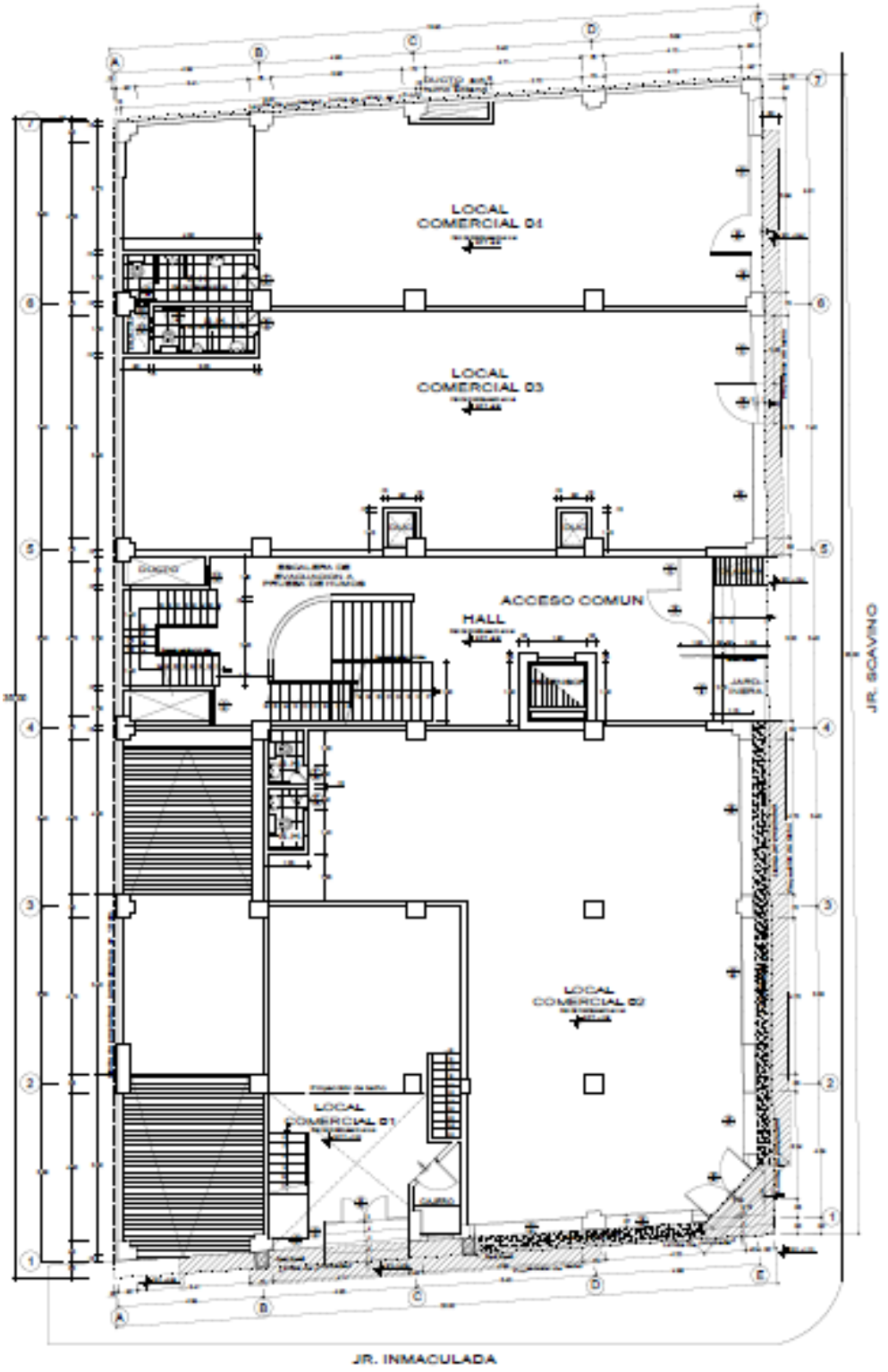


Figura 41: Planta primer nivel.
Fuente propia

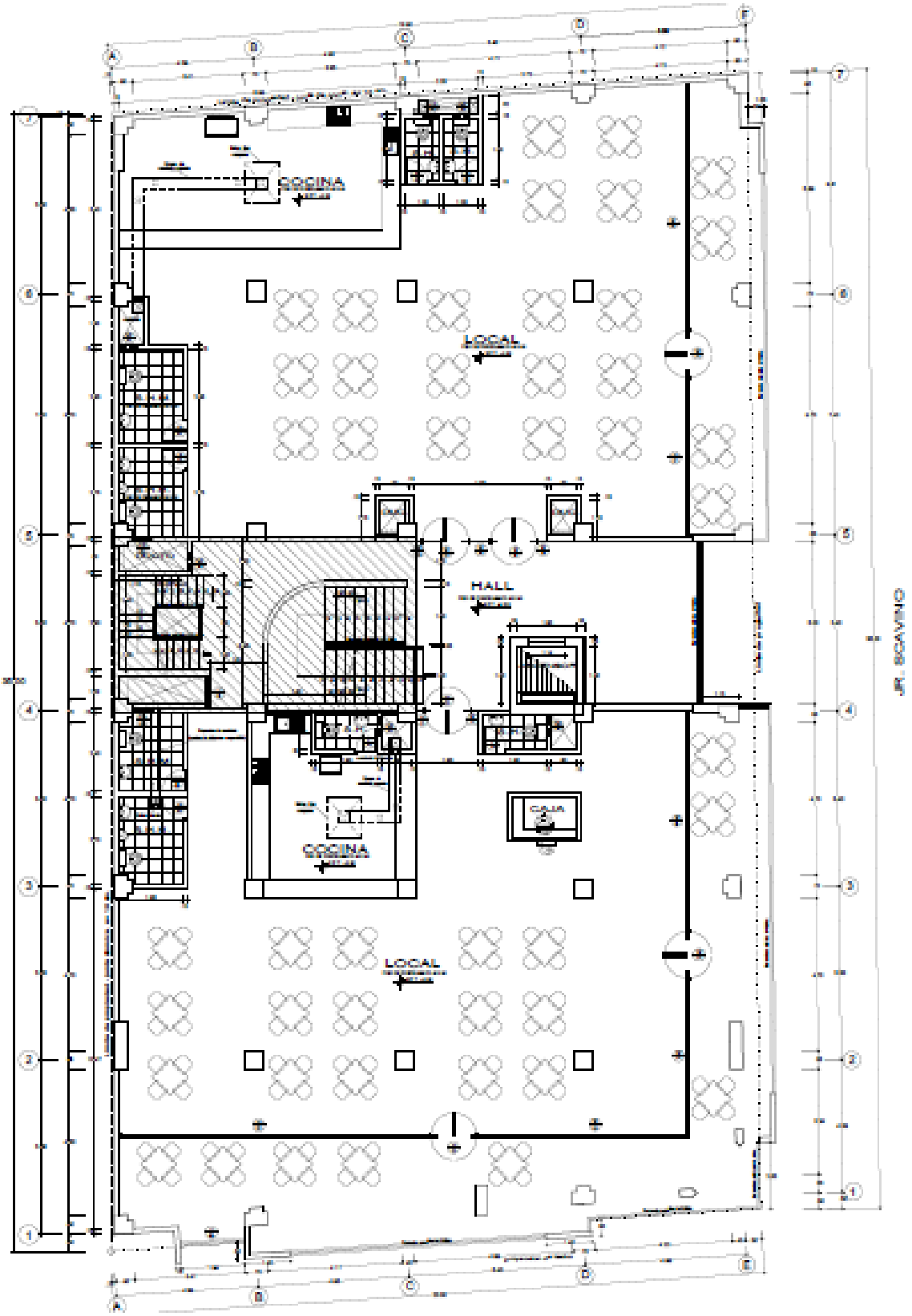


Figura 42: Planta segundo nivel.
Fuente propia

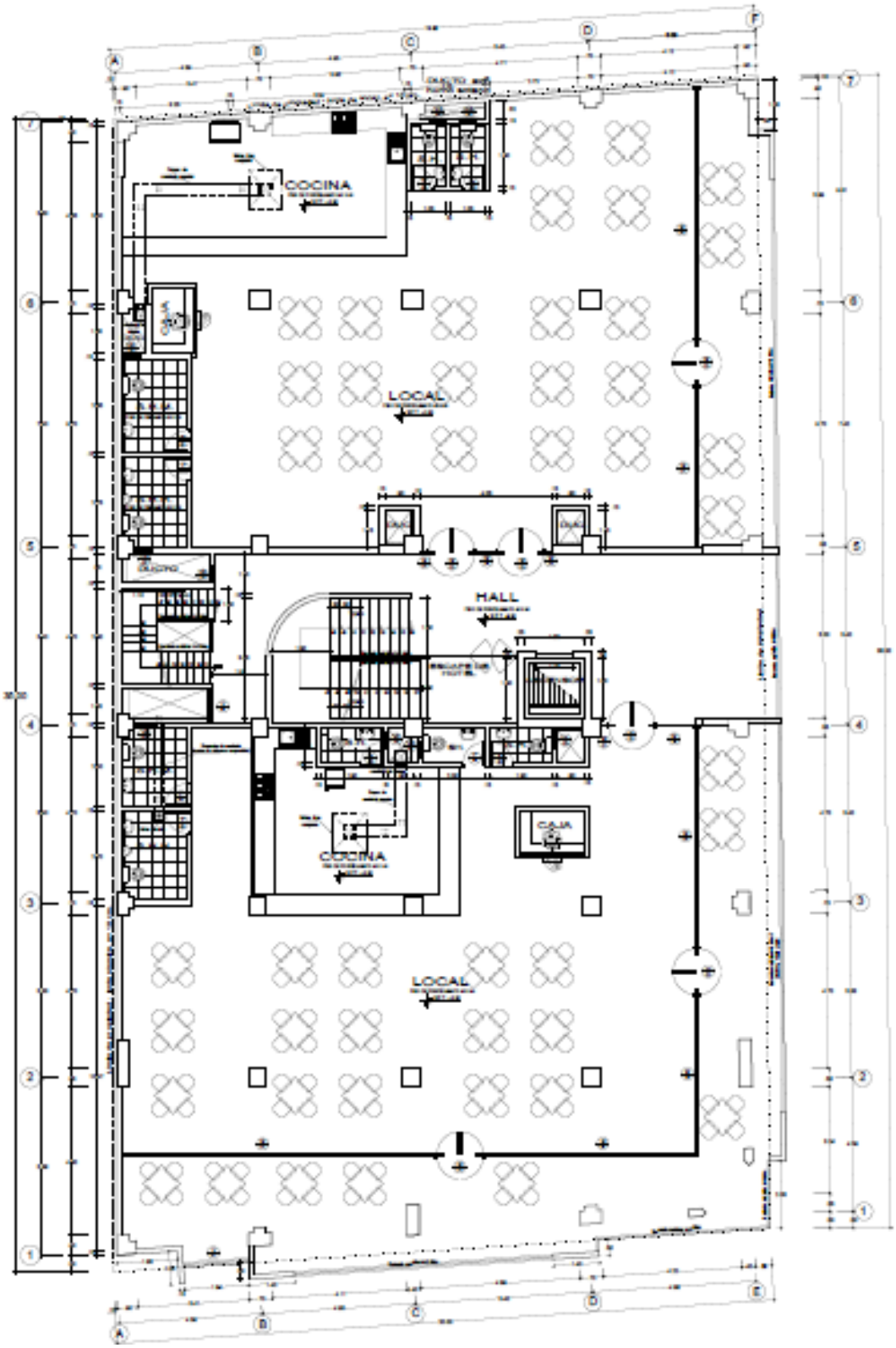


Figura 43: Planta tercer nivel.
Fuente propia

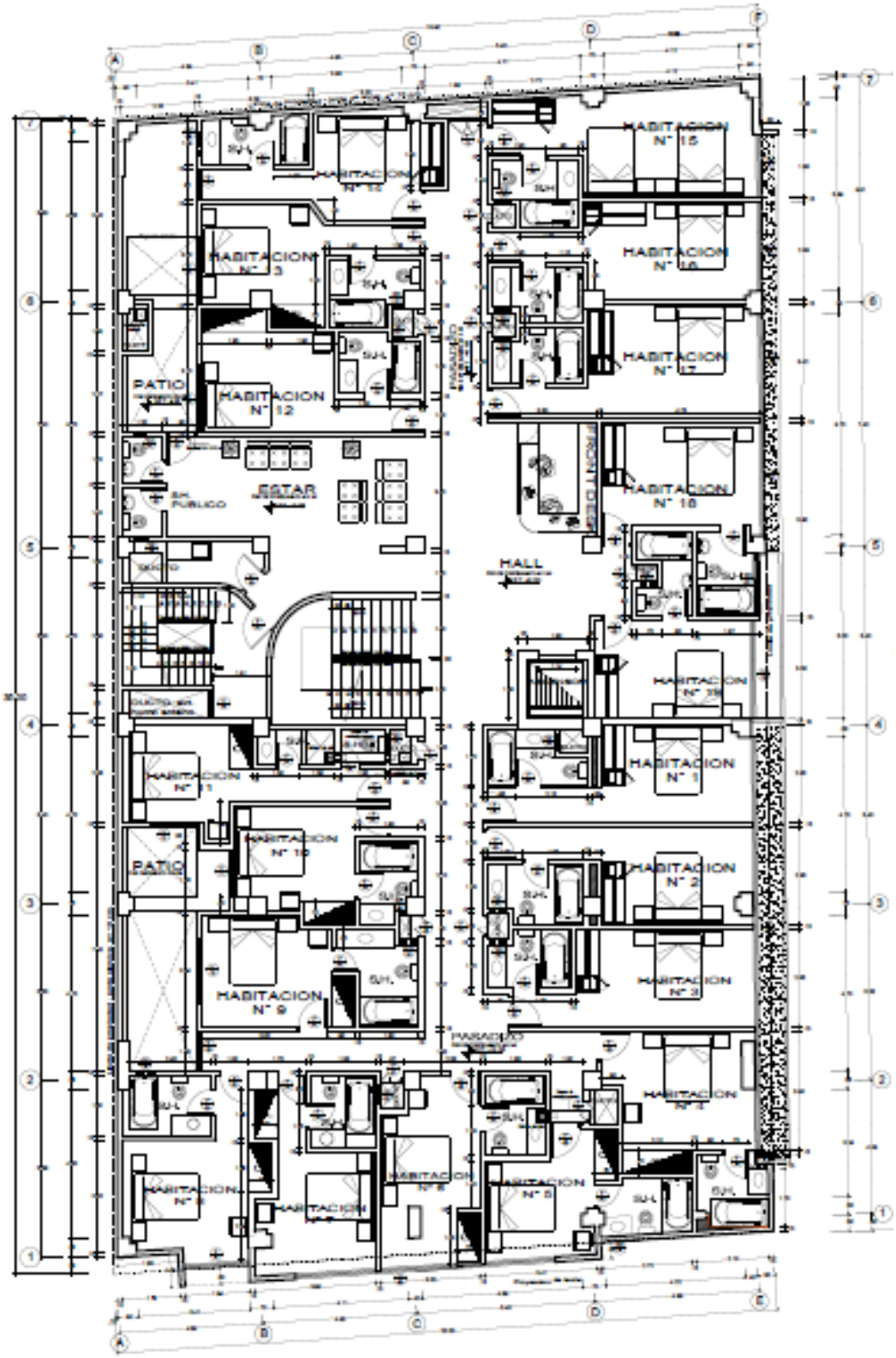


Figura 44: Planta típica cuarto hasta sexto nivel.
Fuente propia

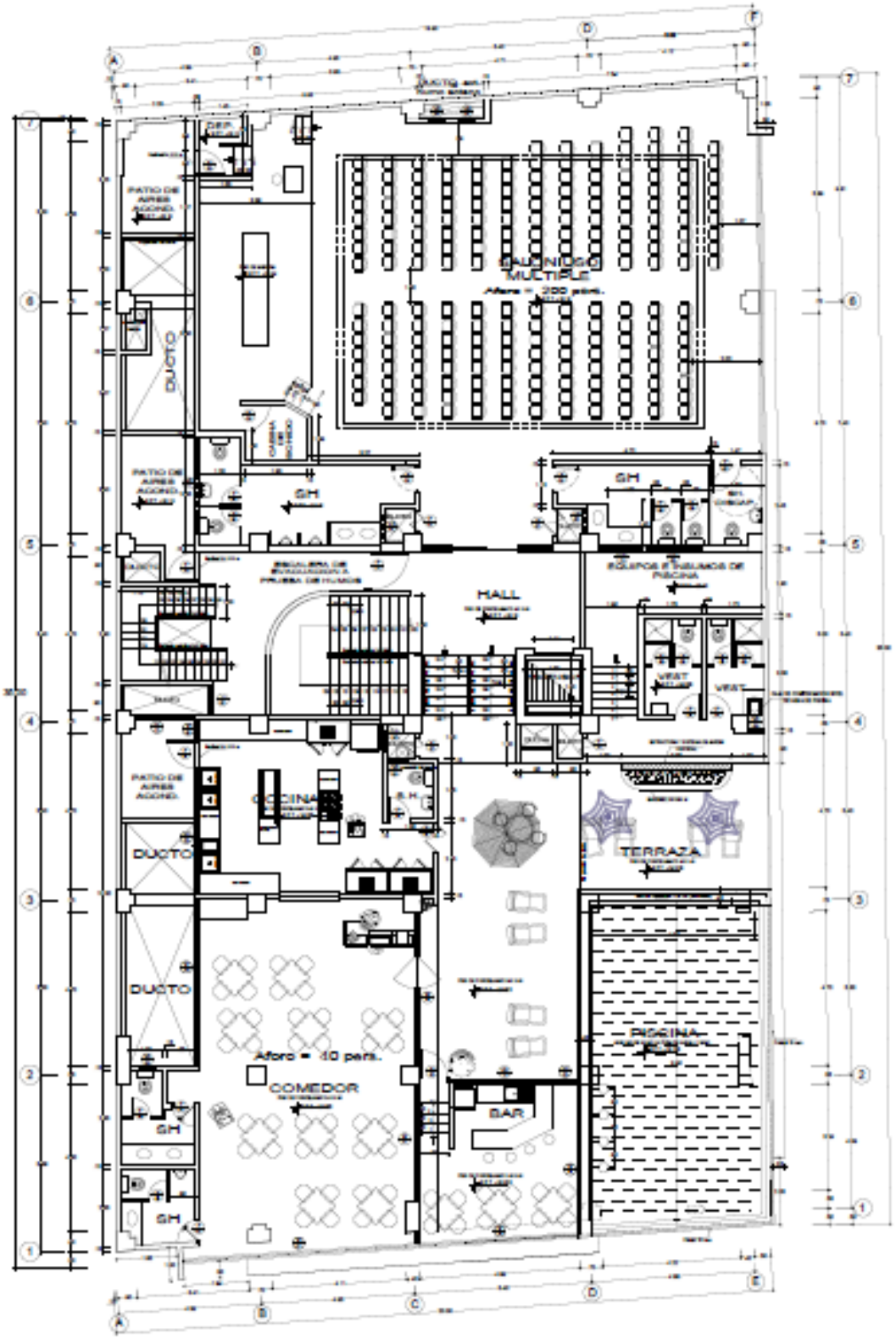


Figura 45: Planta del séptimo nivel.
Fuente propia

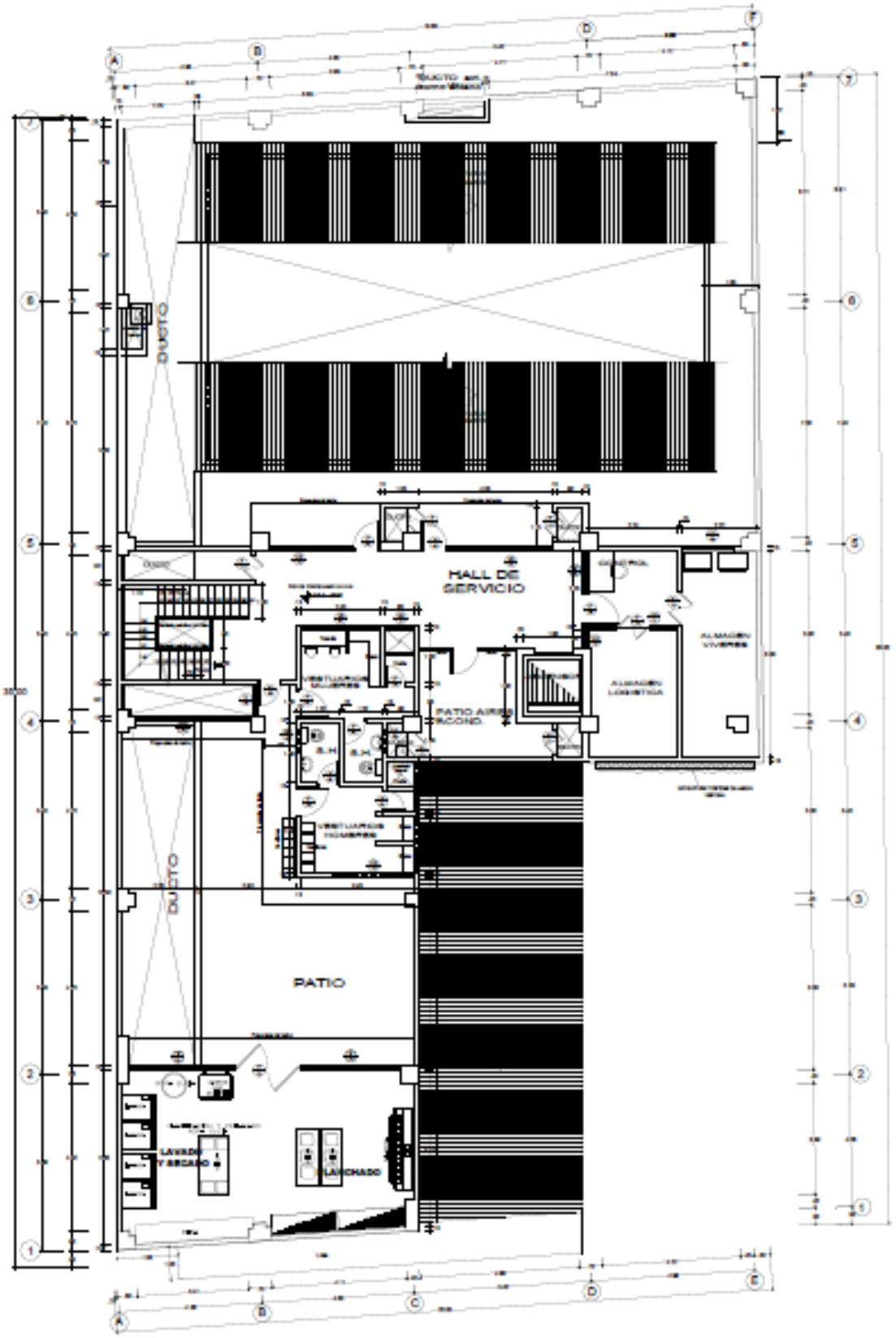


Figura 46: Planta del octavo nivel.
Fuente propia

2.4 DESCRIPCIÓN TÉCNICA DE LA TESIS.

Lo que se ha realizado en la tesis es el análisis y comparación del método tradicional y un método incluyendo la rigidez del suelo, de tal manera que se espera un comportamiento real de la estructura, el análisis sísmico se realizó al edificio comercial palmeras de la ciudad de Pucallpa, con la finalidad de comparar sus resultados con los requisitos que indica tanto en la Norma E-030, E-020, E-060 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Estructuración y Modelo Estructural:

Se realizó un predimensionamiento y estructuración del edificio, luego se realizó los análisis estático, dinámico y tiempo Historia. Asimismo, se integró los modelos dinámicos a cada análisis.

Muestreo:

Una vez que se terminó de realizar los análisis se identificó a los elementos que se realizarán la prueba para las comparaciones de cada análisis respecto a los modelos dinámicos.

Análisis estadístico de resultados de laboratorio:

Una vez obtenido los resultados Muestreo aleatorio Simple (MAS): se define la población y se confecciona una lista de todos los individuos, se concreta el tamaño de la muestra y se extraen al azar los elementos, asimismo se realiza las verificaciones según la Norma E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

2.5. HIPÓTESIS.

2.5.1. Hipótesis General

Los esfuerzos de los elementos estructurales de la edificación se reducen en los modelos dinámicos con interacción suelo estructura respecto a un modelo convencional de una edificación de siete (7) niveles con platea de cimentación en la ciudad de Pucallpa.

2.5.2. Hipótesis Específicas

1. En los modelos dinámicos de la norma rusa y los modelos dinámicos de la norma norteamericana se obtuvieron resultados

diferentes para una edificación de siete (7) niveles con platea de cimentación en la ciudad de Pucallpa.

2. Las derivas generadas por el modelo dinámico ISE son mayores al modelo convencional, en algunos casos son superiores a 0.007 incumpliendo con las derivas máximas de la norma E-030 del RNE para una edificación de siete (7) niveles con platea de cimentación en la ciudad de Pucallpa.
3. En los modelos dinámicos con interacción suelo-estructura los esfuerzos se reducen, mientras que los periodos y desplazamientos se incrementan con respecto a un modelo convencional para una edificación de siete (7) niveles con platea de cimentación en la ciudad de Pucallpa.

2.6. SISTEMA DE VARIABLES - DIMENSIONES E INDICADORES.

2.6.1. Variable Independiente

- Rigidez del suelo de fundación.

2.6.2. Variable Dependiente

- Esfuerzos en los elementos estructurales.

2.7. DEFINICIÓN OPERACIONAL DE VARIABLES

HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	DIMENSIONES	ESCALA DE MEDICIÓN O UNIDAD DE MEDIDA
HIPOTESIS GENERAL: Los esfuerzos en los elementos estructurales de la edificación se reducen en el modelo dinámico con Interacción suelo estructura respecto a un modelo convencional de una edificación de siete (7) niveles con platea de cimentación en la ciudad de Pucallpa.	**VI.** Rigidez del suelo de fundación. **VD.** Esfuerzos en los elementos estructurales.	✓ Fuerzas Axiales. ✓ Fuerzas Cortantes. ✓ Momentos Flectores.	✓ Módulo de elasticidad del suelo. ✓ Densidad del suelo. ✓ Coeficiente de poisson del suelo. ✓ Frecuencia de la estructura. ✓ Dimensiones de la cimentación.	✓ Ton/m2 o KN/m2. ✓ Ton/m3 o KN/m3. ✓ Adimensional. ✓ Hz. ✓ m.

CAPITULO III

III. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN.

3.1.1. Tipo de Investigación

El Tipo de investigación Aplicada[10]. Porque busca conocer, y modificar una realidad problemática.

3.1.2. Nivel de investigación

Correlacional[11]

Se pretende conocer la relación o grado se asociación que exista entre dos o más conceptos, categorías y variables en un contexto en particular.

3.2 MÉTODO Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.

3.2.1. Método de la Investigación

El método es HIPOTÉTICO – EXPERIMENTAL[12] ya que se plantea una hipótesis que se puede analizar experimentalmente, es decir, que busca poner en práctica la parte teórica para demostrar la validez de las hipótesis.

3.2.2. Diseño de la Investigación

Para el desarrollo del presente tema de tesis, se realizó bajo el diseño descriptivo. Descriptivo, basado en un estudio de investigación en el que se manipulan deliberadamente uno o más

---

[10] Hernández Sampieri, Fernández Collado y Baptista Lucio (2010) – "Metodología de la investigación Científica" (Capítulo V) pág. 77-78, Mc Graw Hill, Mexico.

[11] Hernández Sampieri, Carlos Fernández Collado, Pilar Baptista Lucio (2010), "Metodología de la Investigación" (Capítulo V) pág. 81-83 Mc, Mc Graw Hill, Mexico.

[12] Hernández Sampieri, Carlos Fernández Collado, Pilar Baptista Lucio (1996), Metodología de la Investigación, Mc Graw Hill, Colombia.

variables para medir sus efectos en una variable dependiente, dentro de una situación de control para el investigador.

3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA.

3.3.1 Población

Según Ríos T. y Torres C. citan a “Carbajal (2007), para definir la población objeto de estudio, se establecerá la unidad de análisis (personas, organizaciones, instituciones), delimitándose así la población.”

La población está conformada por los elementos estructurales del edificio del CENTRO COMERCIAL PALMERA CENTER según como se detalla:

NUMERO	ELEMENTOS ESTRUCTURALES	CANTIDAD
1	COLUMNAS	314
2	VIGAS	673
3	PLACAS	33
	TOTAL	1020

3.3.2 Muestra

Según Rios T. y Torres C. consideran la muestra como “Velásquez (1999), una fracción de la población, que cumpla la condición de que, con una probabilidad “P”, las conclusiones puedan tener validez para todo el universo.”

El presente trabajo de investigación toma como muestra de estudio es representativa ya que sus elementos se seleccionaron usando muestreo aleatorio. La muestra debe de ser estructurada y para determinar su tamaño, se recurre al uso de la fórmula estadística

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

Dónde:

N = Total de la población

n = Muestra

Z = 1.96 (si la seguridad es del 95%)

E = Grado de error (en este caso 5% = 0.05)

P = Probabilidad de éxito 50% (en este caso 0,5)

q = Probabilidad de fracaso 50% (en este caso 0,5)

Para el cálculo de la muestra se usará el Muestreo Aleatorio Estratificado.

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

N°	Parámetro	Valor
1	N	1020
2	Z	1.96
3	p	0.5
4	e	0.05

Calculando:

$$n = \frac{1.96^2 * 0.5(1-0.5) * 1020}{0.05^2(1020-1) + 1.96 * 0.5(1-0.5)}$$

$$n = \approx 280$$

Para lo cual analizaremos 280 elementos como muestra de esa población, la cual se realizará una muestra aleatoria estratificada para la selección de elementos:

NUMERO	ELEMENTOS ESTRUCTURALES	CANTIDAD
1	COLUMAS	86
2	VIGAS	185
3	PLACAS	9

3.4 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA RECOLECCIÓN DE DATOS.

3.4.1. Técnicas

a) **Observación:** Se realizó el trabajo de campo visitando el edificio construido y verificar los elementos estructurales según indicaba

en los planos que se proyectaron, para lo cual se realizó un permiso con los propietarios y la municipalidad para la visita.

b) **Análisis de Documentos:** Se analizó el modelo estructural del edificio palmeras existente, cual se realizaron e integraron modelos dinámicos de Interacción suelo estructura donde se recopiló la información y se complementó realizando el informe de suelos para realizar la investigación.

3.4.2. Instrumentos

Entrevista: Se realizó una entrevista con expertos en la ingeniería estructural, como el PhD. Luis Bozzo, Dr. Helbert Gonzales y PhD. Genner Villareal, el cual se comentó la problemática de la zona de estudio, nos brindaron referencias bibliográficas y experiencias en estudios en lugares donde el suelo es blando, así mismo nos realizó algunas observaciones y posibles investigaciones futuras para el desarrollo de la región.

3.5 PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

Los métodos a aplicar serán estadística descriptiva, con el cual se recopilará y analizará los datos, con el objeto de resumir y describir los resultados a través de tablas y gráficas y en cuanto a la estadística inferencial a aplicar para la validación de la hipótesis planteada.

Según el método seleccionado

1. Identificación de la edificación a realizar la investigación.
2. Entrevista vía correo, Sky y consultas a expertos.
3. Investigación bibliográfica sobre los métodos dinámicos en el Perú y el mundo.
4. Recopilación de los resultados y comparaciones.
5. Con los valores de tendencia central, proceder a la clasificación de las mismas según las normas peruanas.
6. Calcular los coeficientes de variación para poder determinar la relación.

7. Conclusiones.
8. Recomendaciones.
9. Organización para el trabajo final.
10. Elaboración del informe final.

3.6 TRATAMIENTO DE DATOS.

Los datos obtenidos se procesaron de la siguiente manera:

Modelamiento estadístico en el software SPSS.

Los métodos a aplicar serán la estadística descriptiva e inferencial, con el cual se recopilará y analizará los datos, con el objeto de resumir y describir los resultados a través de tablas y gráficas. En cuanto a la estadística inferencial a aplicar para la validación de la hipótesis planteada de manera de poder ver su grado de “aceptación” o “rechazo”.

Según los métodos seleccionados: Estadística Descriptiva y Estadística Inferencial.

- Histogramas
- Gráfico de Barras
- Prueba de Normalidad Shapiro-Wilk
- T-Student
- Gráfico de Caja y Bigotes
- Planteamiento de las Hipótesis Estadísticas Nulas (H10) y su correspondiente Hipótesis Estadística Alterna (H1a).

3.6.1. Mecanismos para el procesamiento y presentación de datos.

Para el procesamiento de datos se utilizaron las herramientas informáticas como: SPSS, MS Excel, presentándose los resultados en cuadros y gráficos, teniendo en cuenta las variables de la investigación.

Para realizar el proceso y posterior presentación de los datos obtenidos del ETABS 2016v16.2, se recurrió a cuadros de resumen

para realizar un análisis de los resultados comparándoles con el Reglamento Nacional de edificaciones E020, E030, E050, E060.

3.6.2. Mecanismos para el análisis e interpretación de resultados.

En esta parte se usó el análisis estadístico, para comprobar las hipótesis teniendo en cuenta siempre la confiabilidad y veracidad de los datos obtenidos y procesados con anterioridad.

Para la constatación de la hipótesis se utilizó el método **Post Test** el cual consiste en:

- Aplicación de la variable independiente.
- Medición de la variable dependiente después de aplicar la variable independiente (Post Test).

Se presentará el siguiente esquema:

GE X O1

Donde:

- **GE :** Rigidez del suelo de Fundación.
- **X :** Resultados de los esfuerzos.
- **O1 :** Comparación de los resultados con el reglamento nacional de edificaciones, después del procesamiento de datos del programa Etabs.

El procedimiento consiste en determinar una tabla de valores de los esfuerzos con los modelos dinámicos que se utilizaron comparando con el análisis convencional, asi mismo verificar los valores si están en el rango que establece la Norma E030 del Reglamento Nacional de edificaciones.

CAPÍTULO IV

IV. DESARROLLO DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO PALMERAS.

4.1 DATOS DEL MODELO

4.1.1 CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN

Como objeto de la presente Tesis de Investigación se analizará el edificio palmeras de siete (7) pisos, donde se pretende realizar una comparación entre un modelo convencional versus un modelo integrado con modelos dinámicos de Interacción suelo estructura.

4.1.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

La edificación presenta una configuración irregular en piso y en altura, con 7 plantas, un sótano, cisternas, tanque elevado y platas similares del 3er nivel hasta el 6 nivel, presenta una irregularidad torsional en planta con diafragmas rígidos, conformado por pórticos y un sistema resistente en base a muros de concreto armado en la dirección Y, la estructura está ubicada en el distrito de Callería, provincia de Coronel Portillo, departamento de Ucayali.

En la siguiente figura 47 se puede apreciar las alturas de entre piso.

AZOTEA			3.33
PISO 7			4.55
PISO 6			3.33
PISO 5			3.33
PISO 4			3.33
PISO 3			3.33
PISO 2			3.50
PISO 1			3.50
SÓTANO			4.10

Figura 47: Alturas de entrepiso del edificio Palmeras.

Las características del concreto y al acero especificadas para las vigas y columnas y placas en el modelo son:

Resistencia a compresión del concreto	f´c = 210 kg/cm2
Módulo de elasticidad del concreto	Ec = 217371 kg/cm2
Peso específico del concreto	ɣ = 2400 kg/m3
Coeficiente de Poisson del concreto	υ= 0.20
Esfuerzo de fluencia del acero	fy = 4200 kg/cm2
Módulo de elasticidad del acero	Es = 2000000 kg/cm2

4.2 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS SISMORRESISTENTE

4.2.1 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas vivas de diseño correspondientes a este tipo de estructura son:

Sobrecarga en cuartos	: 200 kg/m2
Sobrecarga en restaurantes y salas públicas	: 400 kg/m2
Sobrecarga en almacenes y Servicios	: 500 kg/m2
Sobrecarga en ascensores	: 1000 kg/m2
Sobrecarga en escaleras y Corredores	: 400 kg/m2
Sobrecarga en azotea	: 150 kg/m2

4.2.2 PARÁMETROS SÍSMICOS

Los parámetros sísmicos considerados de acuerdo a la zona sísmica del Reglamento Nacional de Edificaciones E020, E030:

Factor de Zona	Z=0.25g	Callería (Ucayali)
Factor de Uso	U=1.00	Edificación común (E-030)
Factor del Suelo	S=1.20	Suelos Intermedios (E-030)

Periodo de Plataforma de espectro Tp=0.60, T_L= 2.0 Suelos Intermedios

Coeficiente de Reducción	R=8 en X, R=7 en Y	Dual

4.3 ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

4.3.1 MODELO ESTRUCTURAL

Para el análisis sísmico de la estructura se realizó utilizando el programa de computo ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) versión nolineal 16.2.0 (CSI, 2016). El modelo en planta se puede apreciar en la Figura 48 – Convencional y Figura 49 – Dinámico ISE

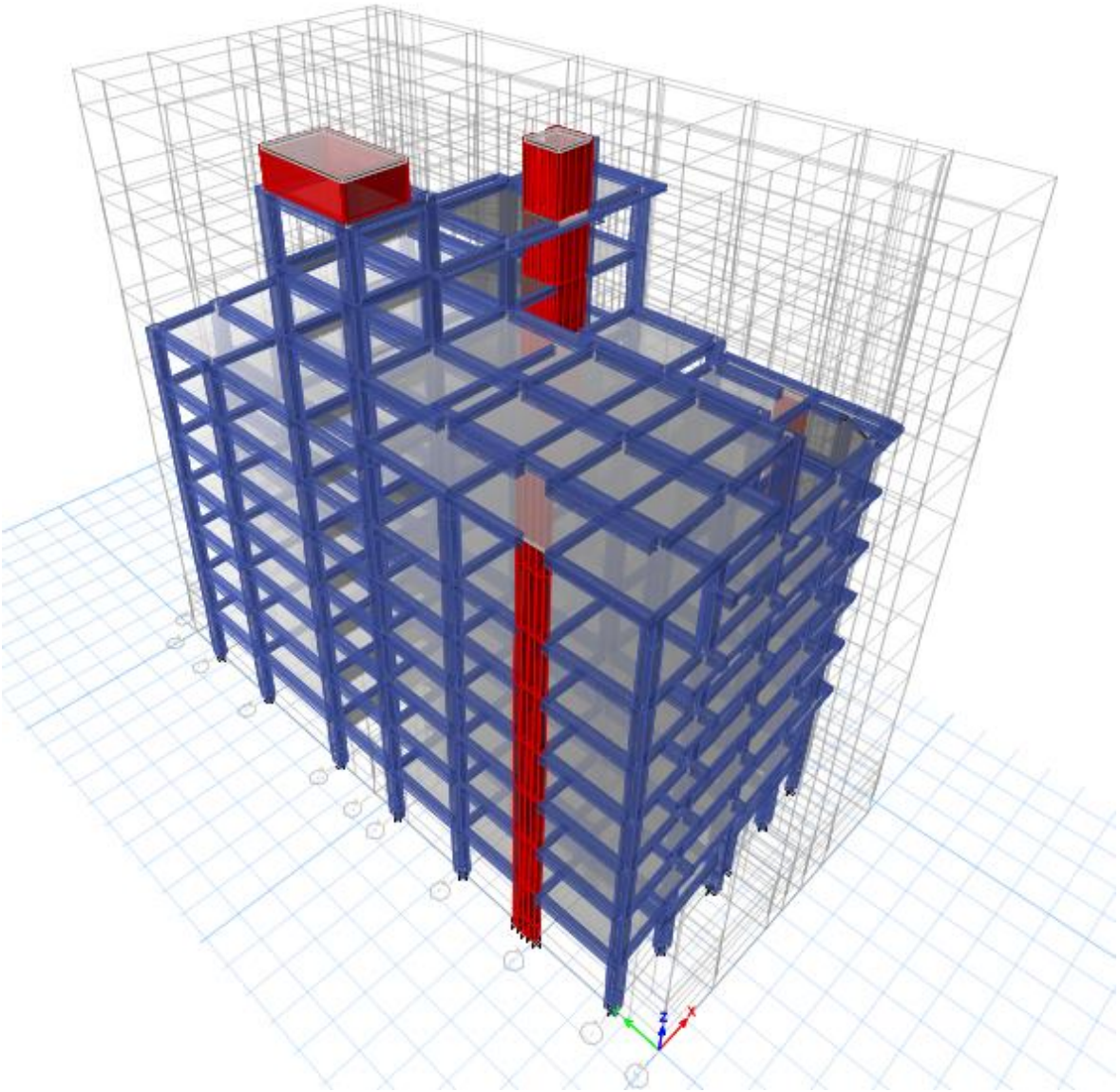


Figura 48: Modelo Estructural Convencional.

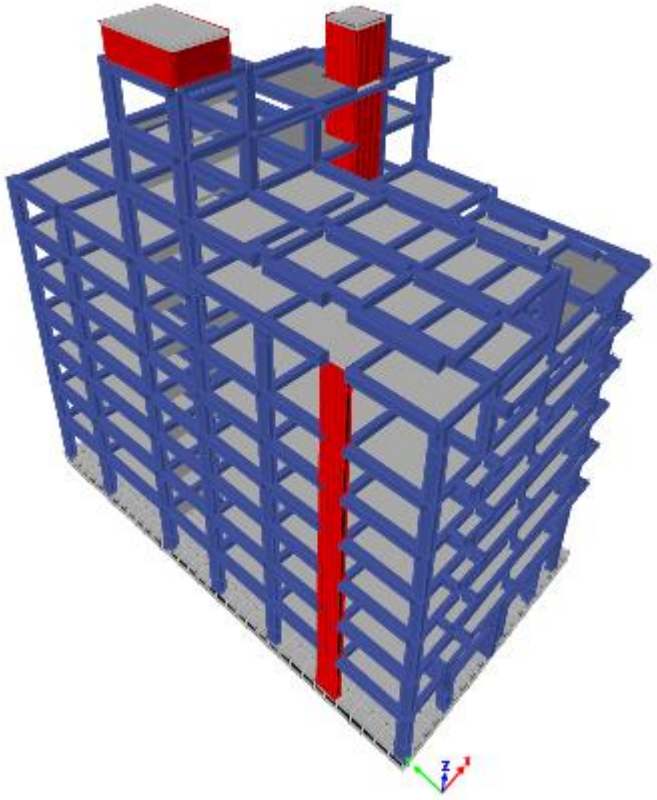


Figura 49: Modelo Estructural Dinámico ISE.

Se utilizaron brazos rígidos para modelar la unión de las columnas con las vigas en el modelo (Vásquez y Suárez, 2002). Estas barras de rigidez equivalente utilizan brazos de rigideces absolutamente rígidos en una distancia del 50% de la longitud total del elemento.

Los ejes locales de los elementos los coloca el programa ETABS el cual asume las siguientes direcciones que damos a conocer: El eje local 1 es el eje longitudinal, el eje local 2 es el eje transversal al eje 1 y está orientado en el sentido de la mayor dimensión del elemento y el eje local 3 es el eje perpendicular al eje 2 (CSI, 2003-a).

Asimismo, se consideró en el modelo del edificio diafragmas rígidos en el plano horizontal haciendo uso de la opción DIAPHRAGM CONSTRAINT, con lo que se estaría considerando el movimiento de los nudos de una manera dependiente por nivel del centro de masas de dicho nivel (CSI, 2003-b).

A los centros de masas de cada nivel se les asignará con una excentricidad

accidental del 5% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis, según lo indica la actual Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E-030-2014.

4.3.1.1 ANÁLISIS ESTÁTICO

Para realizar el análisis estático de la estructura se debe calcular el peso sísmico de la edificación, el cual se obtiene, según la Norma E.030, para la categoría C de la suma de la carga muerta más el 25% de la carga viva. El cálculo se realizará con los coeficientes ingresados al ETABS. Estos resultados se muestran a continuación:

Parámetros para el Análisis estático por coeficientes

			S=	**1.2**
U=	**1**	**Suelos intermedios**	**TL=**	**2**
Rx=	**5.4**		**Tp=**	**0.6**
Ry=	**4.725**		**Z=**	**0.25**
H=	**32.00**		TP<T<TL	
CT =	35	(ELEMENTOS RESISTENTES: PORTICOS)		
CT =	45	(ELEMENTOS RESISTENTES: PORTICOS CON CAJAS DE ASCENSOR)		

			C = 2.5 * (Tp / T)	**C/R**	**PASA?**
periodo			C		
TX=	1.184	seg	1.27	0.25	SÍ
T Y=	0.782	seg	1.92	0.43	SÍ

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

Entonces :

Vx=	0.075	Vy=	0.129

Para T mayor que 0.5 segundos: k=(0.75+0.5T) : Entonces Tendremos

Kx=	1.342	ky=	1.141

Para el cálculo de la cortante basal se asumió los valores indicados anteriormente, para determinar las cargas sísmicas lateral que serán

asignadas al centro de masa de cada entrepiso de la estructura. La cortante basal se determina mediante la fórmula proporcionada por la Norma E.030:

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

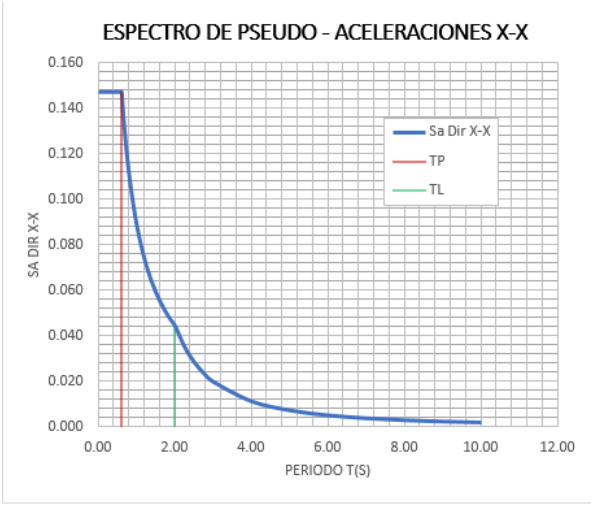
4.3.1.2 ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico utiliza la máxima respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Este análisis considera la función del espectro del suelo para calcular las respuestas modales máximas. La aceleración espectral que se utiliza debe ser calculada para cada una de las direcciones horizontales que se van a analizar, el cálculo de dicha aceleración está definido por la siguiente ecuación:

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

Los parámetros sísmicos serán los mismos indicados anteriormente en la sección 4.2.2, para el siguiente proyecto se desarrollará la siguiente tabla:

C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
2.50	0.00	0.147	0.168
2.50	0.02	0.147	0.168
2.50	0.04	0.147	0.168
2.50	0.06	0.147	0.168
2.50	0.08	0.147	0.168
2.50	0.10	0.147	0.168
2.50	0.12	0.147	0.168
2.50	0.14	0.147	0.168
2.50	0.16	0.147	0.168
2.50	0.18	0.147	0.168
2.50	0.20	0.147	0.168
2.50	0.25	0.147	0.168
2.50	0.30	0.147	0.168
2.50	0.35	0.147	0.168
2.50	0.40	0.147	0.168
2.50	0.45	0.147	0.168
2.50	0.50	0.147	0.168
2.50	0.55	0.147	0.168
2.50	0.60	0.147	0.168
2.31	0.65	0.136	0.155
2.14	0.70	0.126	0.144
2.00	0.75	0.118	0.134
1.88	0.80	0.110	0.126
1.76	0.85	0.104	0.119
1.67	0.90	0.098	0.112
1.58	0.95	0.093	0.106
1.50	1.00	0.088	0.101
1.36	1.10	0.080	0.092
1.25	1.20	0.074	0.084
1.15	1.30	0.068	0.078
1.07	1.40	0.063	0.072
1.00	1.50	0.059	0.067
0.94	1.60	0.055	0.063
0.88	1.70	0.052	0.059
0.83	1.80	0.049	0.056
0.79	1.90	0.046	0.053
0.75	2.00	0.044	0.050
0.59	2.25	0.035	0.040
0.48	2.50	0.028	0.032
0.40	2.75	0.023	0.027
0.33	3.00	0.020	0.022
0.19	4.00	0.011	0.013
0.12	5.00	0.007	0.008
0.08	6.00	0.005	0.006
0.06	7.00	0.004	0.004
0.05	8.00	0.003	0.003
0.04	9.00	0.002	0.002
0.03	10.00	0.002	0.002



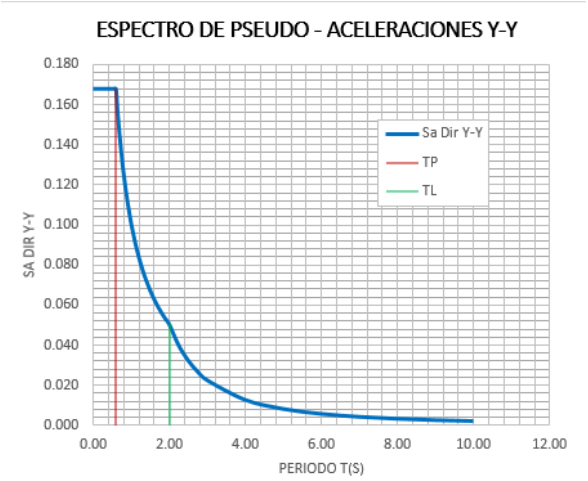


Tabla 09: Función Espectral.

4.3.1.3 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

De acuerdo a la Norma E-030, el análisis tiempo historia se podrá realizar suponiendo comportamiento lineal y elástico y deberán utilizarse no menos de tres registros de aceleraciones horizontales, correspondientes a sismos reales o artificiales. Estos registros deberán normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio. Esto significa que la aceleración del suelo se escribe:

$$\ddot{x}(t)=\ddot{x}s\acute{a}xf(t)=(ZUS/R)\ g.\ f(t),$$

Donde:

- Z es el factor de Zona
- U coeficiente de uso e importancia
- S el factor de amplificación por tipo de suelo
- R el factor de reducción
- g la aceleración de la gravedad
- f(t) es la función del registro de sismo normalizado.

Para el análisis tiempo historia se ha usado registros sísmicos ocurridos en el Perú, las informaciones de los acelerogramas fueron descargadas por la página del CISMID-UNI.
Para el análisis dinámico fueron escalonaron cada registro de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones E030.

N°	Fecha	Dirección	Nombre	Data	Duración (seg)
1	17/10/1966	E-W	Lima 1966	9882	197.64
2	17/10/1966	N-S	Lima 1966	9882	197.64
3	31/05/1970	E-W	Lima 1970	2259	45.15
4	31/05/1970	N-S	Lima 1970	2259	45.15
5	03/10/1974	E-W	Lima 1974	2259	97.96
6	03/10/1974	N-S	Lima 1974	2259	97.96
7	23/06/2001	E-W	Ocoña 2001	19892	198.92
8	23/06/2001	N-S	Ocoña 2001	19892	198.92
9	15/08/2007	E-W	Ica 2007	21806	218.06
10	15/08/2007	N-S	Ica 2007	21806	218.06

Tabla 10: Registros obtenidos del CISMID-UNI, para Análisis Tiempo Historia.

Para el escalonamiento se utilizó el programa SeismoMatch 2016, el cual se mostrará el procedimiento:

Para realizar el escalonamiento de cada registro, se tomaron los registros descritos en la tabla 10, para cada sentido E-W y N-S, en la figura 50, se ingresó en formato txt de la data del registro y se ingresaron los valores que indica el programa.

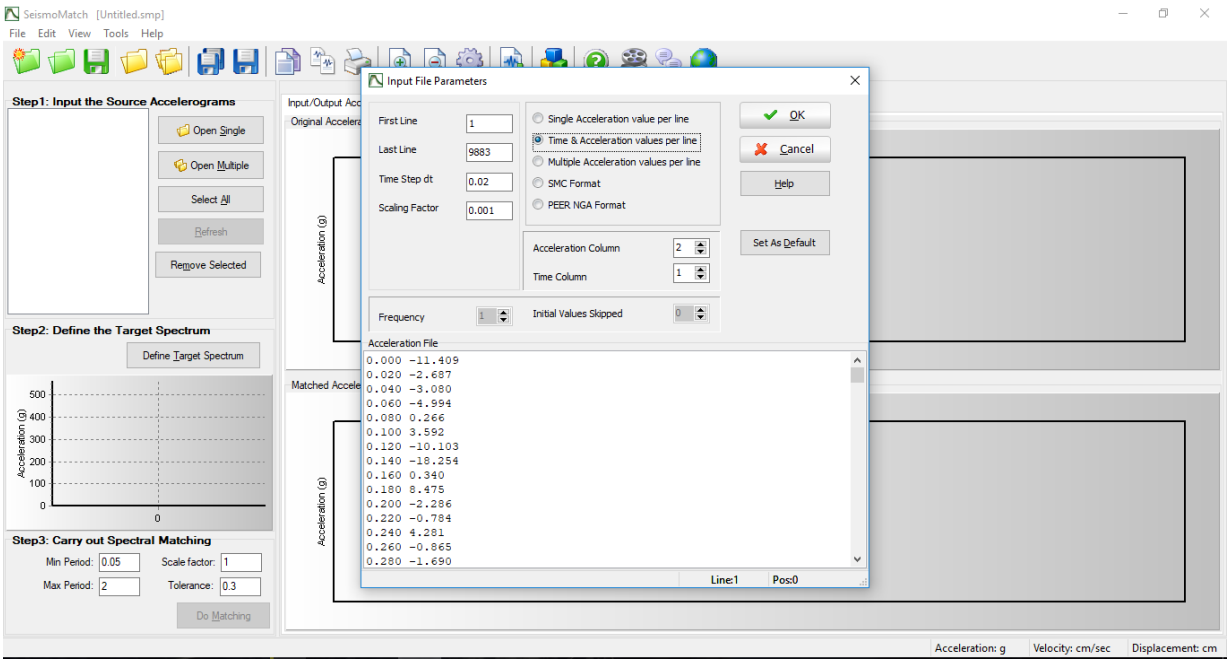


Figura 50: Ingreso para escalonamiento de registros de acelerogramas.

En la siguiente figura 51 se puede ver la gráfica de la aceleración versus tiempo, del registro ingresado

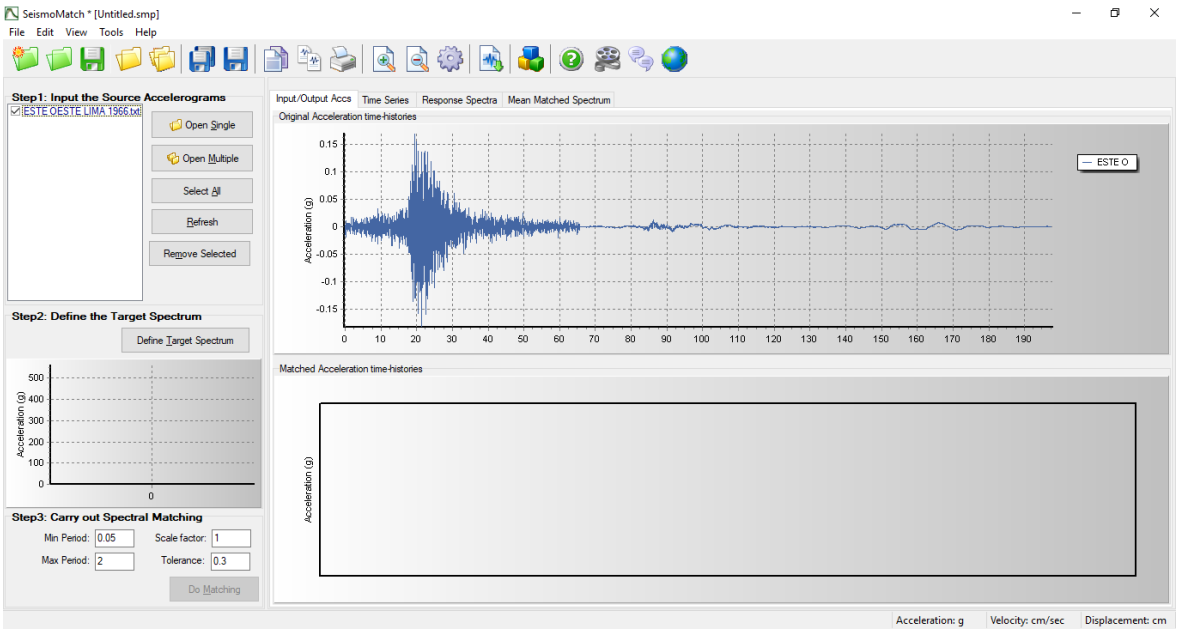


Figura 51: Gráfico del registro.

Asimismo, de acuerdo a la norma E030, cap. 4, 4.7 Análisis Dinámico Tiempo – Historia ambas componentes se escalarán por un mismo factor, de modo que en el rango de períodos entre 0,2 T y 1,5 T (siendo T el período fundamental) el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros no sea menor que la ordenada correspondiente del espectro de diseño, calculada con R = 1.

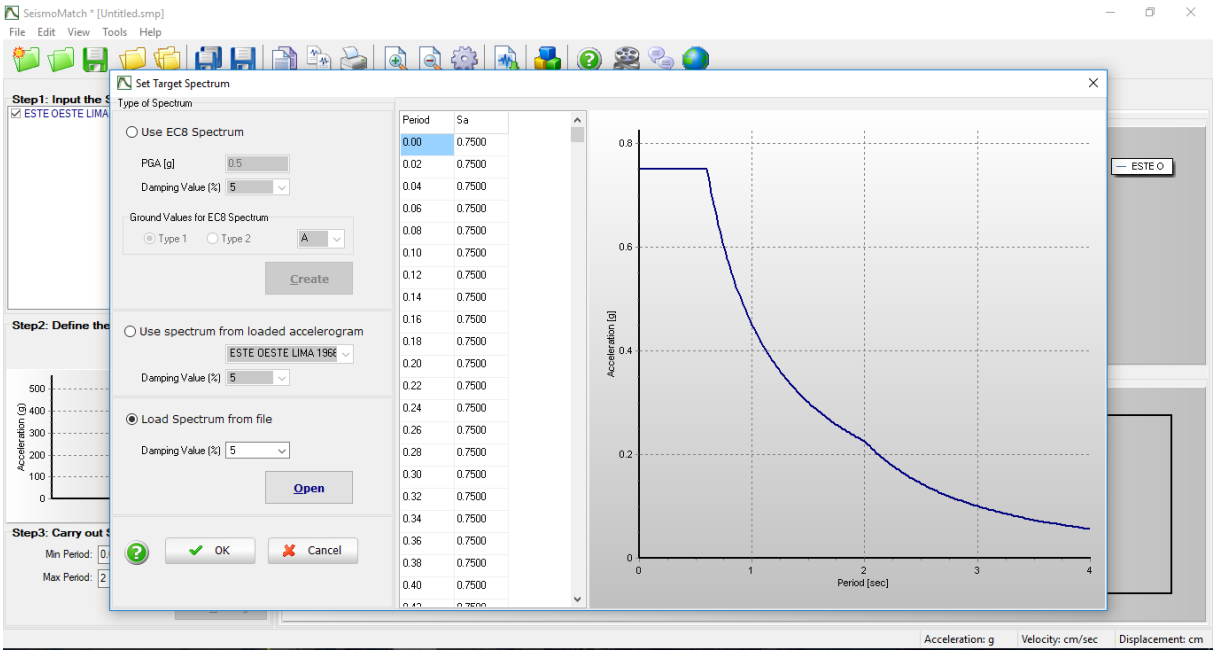


Figura 52: Ingreso del Espectro Elástico.

Luego se ingresa el periodo de la estructura y se corre el programa para el cual en la figura 53, se puede apreciar el registro escalonado.

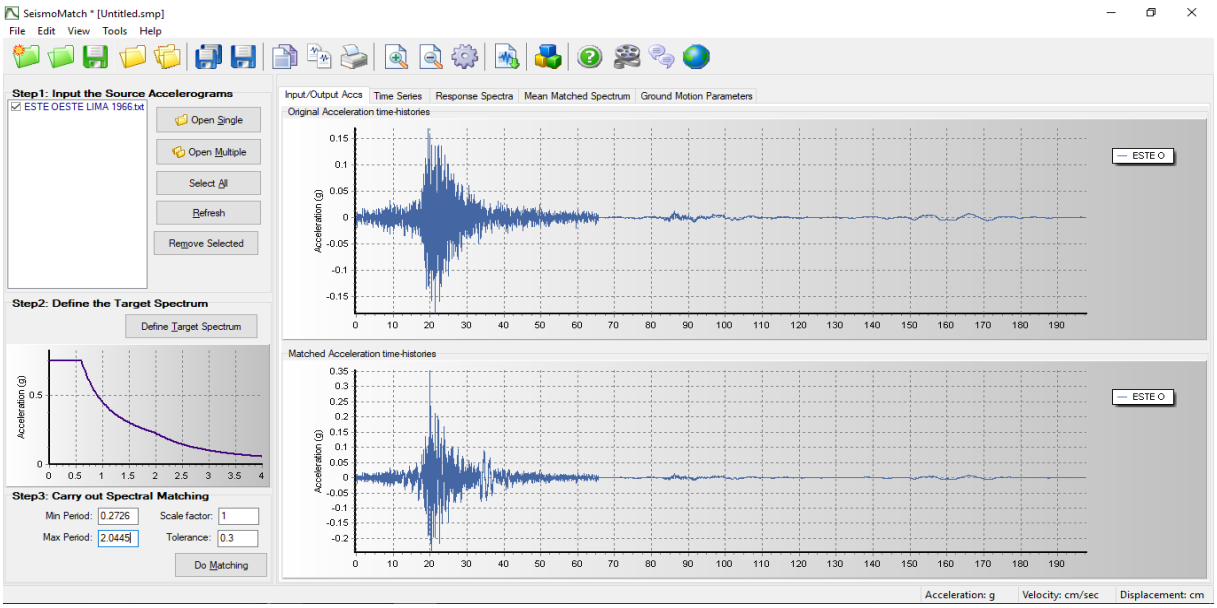


Figura 53: Registro escalonada en la parte inferior.

En el grafico inferior se podrá apreciar el registro escalonado y el superior el registro original, luego se ingresó al ETABS, para la obtención de esfuerzos y desplazamientos.

4.3.2 ANÁLISIS INTEGRADO (MODELOS DINÁMICOS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA).

Se describieron en el capítulo 3 en el cual se mostrarán en la siguiente tabla, los coeficientes de rigideces dinámicas de cada autor.

RIGIDEZ DINÁMICA								
	BARKAN	ILICHEV	SARGSIAN	SHARIYA	NORMA RUSA	ASCE	GAZETAS	KAUSEL
Kx=	989894.29 Ton/m	214669.00 Ton/m	24268.57 Ton/m	7813.68 Ton/m	474202.50 Ton/m	208686.29 Ton/m	44056.64 Ton/m	46732.83 Ton/m
Ky=	989894.29 Ton/m	214669.00 Ton/m	24268.57 Ton/m	7813.68 Ton/m	474202.50 Ton/m	214844.03 Ton/m	49120.52 Ton/m	49067.79 Ton/m
Kz=	1319859.06 Ton/m	108199.07 Ton/m	15248.11 Ton/m	21664.64 Ton/m	677432.14 Ton/m	293927.20 Ton/m	47347.85 Ton/m	51004.62 Ton/m
Kφx=	49214312.39 Ton.m	9684600.96 Ton.m	4483934.96 Ton.m	5998464.94 Ton/m	133607683.42 Ton.m	7840045.00 Ton.m	11287735.17 Ton.m	5251087.38 Ton.m
Kφy=	143194674.52 Ton.m	9684600.96 Ton.m	1440826.35 Ton.m	1927491.46 Ton/m	42932262.05 Ton.m	21708758.13 Ton.m	4792189.55 Ton.m	10001950.66 Ton.m
Kψz=	0.00 Ton.m	0.00 Ton.m	2781578.08 Ton.m	7925956.40 Ton/m	88269972.74 Ton.m	17826539.43 Ton.m	20901171.45 Ton.m	12153012.20 Ton.m

AMORTIGUAMIENTO DINÁMICO								
	BARKAN	ILICHEV	SARGSIAN	SHARIYA	NORMA RUSA	ASCE	GAZETAS	KAUSEL
Cx=			4211.14 T.s/m	4593.64 T.s/m	5160.60 T.s/m		10612.56 T.s/m	10687.42 T.s/m
Cy=			4211.14 T.s/m	4593.64 T.s/m	5160.60 T.s/m		10050.63 T.s/m	11578.91 T.s/m
Cz=			8245.25 T.s/m	11196.99 T.s/m	325087.14 T.s/m		13227.40 T.s/m	21967.14 T.s/m
Cφx=			382631.13 T.s/m	1104172.86 T.s/m	717418.32 Ton.s.m		1155783.44 Ton.s.m	582310.10 Ton.s.m
Cφy=			122951.16 T.s/m	354804.73 T.s/m	230922.61 Ton.s.m		455952.99 Ton.s.m	1855219.79 Ton.s.m
Cψz=			1074362.38 Ton.s.m	1458977.60 T.s/m	401853.94 Ton.s.m		1391667.84 Ton.s.m	1671584.81 Ton.s.m

Tabla 11: Coeficientes dinámicos del análisis Interacción Suelo-Estructura.

CAPÍTULO V

V. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

5.1 RESULTADOS

5.1.1 ANÁLISIS ESTÁTICO

5.1.1.1 DESPLAZAMIENTOS

Tabla 12: Desplazamientos de entrepiso (m) en la dirección X.

DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO (m) - Dirección X							
PISO	Empotrado	ASCE	GAZETAS	KAUSEL	NRUSA	BARKAN	SARGSIAN
AZOTEA	0.06954	0.07623	0.08739	0.07980	0.07413	0.07169	0.10129
PISO 8	0.06294	0.06899	0.07924	0.07255	0.06707	0.06487	0.09148
PISO 7	0.05603	0.06086	0.06951	0.06419	0.05932	0.05757	0.07822
PISO 6	0.04931	0.05354	0.06133	0.05687	0.05217	0.05065	0.06845
PISO 5	0.04116	0.04492	0.05205	0.04836	0.04369	0.04235	0.05820
PISO 4	0.03220	0.03557	0.04216	0.03919	0.03444	0.03325	0.04772
PISO 3	0.02281	0.02585	0.03200	0.02970	0.02482	0.02375	0.03717
PISO 2	0.01318	0.01588	0.02157	0.01997	0.01494	0.01400	0.02627
PISO 1	0.00508	0.00730	0.01237	0.01154	0.00647	0.00571	0.01640

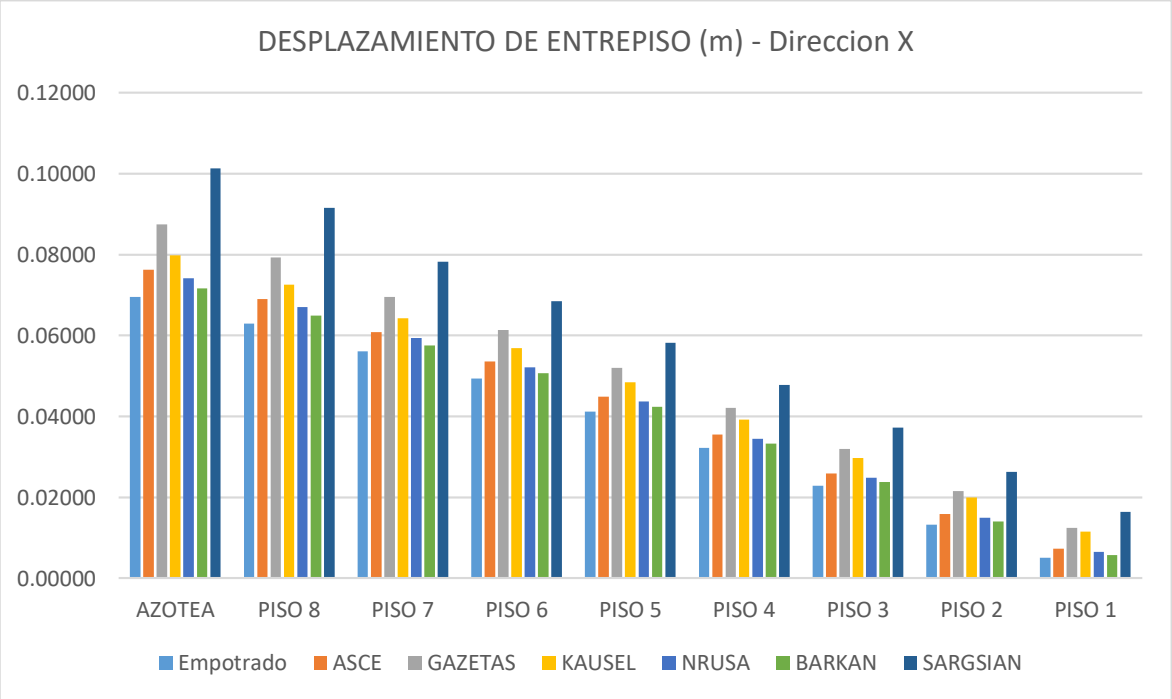


Figura 54: Desplazamientos de entrepiso (m) en la dirección X.

En la tabla 12 se observa que los desplazamientos de entrepiso aumentan con los modelos dinámicos de Interacción suelo estructura siendo el modelo de Sargsian el modelo donde los desplazamientos son mucho mayores que los otros modelos, porque se liberan los grados de libertad de la platea de cimentación y posteriormente se asignan las rigideces traslacionales y rotacionales.

Tabla 13: Desplazamientos de entrepiso (m) en la dirección Y.

DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO (m) - Direccion Y							
PISO	Empotrado	ASCE	GAZETAS	KAUSEL	NRUSA	BARKAN	SARGSIAN
AZOTEA	0.04486	0.06866	0.06145	0.07432	0.04924	0.05113	0.09322
PISO 8	0.04063	0.06198	0.05615	0.06752	0.04467	0.04627	0.08517
PISO 7	0.03519	0.05313	0.04920	0.05852	0.03873	0.03992	0.07440
PISO 6	0.03117	0.04656	0.04402	0.05180	0.03435	0.03523	0.06646
PISO 5	0.02660	0.03968	0.03851	0.04485	0.02946	0.03007	0.05833
PISO 4	0.02138	0.03239	0.03258	0.03754	0.02400	0.02433	0.04994
PISO 3	0.01566	0.02478	0.02633	0.02995	0.01808	0.01815	0.04135
PISO 2	0.00953	0.01670	0.01968	0.02195	0.01169	0.01155	0.03229
PISO 1	0.00412	0.00912	0.01352	0.01434	0.00600	0.00559	0.02357

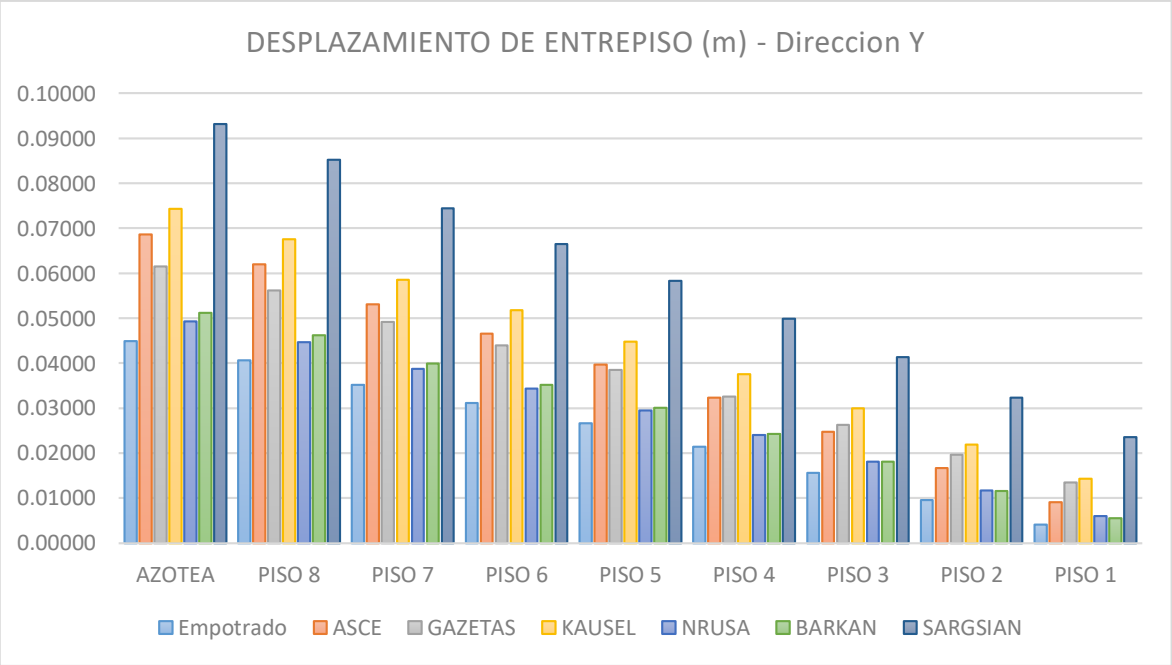


Figura 55: Desplazamientos de entrepiso (m) en la dirección Y.

En la tabla 13 se observa que los desplazamientos se incrementan con los modelos dinámicos de interacción suelo estructura, similar que en la dirección X.

Tabla 14: Deriva de entrepiso (m) en la dirección X.

DERIVASDE ENTREPISO (Δ/H) - Direccion X							
PISO	Empotrado	ASCE	GAZETAS	KAUSEL	NRUSA	BARKAN	SARGSIAN
AZOTEA	0.00758	0.00832	0.00936	0.0083	0.00810	0.00783	0.01127
PISO 8	0.00581	0.00683	0.00819	0.0070	0.00651	0.00614	0.01115
PISO 7	0.00772	0.00841	0.00939	0.0084	0.00821	0.00795	0.01122
PISO 6	0.00935	0.00990	0.01067	0.0098	0.00975	0.00954	0.01178
PISO 5	0.01030	0.01074	0.01136	0.0105	0.01062	0.01045	0.01204
PISO 4	0.01078	0.01116	0.01167	0.0109	0.01106	0.01091	0.01212
PISO 3	0.01052	0.01089	0.01140	0.0106	0.01080	0.01065	0.01191
PISO 2	0.00885	0.00938	0.01006	0.0092	0.00925	0.00906	0.01079
PISO 1	0.00527	0.00596	0.00710	0.0060	0.00582	0.00555	0.00979

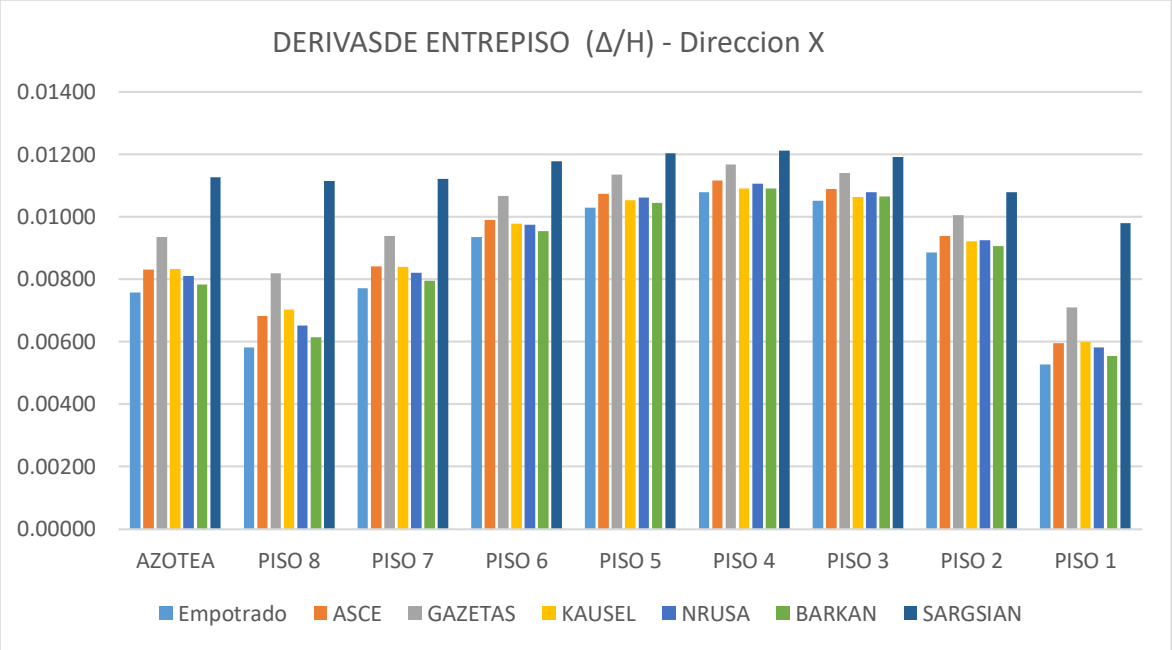


Figura 56: Deriva de entrepiso en la dirección X.

De la tabla 14 se observa que los derivas con el modelo convencional no cumplen, esto sucede debido a que la estructura en la dirección X es un sistema Aporticado; asimismo fue diseñada con la anterior norma E030-2006, y más aún los modelos dinámicos de Interacción suelo estructura. Podemos apreciar que los modelos dinámicos ASCE, KAUSEL, GAZETAS, BARKAN Y NORMA RUSA, son próximos y semejantes, en comparación con los modelos dinámicos de SARGSIAN son mucho más flexibles donde se producen las máximas derivas.

Tabla 15: Deriva de entrepiso en la dirección Y.

DERIVASDE ENTREPISO (Δ/H) - Dirección Y							
PISO	Empotrado	ASCE	GAZETAS	KAUSEL	NRUSA	BARKAN	SARGSIAN
AZOTEA	0.00425	0.00672	0.00533	0.00683	0.00460	0.00489	0.00808
PISO 8	0.00401	0.00651	0.00512	0.00662	0.00437	0.00467	0.00792
PISO 7	0.00404	0.00660	0.00521	0.00676	0.00441	0.00471	0.00798
PISO 6	0.00460	0.00691	0.00553	0.00699	0.00491	0.00519	0.00817
PISO 5	0.00524	0.00733	0.00596	0.00735	0.00549	0.00576	0.00844
PISO 4	0.00576	0.00764	0.00629	0.00762	0.00595	0.00621	0.00863
PISO 3	0.00586	0.00773	0.00636	0.00765	0.00611	0.00631	0.00866
PISO 2	0.00517	0.00726	0.00589	0.00727	0.00544	0.00571	0.00834
PISO 1	0.00393	0.00633	0.00498	0.00644	0.00434	0.00468	0.00760

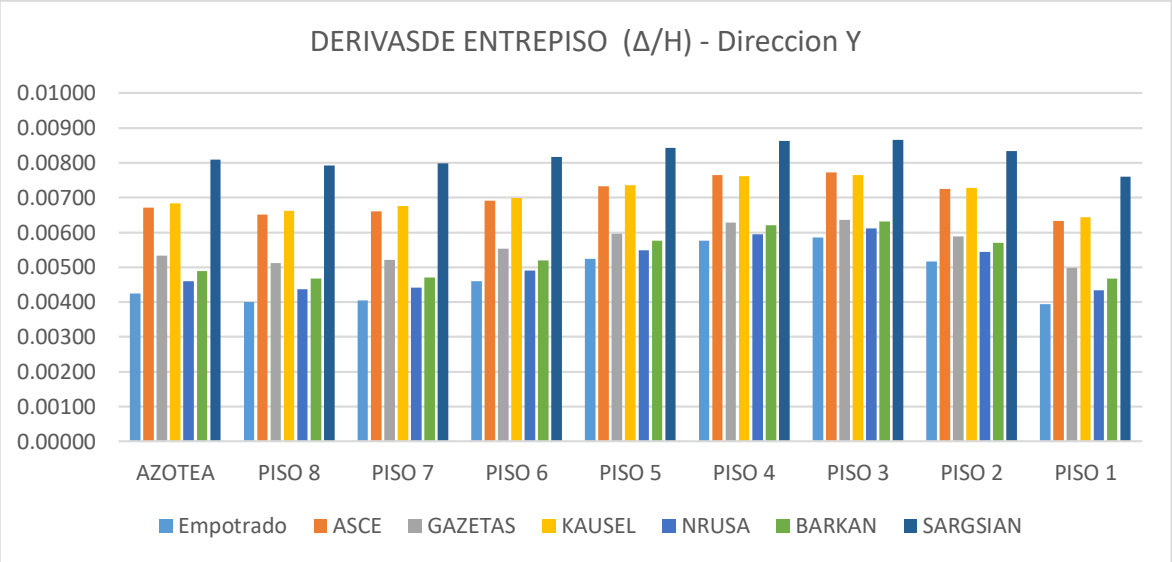


Figura 57: Derivas de entrepiso en la dirección Y.

De la tabla 14 se observa que los derivas por el método convencional cumplen, esto sucede debido a que la estructura en la dirección X es un sistema dual conformado por pórticos y muros de corte, mientras que las derivas con los modelos dinámicos de Gazetas, Norma Rusa y Barkan cumple con lo exigido por la norma E030 menores a 0.007, mientras que en los modelos del ASCE y Kausel fallan de los niveles 2 al 5, mientras que el modelo de Sargsian no cumple con lo exigido en la norma, el cual podemos afirmar que el modelo de Sargsian es el más flexible de todos los modelos dinámicos.

5.1.1.2 FUERZAS INTERNAS

En los cuadros siguientes se puede apreciar los esfuerzos obtenidos del análisis estático, así mismo podremos ver la variación entre modelos dinámicos y convencionales.

FUERZAS INTERNAS
AXIAL Y

COLUMN C15- PISO 1		
MODELO	**Axial (tn)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	57.28	100%
ASCE	39.15	68.34%
GAZETAS	40.09	69.99%
KAUSEL	35.32	61.65%
NRUSA	31.87	55.63%
BARKAN	50.30	87.80%
SARGSIAN	28.37	49.53%

Tabla 16: Fuerza Axial.

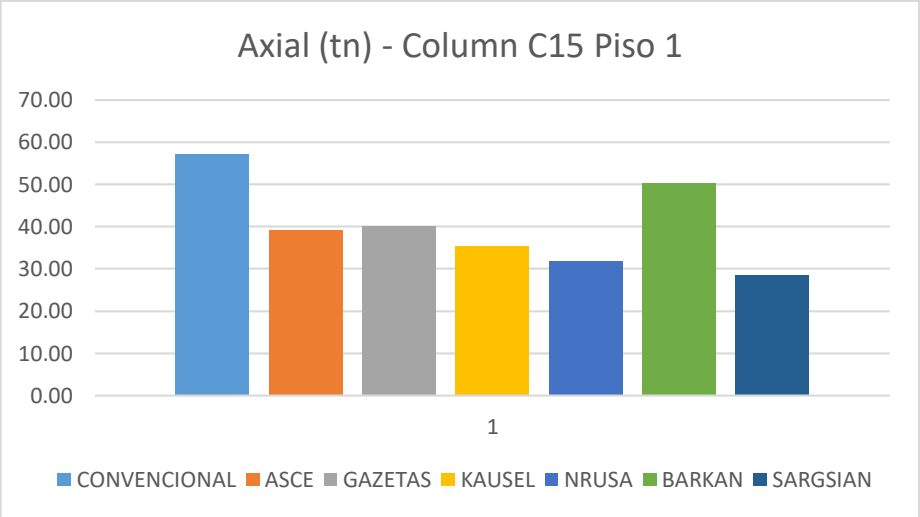


Figura 58: Fuerza Axial.

En la tabla 16 y figura 58 se aprecian la disminución de la fuerza Axial en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, se asemeja al modelo convencional.

FUERZAS INTERNAS
CORTANTE Y

COLUMN C15- PISO 1		
MODELO	**Cortante (tn)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	5.04	100%
ASCE	3.73	73.95%
GAZETAS	3.83	75.90%
KAUSEL	3.33	66.02%
NRUSA	2.30	45.68%
BARKAN	4.90	97.14%
SARGSIAN	2.61	51.75%

Tabla 17: Fuerza Cortante.

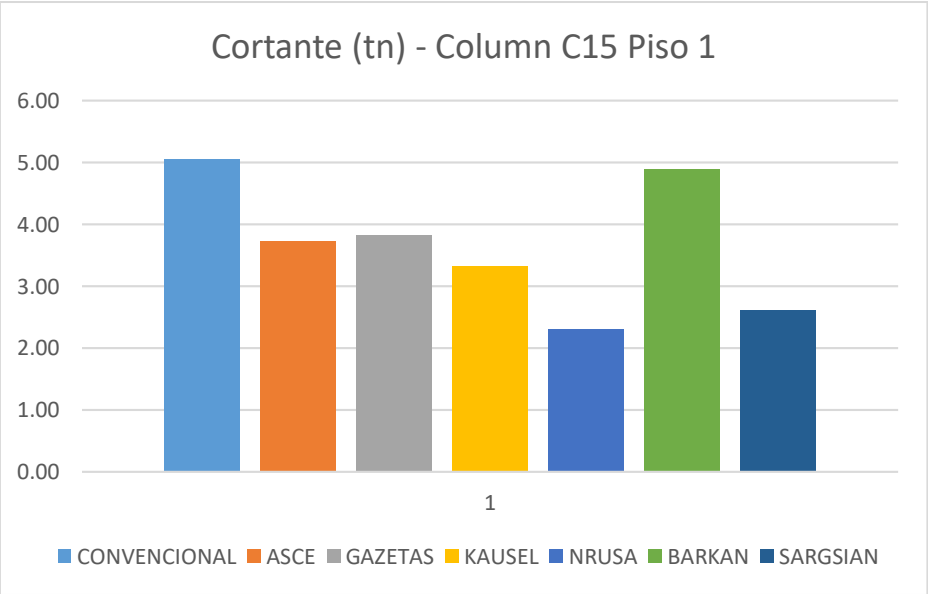


Figura 59: Fuerza Cortante.

En la tabla y figura se aprecia la disminución de la fuerza cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, se asemeja al modelo convencional.

FUERZAS INTERNAS
MOMENTO Y

COLUMN C15- PISO 1		
MODELO	**Momento (tn.m)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	8.72	100%
ASCE	6.16	70.72%
GAZETAS	6.32	72.56%
KAUSEL	5.51	63.23%
NRUSA	6.65	76.33%
BARKAN	8.07	92.58%
SARGSIAN	4.33	49.73%

Tabla 18: Momento Flector.

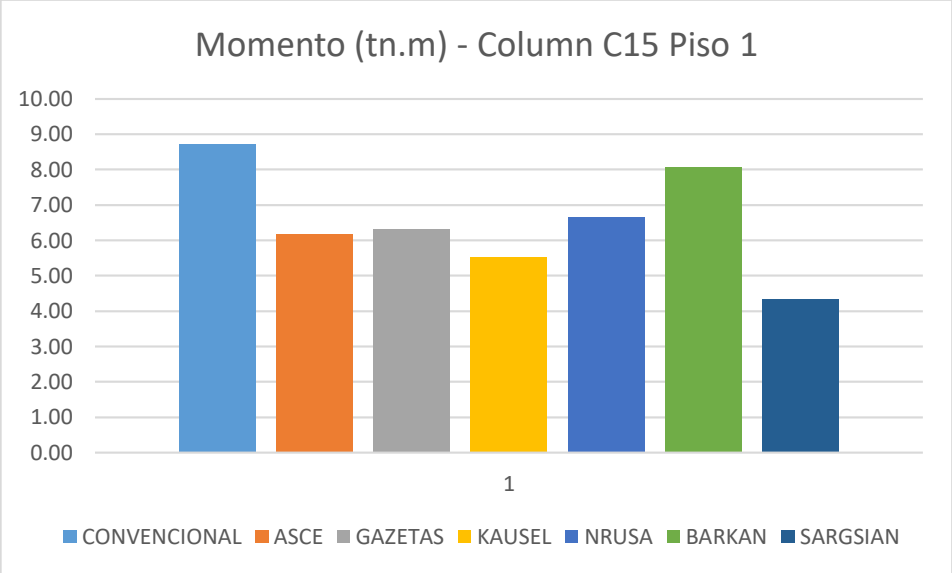


Figura 60: Momento Flector.

En la tabla 18 y figura 60 se aprecian la disminución de la Momento Flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, se asemeja al modelo convencional.

FUERZAS INTERNAS
AXIAL X

COLUMN C8- PISO 1		
MODELO	**Axial (tn)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	44.44	100%
ASCE	41.07	92.43%
GAZETAS	35.96	80.92%
KAUSEL	38.40	86.41%
NRUSA	42.20	94.96%
BARKAN	43.50	97.89%
SARGSIAN	16.55	37.25%

Tabla 19: Fuerza Axial.

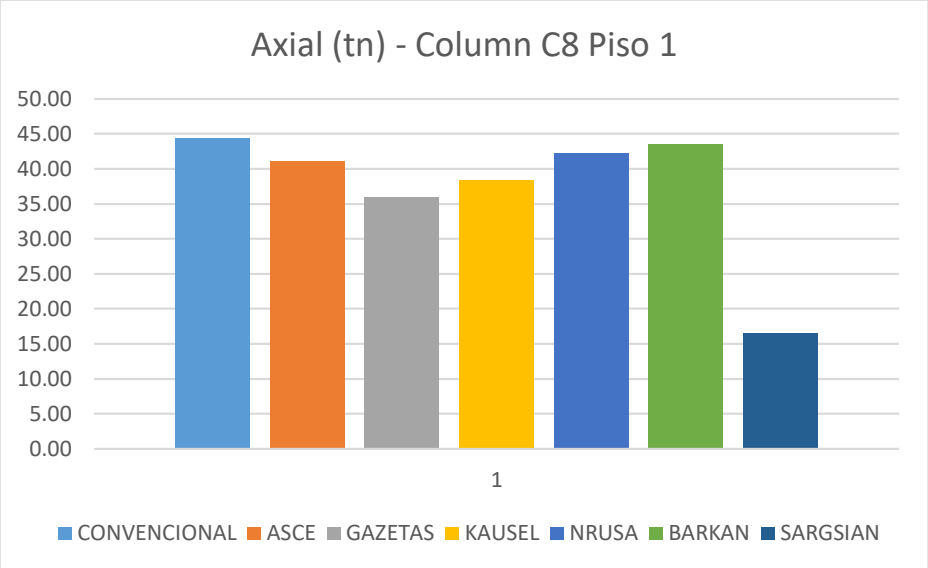


Figura 61: Fuerza Axial.

En la tabla 19 y figura 61 se aprecian la disminución de la fuerza Axial en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y la Asce se asemeja al modelo convencional.

FUERZAS INTERNAS
CORTANTE X

COLUMN C8- PISO 1		
MODELO	**Cortante (tn)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	3.67	100%
ASCE	3.40	92.70%
GAZETAS	2.90	78.97%
KAUSEL	3.14	85.50%
NRUSA	3.51	95.73%
BARKAN	3.64	99.24%
SARGSIAN	1.24	33.87%

Tabla 20: Fuerza Cortante.

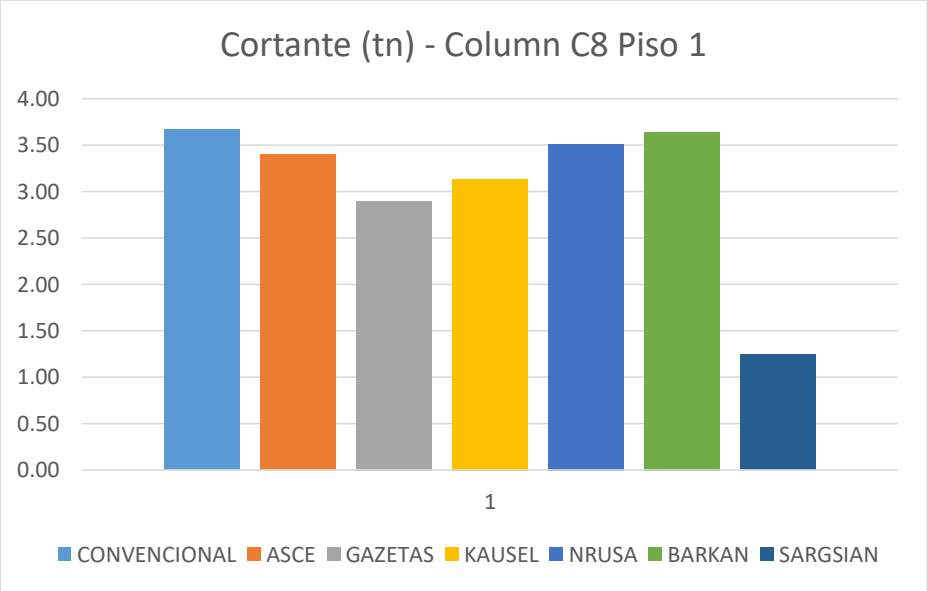


Figura 62: Fuerza Cortante.

En la tabla 20 y figura 62 se aprecian la disminución de la fuerza cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y la Asce se asemeja al modelo convencional.

FUERZAS INTERNAS
MOMENTO Y

COLUMN C32- PISO 1		
MODELO	**Momento (tn.m)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	25.84	100%
ASCE	17.55	67.91%
GAZETAS	18.01	69.72%
KAUSEL	15.65	60.55%
NRUSA	23.65	91.52%
BARKAN	23.09	89.37%
SARGSIAN	12.21	47.26%

Tabla 21: Momento Flector.

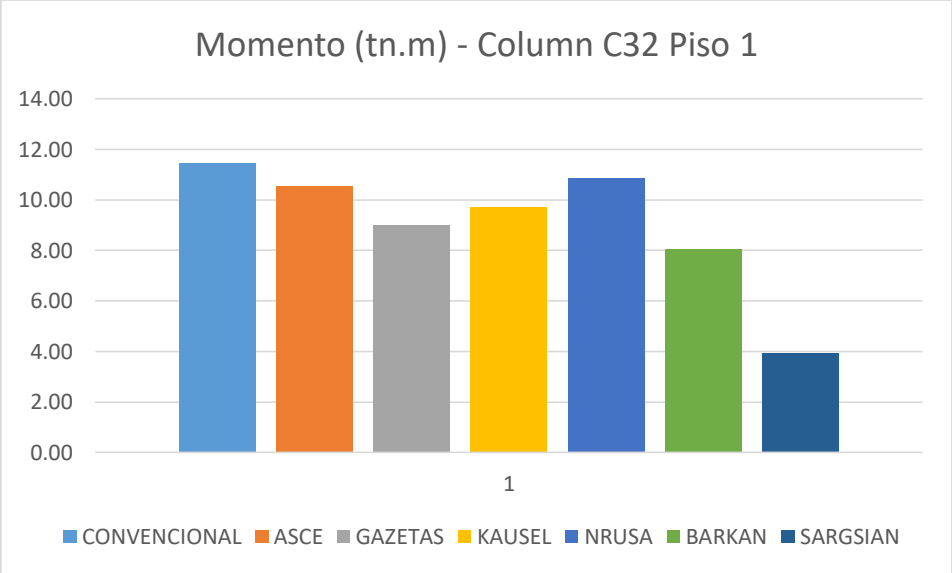


Figura 63: Momento Flector.

En la tabla 21 y figura 63 se aprecian la disminución del Momento flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

FUERZAS INTERNAS
AXIAL Y

P1Y - PISO 1		
MODELO	**Axial (tn)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	26.89	100%
ASCE	18.79	69.90%
GAZETAS	19.25	71.60%
KAUSEL	16.94	63.01%
NRUSA	24.73	91.96%
BARKAN	24.19	89.96%
SARGSIAN	13.58	50.50%

Tabla 22: Fuerza Axial.

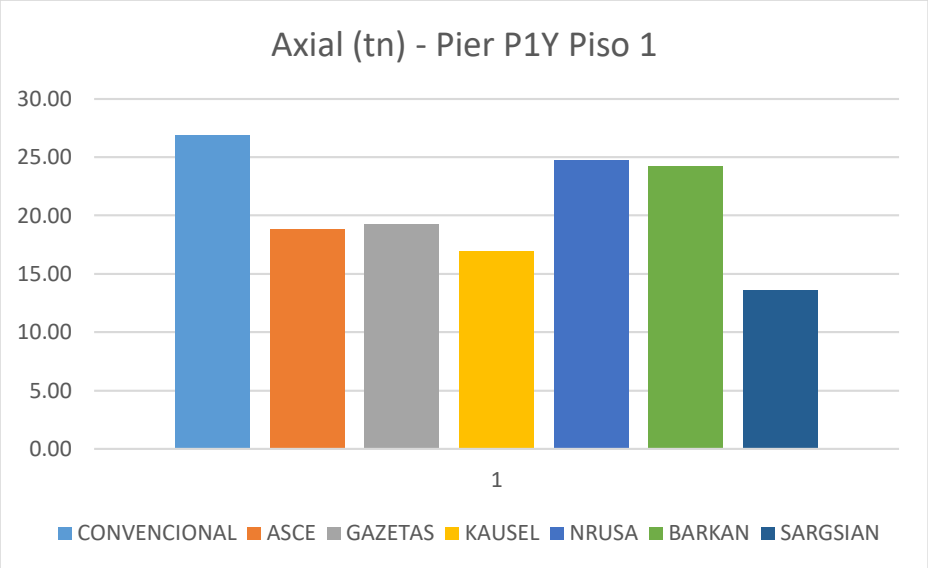


Figura 64: Fuerza Axial.

En la tabla 22 y figura 64 se aprecian la disminución de la fuerza Axial en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

FUERZAS INTERNAS
CORTANTE Y

P1Y - PISO 1		
MODELO	**Cortante (tn)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	42.80	100%
ASCE	19.97	46.65%
GAZETAS	20.50	47.90%
KAUSEL	17.79	41.57%
NRUSA	26.97	63.01%
BARKAN	26.33	61.52%
SARGSIAN	13.89	32.45%

Tabla 23: Fuerza Cortante.

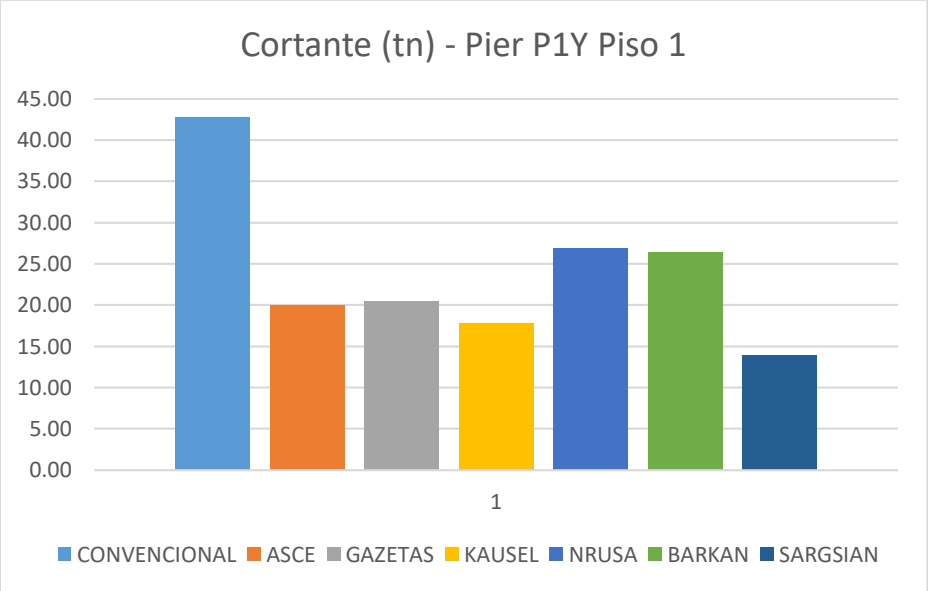


Figura 65: Fuerza Cortante.

En la tabla 23 y figura 65 se aprecia la disminución de la fuerza Cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN. Entre los modelos dinámicos se puede apreciar que la menor disminución se produce en los modelos de Barkan y Nrusa.

FUERZAS INTERNAS
MOMENTO Y

P1Y - PISO 1		
MODELO	**Momento (tn.m)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	119.61	100%
ASCE	60.81	50.84%
GAZETAS	62.39	52.16%
KAUSEL	54.36	45.45%
NRUSA	81.51	68.15%
BARKAN	79.63	66.57%
SARGSIAN	42.74	35.73%

Tabla 24: Momento Flector.

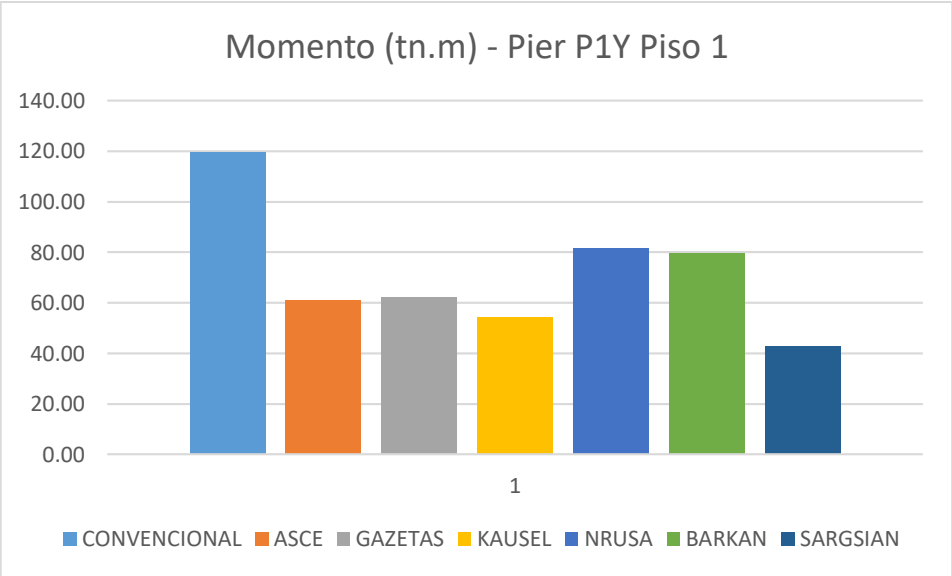


Figura 66: Momento Flector.

En la tabla 24 y figura 66 se aprecia la disminución de la Momento Flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN. Entre los modelos dinámicos se puede apreciar que la menor disminución se produce en los modelos de Barkan y Nrusa.

FUERZAS INTERNAS
AXIAL Y

P4Y - PISO 1		
MODELO	**Axial (tn)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	65.17	100%
ASCE	42.95	65.90%
GAZETAS	44.14	67.74%
KAUSEL	38.40	58.92%
NRUSA	58.49	89.76%
BARKAN	57.08	87.59%
SARGSIAN	29.30	44.96%

Tabla 25: Fuerza Axial.

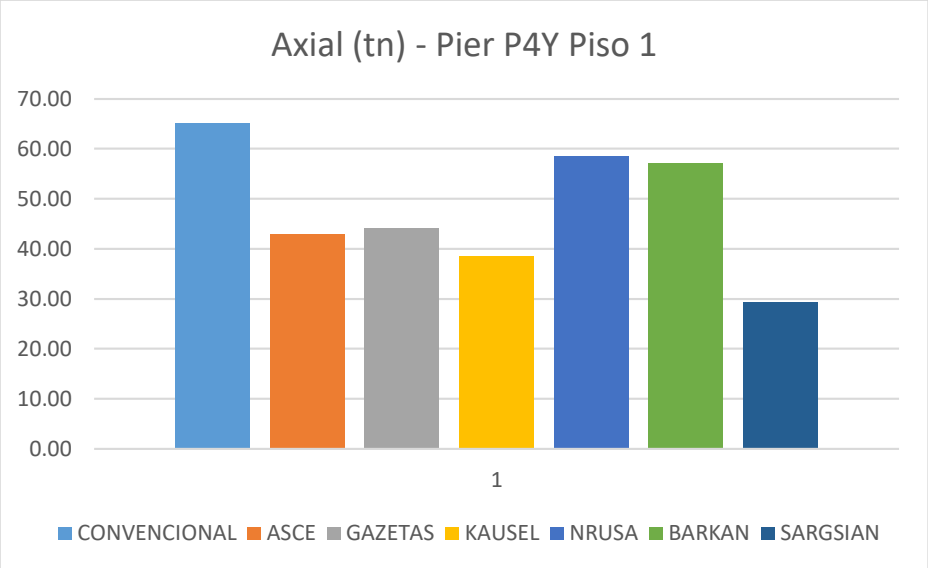


Figura 67: Fuerza Axial.

En la tabla 25 y figura 67 se aprecian la disminución de la Fuerza Axial en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

FUERZAS INTERNAS
CORTANTE Y

P4Y - PISO 1		
MODELO	**Cortante (tn)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	108.66	100%
ASCE	74.68	68.72%
GAZETAS	76.76	70.64%
KAUSEL	66.23	60.95%
NRUSA	101.84	93.72%
BARKAN	99.37	91.45%
SARGSIAN	51.00	46.94%

Tabla 26: Fuerza cortante.

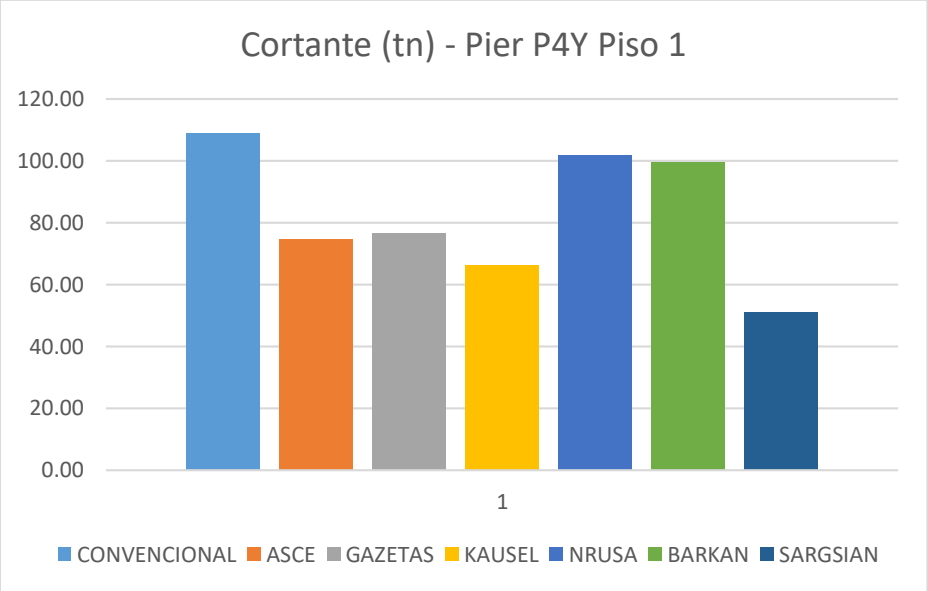


Figura 68: Fuerza cortante.

En la tabla 26 y figura 68 se aprecian la disminución de la Fuerza Cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

FUERZAS INTERNAS
MOMENTO Y

P4Y - PISO 1		
MODELO	**Momento (tn.m)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	255.91	100%
ASCE	173.59	67.83%
GAZETAS	178.34	69.69%
KAUSEL	154.29	60.29%
NRUSA	235.53	92.04%
BARKAN	229.89	89.84%
SARGSIAN	119.45	46.68%

Tabla 27: Momento Flector.

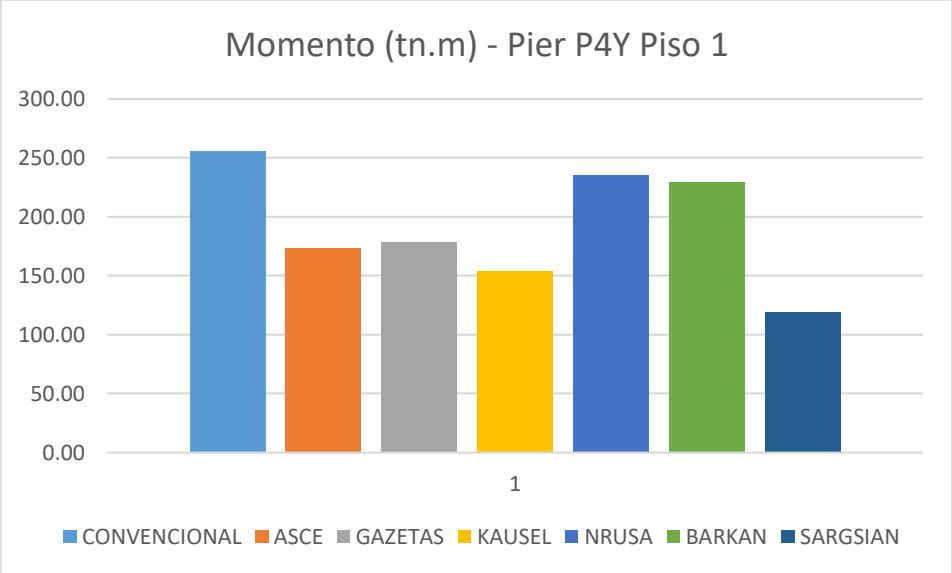


Figura 69: Momento Flector.

En la tabla 27 y figura 69 se aprecian la disminución de la Momento Flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

FUERZAS INTERNAS
TORSION Y

Beam B1 - PISO 1		
MODELO	**Torsión (tn.m)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	0.0108	100%
ASCE	0.0140	129.63%
GAZETAS	0.0138	127.78%
KAUSEL	0.0149	137.96%
NRUSA	0.0115	106.48%
BARKAN	0.0118	109.26%
SARGSIAN	0.0167	154.63%

Tabla 28: Momento Torsor.

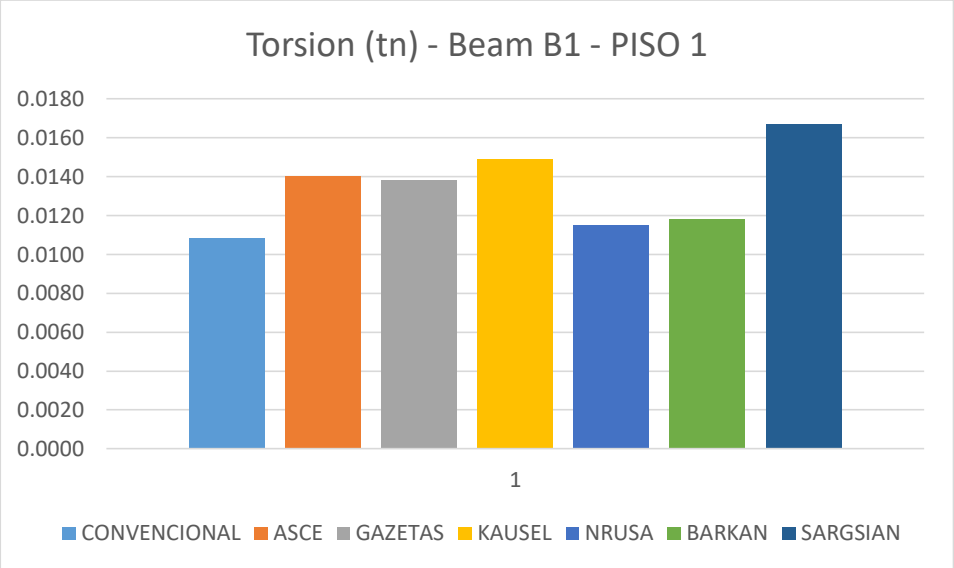


Figura 70: Momento Torsor.

En la tabla 28 y figura 70 se aprecian el aumento de los esfuerzos torsionales en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

FUERZAS INTERNAS
CORTANTE Y

Beam B1 - PISO 1		
MODELO	**Cortante (tn)**	**% de Variacion**
CONVENCIONAL	9.57	100%
ASCE	6.58	68.77%
GAZETAS	6.75	70.56%
KAUSEL	5.88	61.49%
NRUSA	8.82	92.14%
BARKAN	8.61	90.02%
SARGSIAN	4.63	48.35%

Tabla 29: Fuerza Cortante.

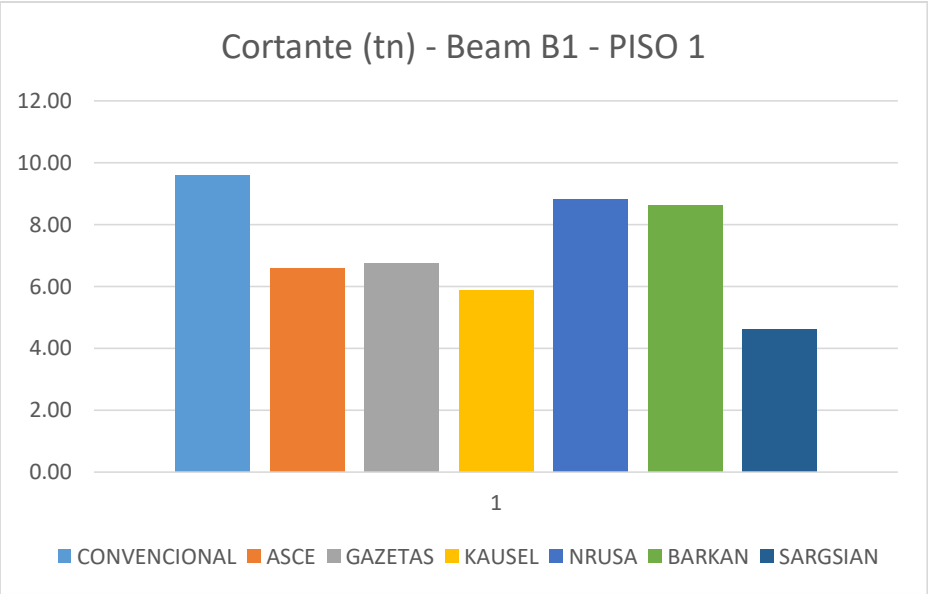


Figura 71: Fuerza Cortante.

En la tabla 29 y figura 71 se aprecian la disminución de los esfuerzos cortantes en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

FUERZAS INTERNAS
MOMENTO Y

Beam B1 - PISO 1		
MODELO	**Momento (tn.m)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	22.77	100%
ASCE	15.65	68.74%
GAZETAS	16.06	70.53%
KAUSEL	13.99	61.46%
NRUSA	20.97	92.11%
BARKAN	20.49	89.98%
SARGSIAN	11.00	48.32%

Tabla 30: Momento Flector.

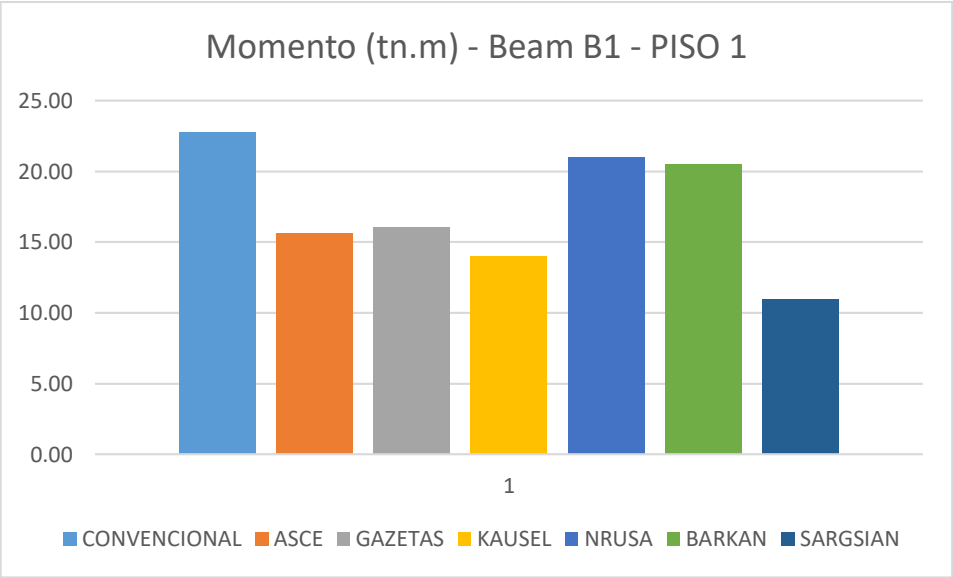


Figura 72: Momento Flector.

En la tabla 30 y figura 72 se aprecian la disminución de los momentos flectores en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

FUERZAS INTERNAS
TORSION Y

Beam B7 - PISO 1		
MODELO	**Torsión (tn.m)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	0.0017	100%
ASCE	0.0053	311.76%
GAZETAS	0.0049	288.24%
KAUSEL	0.0072	423.53%
NRUSA	0.0002	11.76%
BARKAN	0.0003	17.65%
SARGSIAN	0.0107	629.41%

Tabla 31: Momento Torsor.

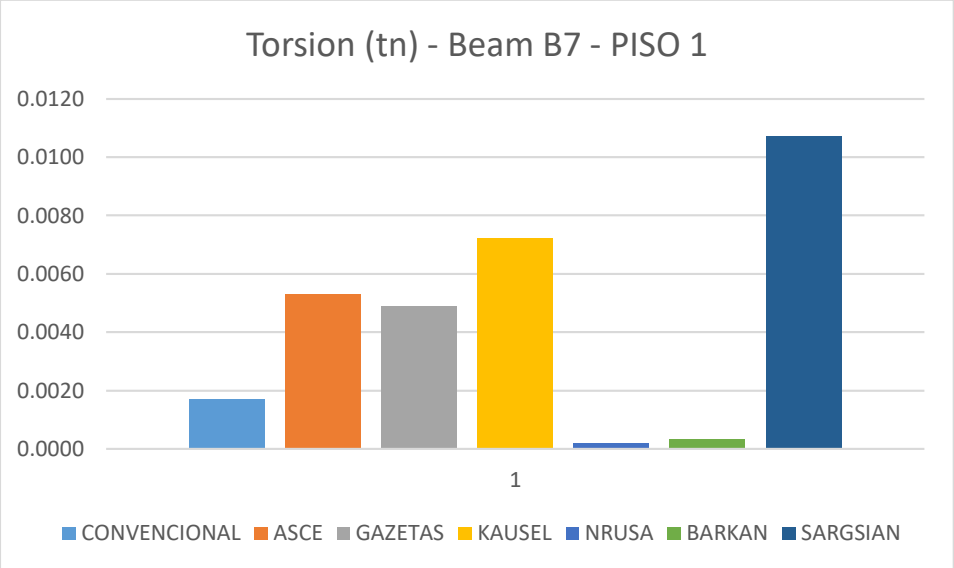


Figura 73: Momento Torsor.

En la tabla 31 y figura 73 se aprecian la disminución de los momentos torsores en los modelos dinámicos de NRUSA, BARKAN y aumento de los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, SARGSIAN.

FUERZAS INTERNAS
CORTANTE Y

Beam B7 - PISO 1		
MODELO	**Cortante (tn)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	6.89	100%
ASCE	4.67	67.71%
GAZETAS	4.80	69.57%
KAUSEL	4.15	60.15%
NRUSA	6.34	91.93%
BARKAN	6.18	89.73%
SARGSIAN	3.20	46.45%

Tabla 32: Fuerza Cortante.

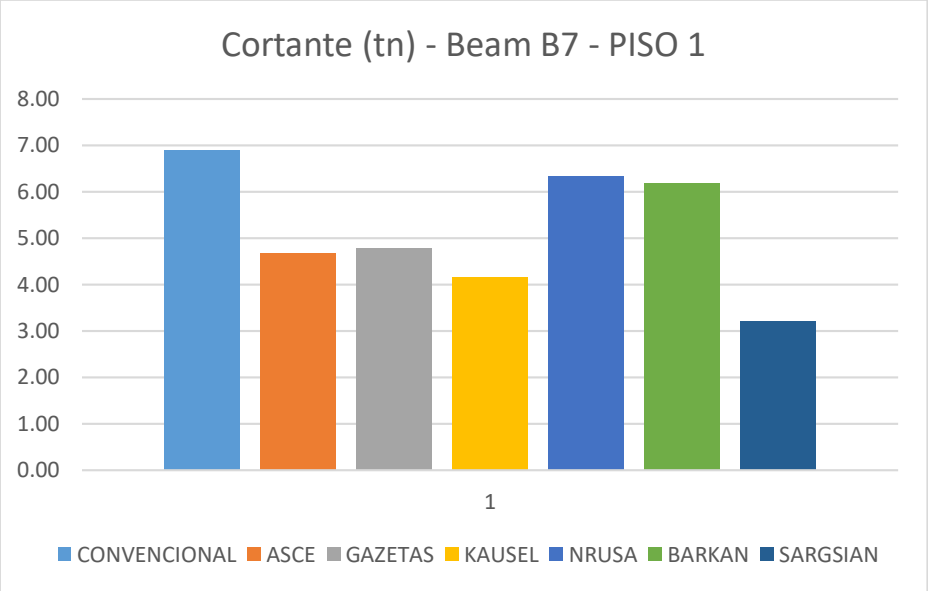


Figura 74: Fuerza Cortante.

En la tabla 32 y figura 74 se aprecian la disminución del esfuerzo cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

FUERZAS INTERNAS
MOMENTO Y

Beam B7 - PISO 1		
MODELO	**Momento (tn.m)**	**% de Variación**
CONVENCIONAL	20.52	100%
ASCE	13.89	67.68%
GAZETAS	14.27	69.54%
KAUSEL	12.34	60.12%
NRUSA	18.85	91.89%
BARKAN	18.40	89.69%
SARGSIAN	9.53	46.44%

Tabla 33: Momento Flector.

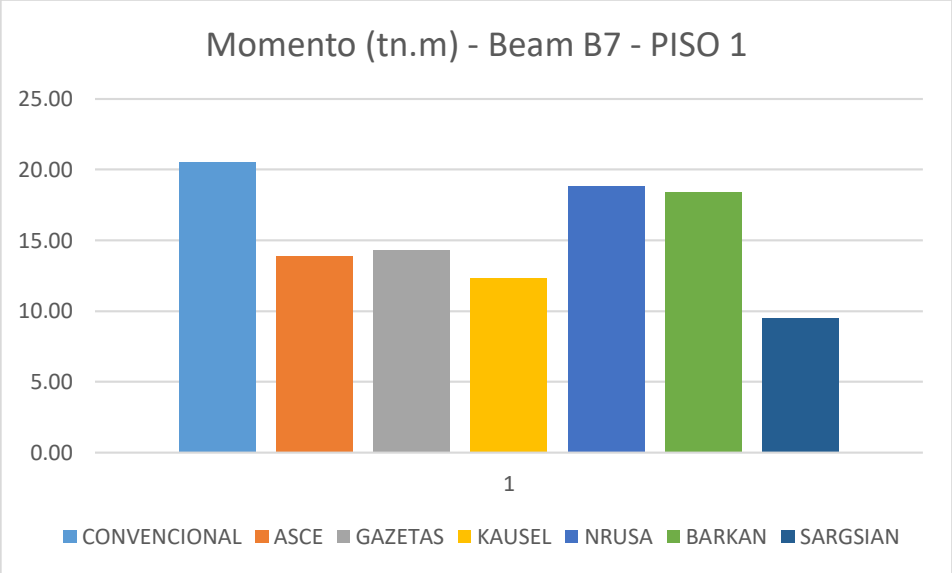


Figura 75: Momento Flector.

En la tabla 33 y figura 75 se aprecian la disminución de los esfuerzos flectores en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

PROMEDIO DE RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ANÁLISIS ESTÁTICO

En la siguiente tabla 34 y figura 76 se podrá ver los resultados de los promedios de cada elemento.

DIRECCION X

Prom de P-CONV	Prom de P-ASCE	Prom de P-GAZ	Prom de P-KAUS	Prom de P-NRU	Prom de P-BARKAN	Prom de P-SARG
13.97	12.83	11.23	11.99	13.18	13.59	5.16

Tabla 34: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

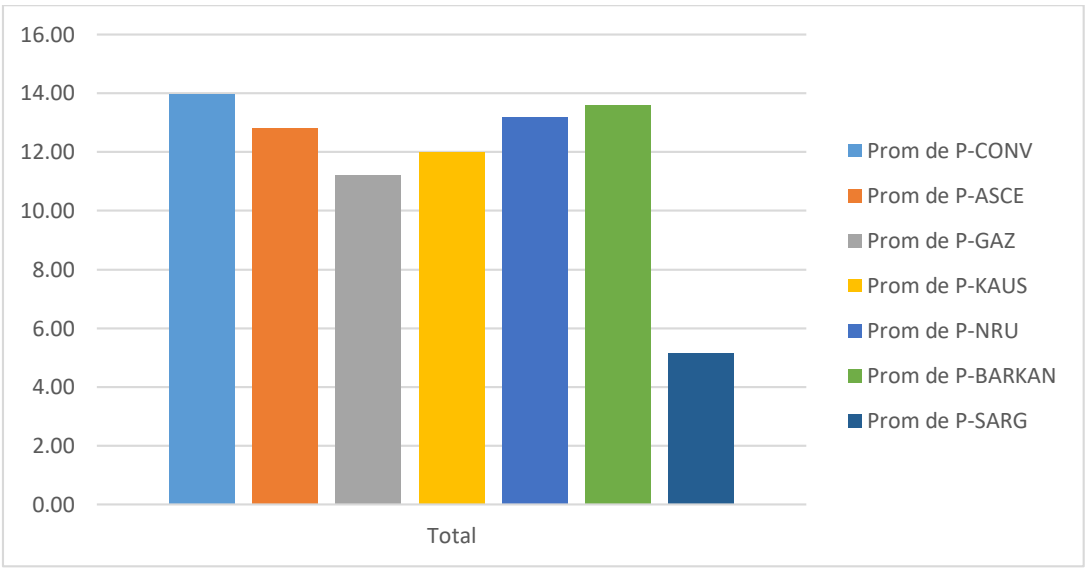


Figura 76: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los esfuerzos axial obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución de la fuerza axial en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que los modelos de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Prom V-CONV	Prom V-ASCE	Prom V-GAZ	Prom V-KAUS	Prom V-NRU	Prom V-BARKAN	Prom V-SARG
4.55	4.19	3.64	3.90	4.31	4.45	1.64

Tabla 35: Esfuerzo cortante Promedio en Columna.

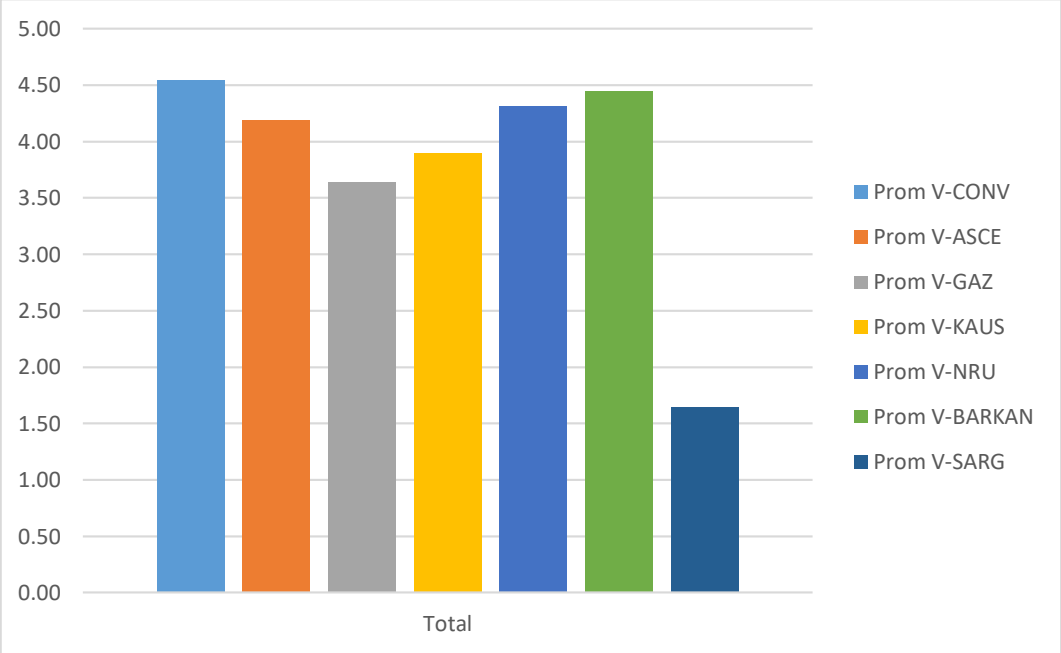


Figura 77: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los esfuerzos Cortante obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución de la fuerza cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Prom de M-CONV	Prom de M-ASCE	Prom de M-GAZ	Prom de M-KAUS	Prom de M-NRUS	Prom de M-BARKAN	Prom de M-SARG
8.08	7.43	6.46	6.92	7.64	7.89	2.92

Tabla 36: Momento flector Promedio en Columna.

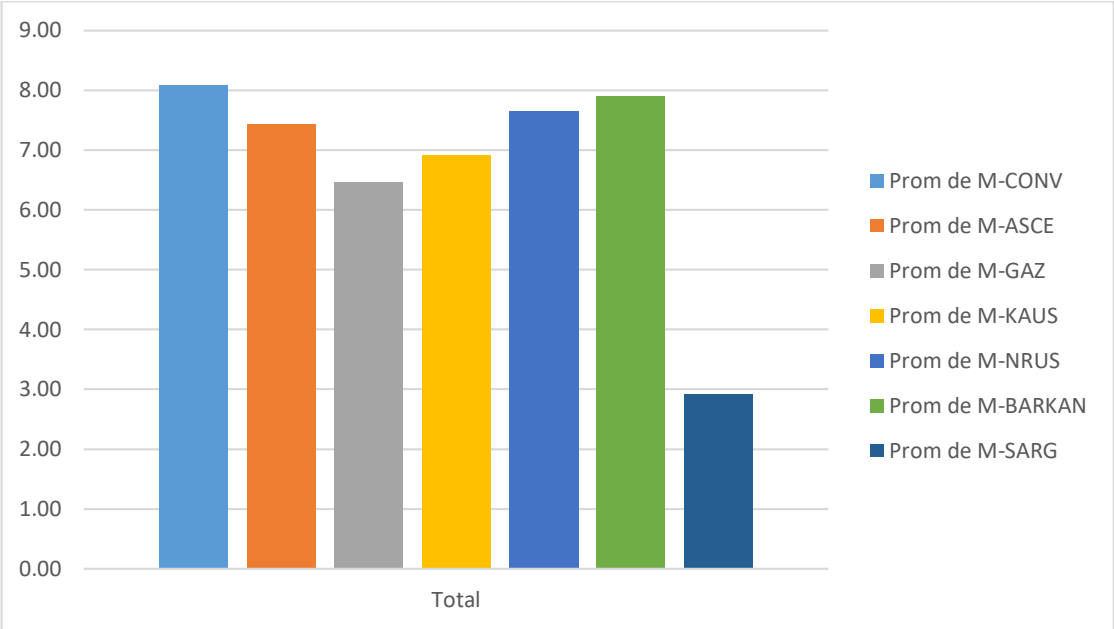


Figura 78: Momento flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del Momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del momento flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRU	Pro P-BARKAN	Pro P-SARG
23.65	21.37	18.55	19.90	21.99	22.72	8.35

Tabla 37: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

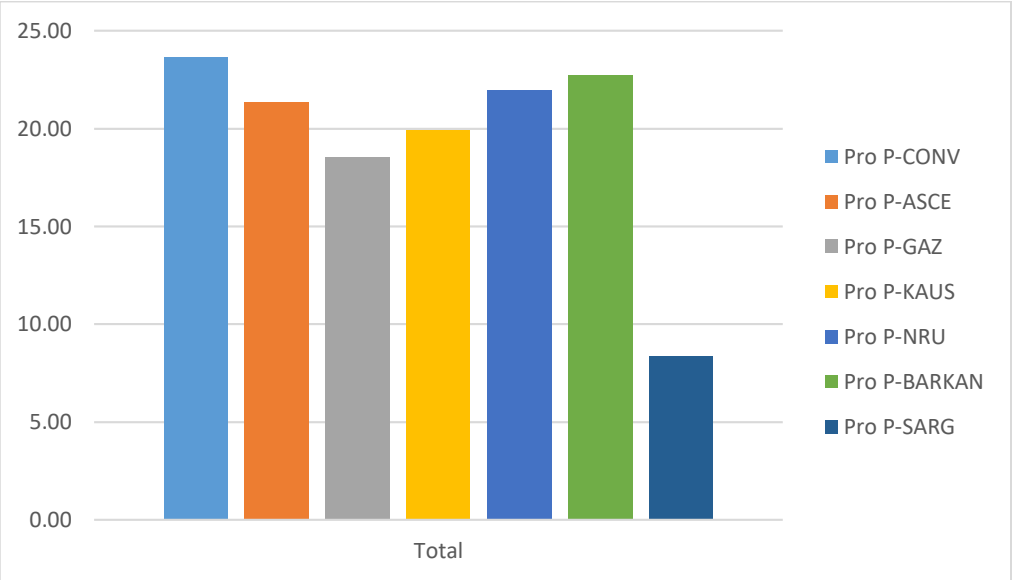


Figura 79: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los esfuerzos axial obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución de la fuerza axialen los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KUAS	Pro V-NRU	Pro V-BARKAN	Pro V-SARG
25.21	22.74	19.51	21.05	23.45	24.28	8.49

Tabla 38: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

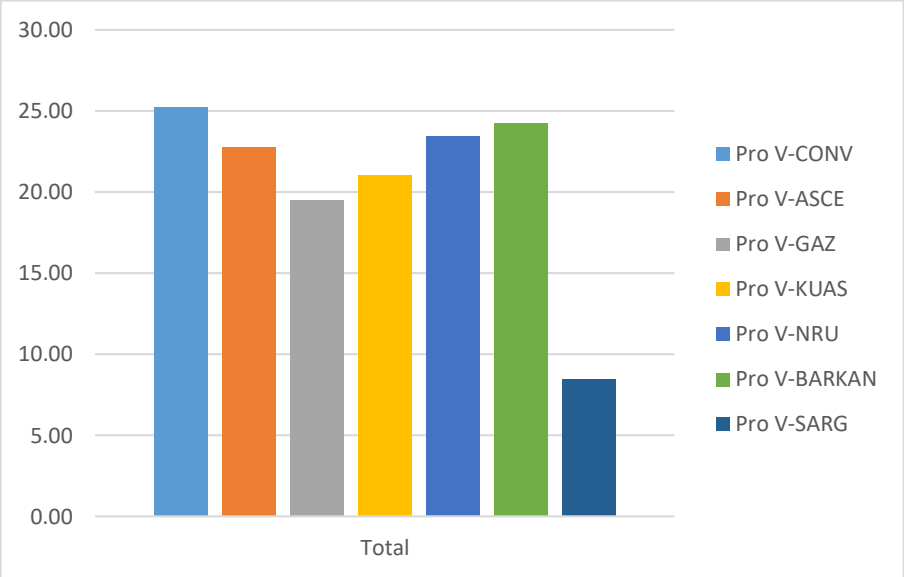


Figura 80: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los esfuerzos cortantes obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución de la fuerza cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRU	Pro M-BARKAN	Pro M-SARG
52.96	47.70	41.00	44.20	49.17	50.87	17.92

Tabla 39: Momento Flector Promedio en Muro.

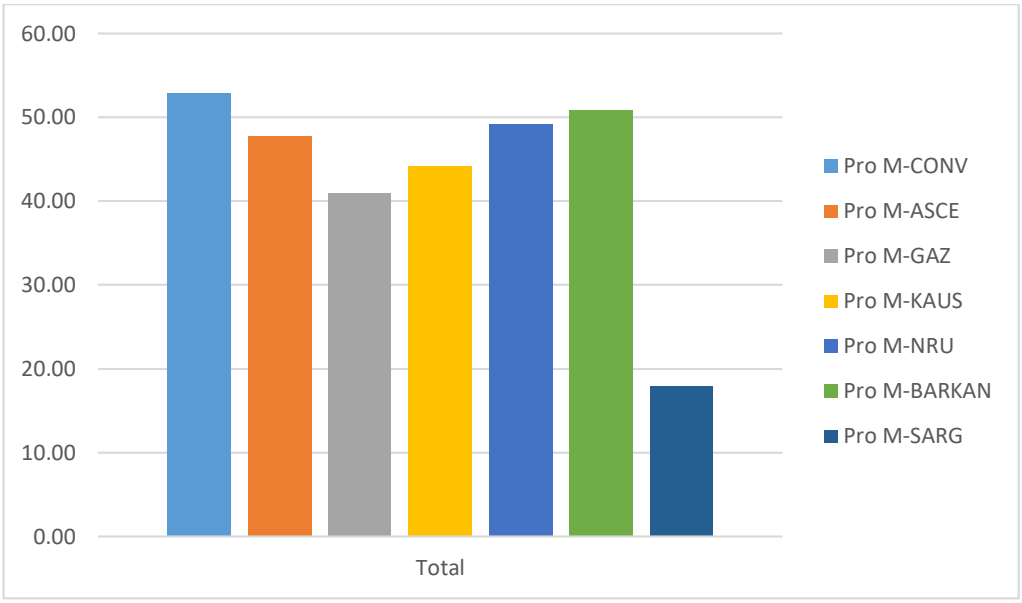


Figura 81: Momento Flector Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los momentos flectores obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución de la Momento flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Prom de T-CONV	Prom de T-ASCE	Prom de T-GAZE	Prom de T-KAUS	Prom de T-NRUSA	Prom de T-BARKAN	Prom de T-SARG
0.10	0.09	0.08	0.08	0.09	0.10	0.04

Tabla 40: Momento Torsor Promedio en Viga.

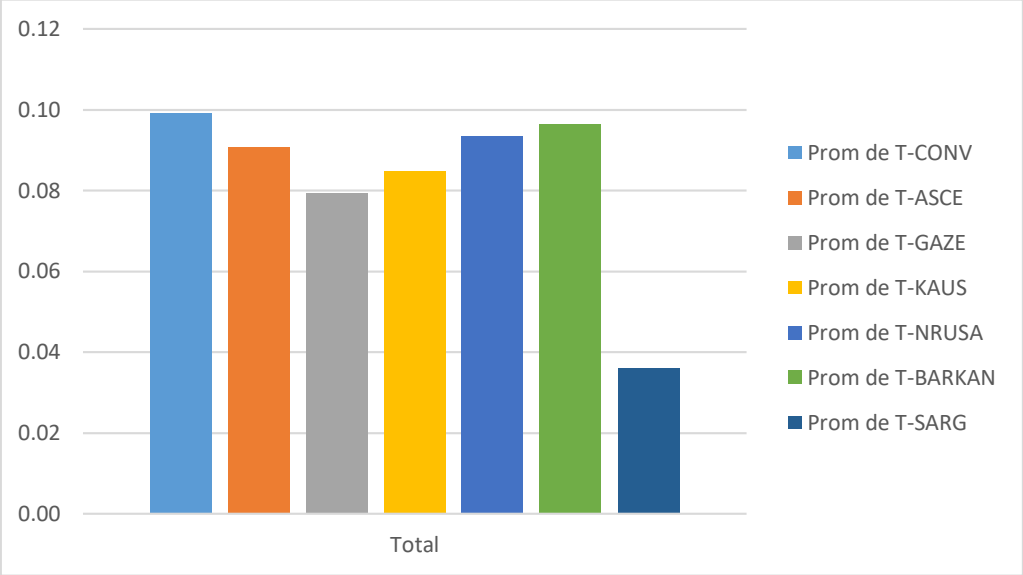


Figura 82: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los momentos torsores obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del momento torsor en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Prom de V-CONV	Prom de V-GAZE	Prom de V-ASCE	Prom de V-KAUS	Prom de V-NRUSA	Prom de V-BARKAN	Prom de V-SARG
1.72	1.37	1.58	1.47	1.62	1.67	0.62

Tabla 41: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

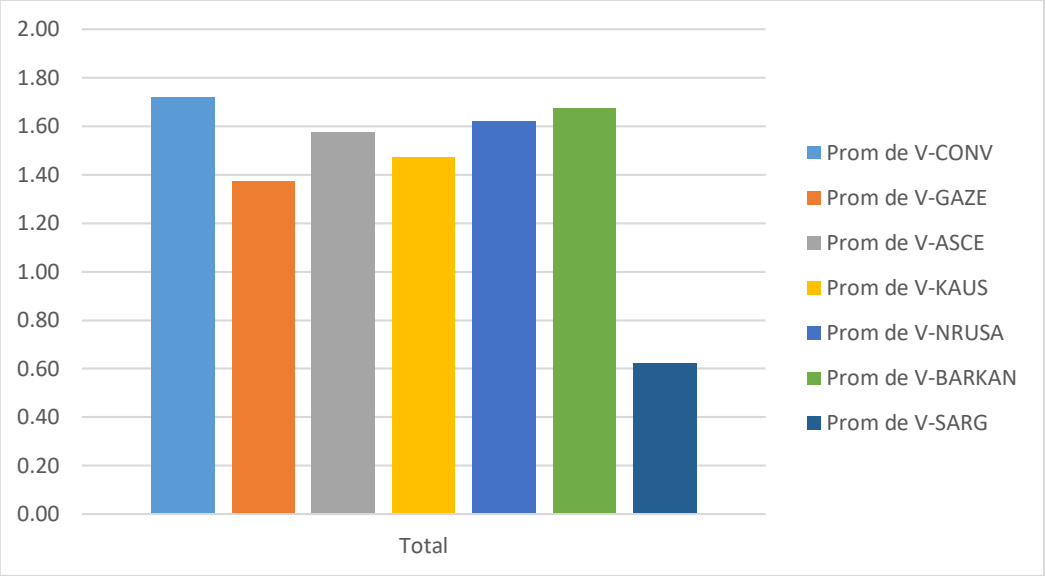


Figura 83: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los Esfuerzos cortantes obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución de la fuerza cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Gazetas se asemeja al modelo convencional.

Prom de M-CONV	Prom de M-ASCE	Prom de M-GAZE	Prom de M-KAUS	Prom de M-NRUSA	Prom de M-BARKAN	Prom de M-SARG
3.21	2.94	2.56	2.74	3.02	3.12	1.16

Tabla 42: Momento Flector Promedio en Viga.

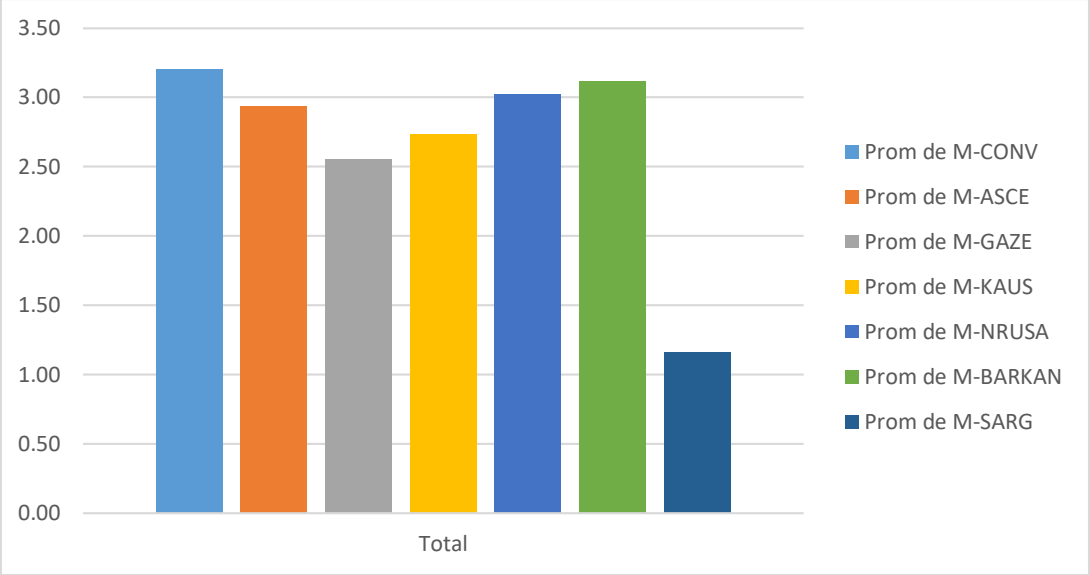


Figura 84: Momento Flector Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los Momentos Flectores obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del momento flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

DIRECCIÓN Y

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRU	Pro P-BARKAN	Pro P-SARG
17.70	12.37	12.67	11.19	16.17	15.83	9.04

Tabla 43: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

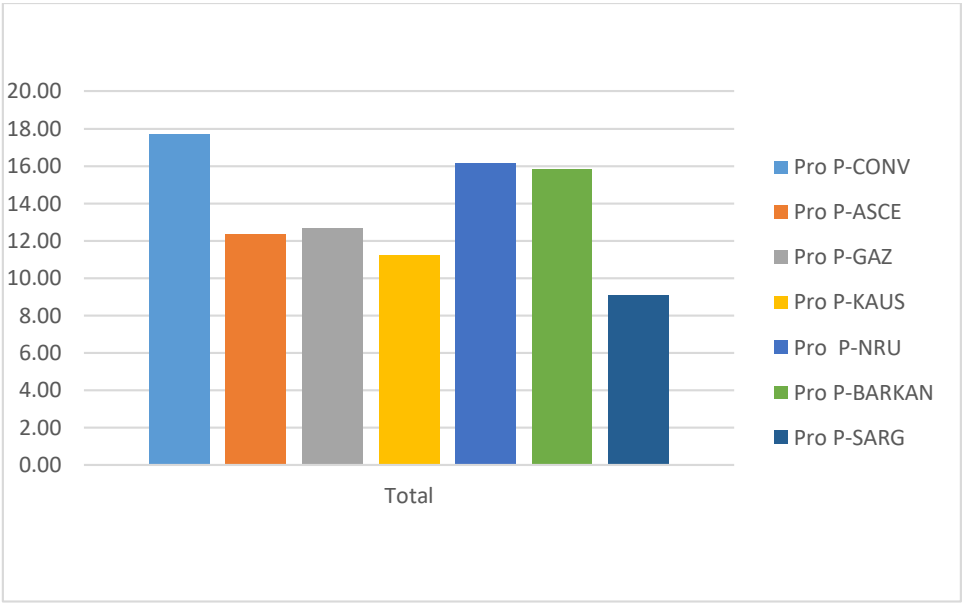


Figura 85: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los Esfuerzo Axial obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución de la fuerza axial en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRU	Pro V-BARKAN	Pro V-SARG
8.65	6.05	6.20	5.44	8.00	7.82	4.34

Tabla 44: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

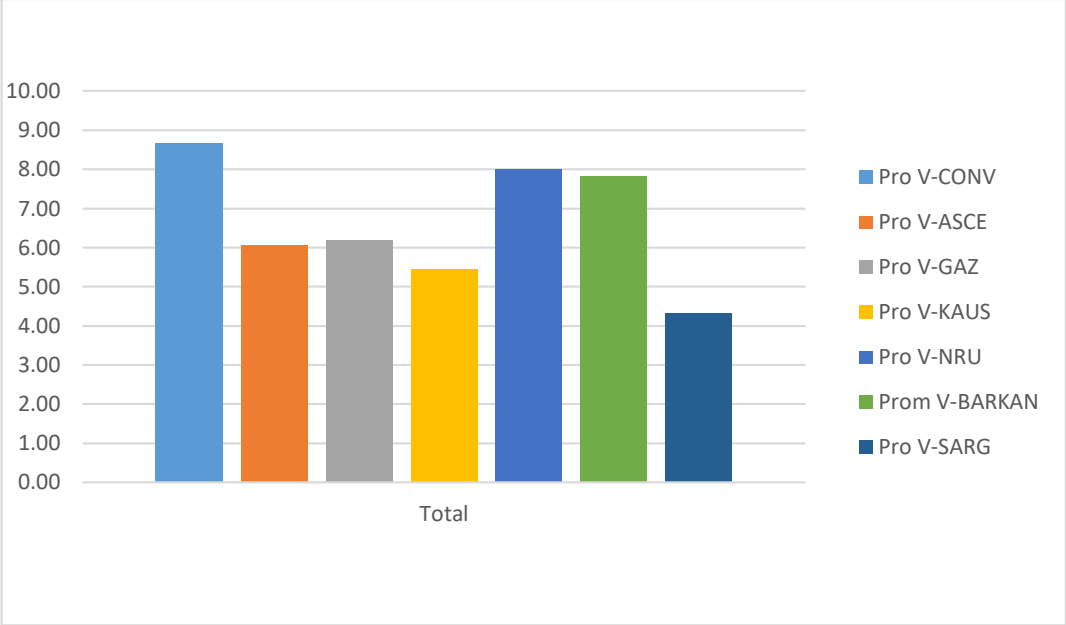


Figura 86: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los Esfuerzo Cortante obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución de la fuerza cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUS	Pro M-BARKAN	Pro M-SARG
13.17	9.20	9.42	8.27	12.14	11.87	6.61

Tabla 45: Momento Flector Promedio en Columna.

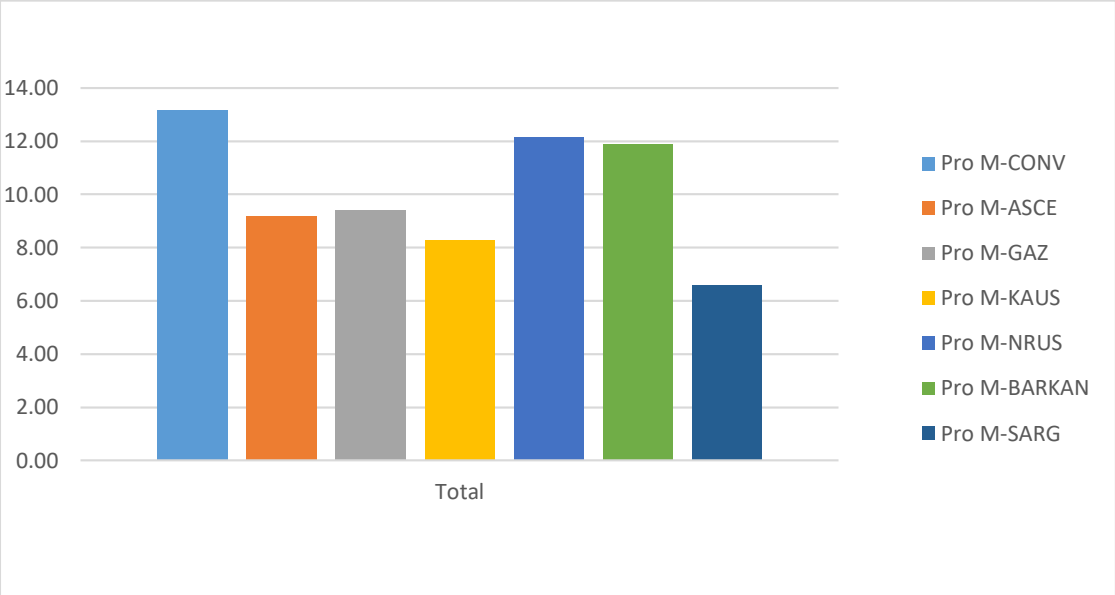


Figura 87: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los Momento Flector obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del momento flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRU	Pro P-BARKAN	Pro P-SARG
17.59	12.41	12.74	11.07	16.71	16.32	8.65

Tabla 46: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

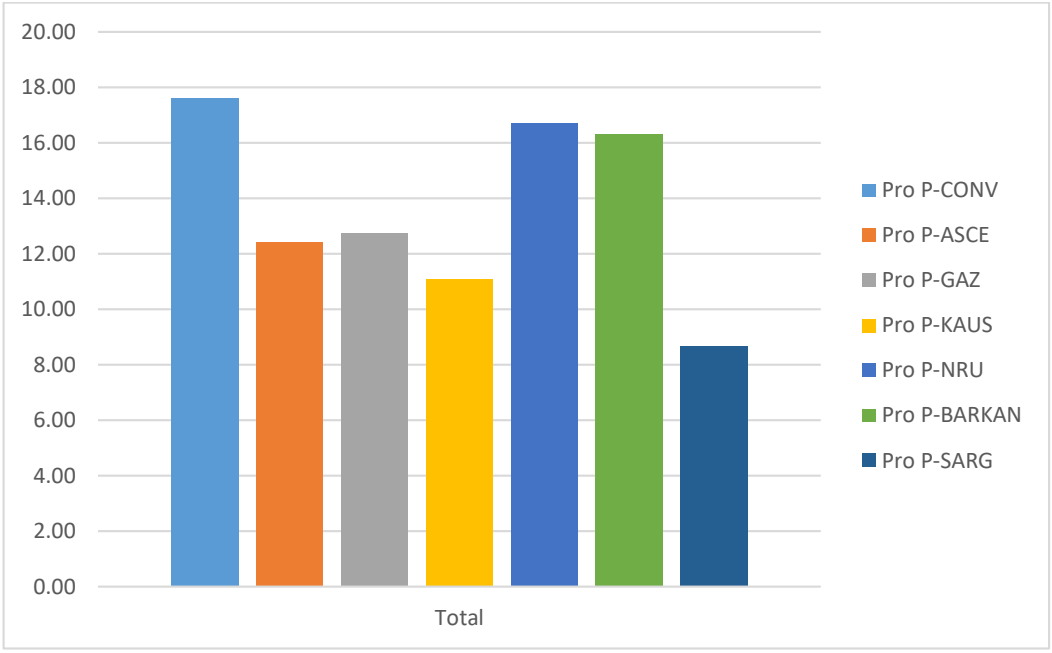


Figura 88: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los Esfuerzo Axial obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución de la fuerza axial en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KUAS	Pro V-NRU	Pro V-BARKAN	Pro V-SARG
31.93	20.76	21.30	18.53	27.89	27.25	14.50

Tabla 47: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

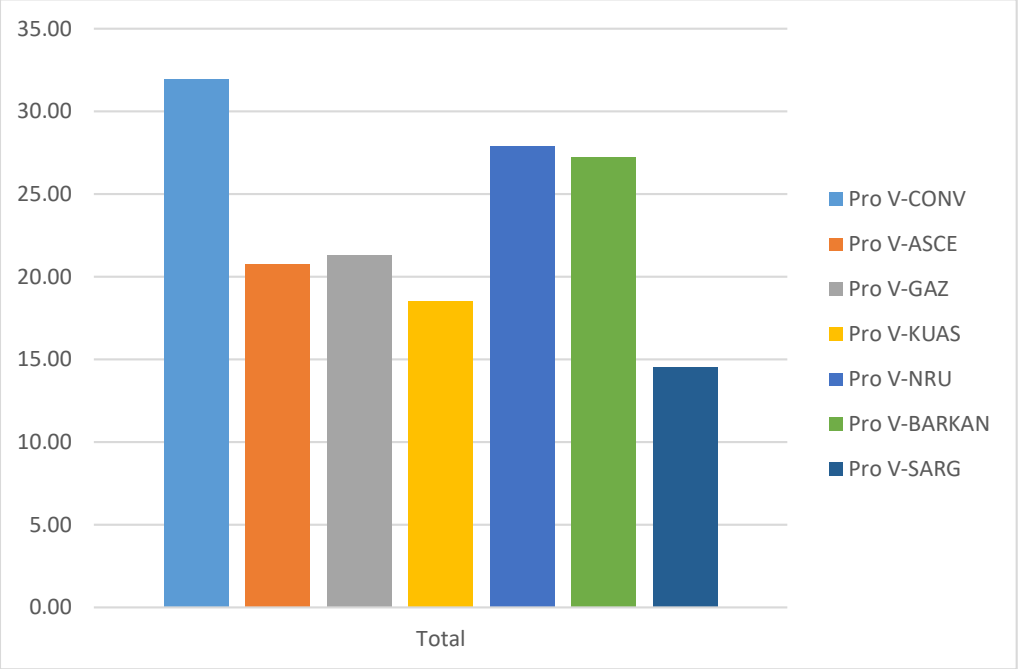


Figura 89: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los Esfuerzo Cortante obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución de la fuerza cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRU	Pro M-BARKAN	Pro M-SARG
70.52	45.41	46.58	40.63	60.69	59.31	32.02

Tabla 48: Momento Flector Promedio en Muro.

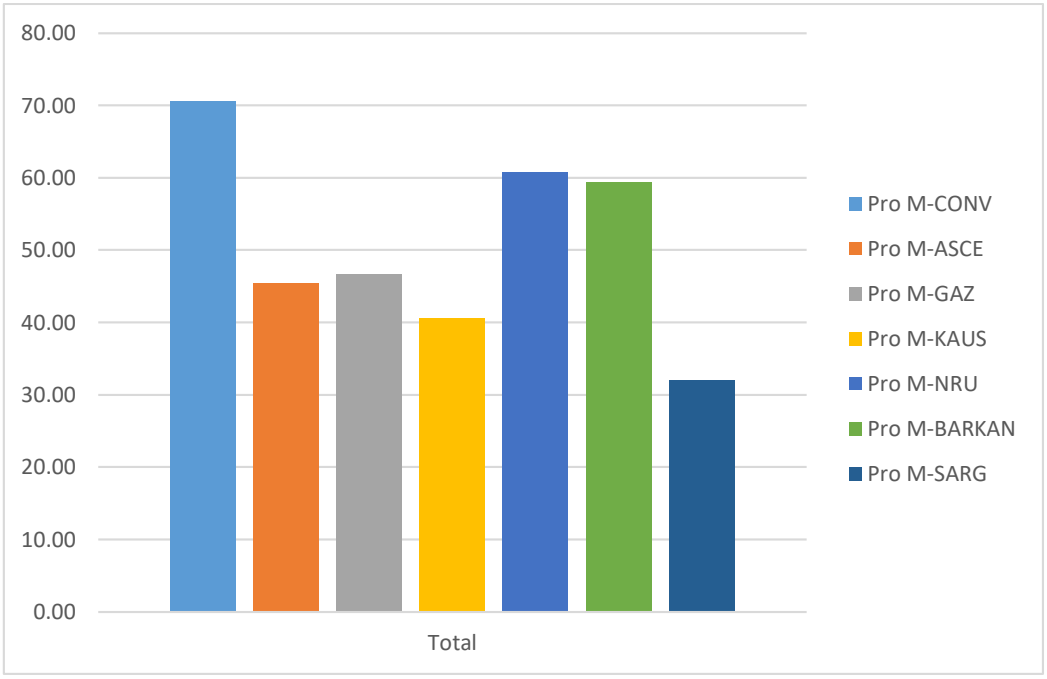


Figura 90: Momento Flector Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los Momento Flector obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución de la Momento Flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Prom de T-CONV	Prom de T-ASCE	Prom de T-GAZE	Prom de T-KAUS	Prom de T-NRUSA	Prom de T-BARKAN	Prom de T-SARG
0.05	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.02

Tabla 49: Momento Torsor Promedio en Viga.

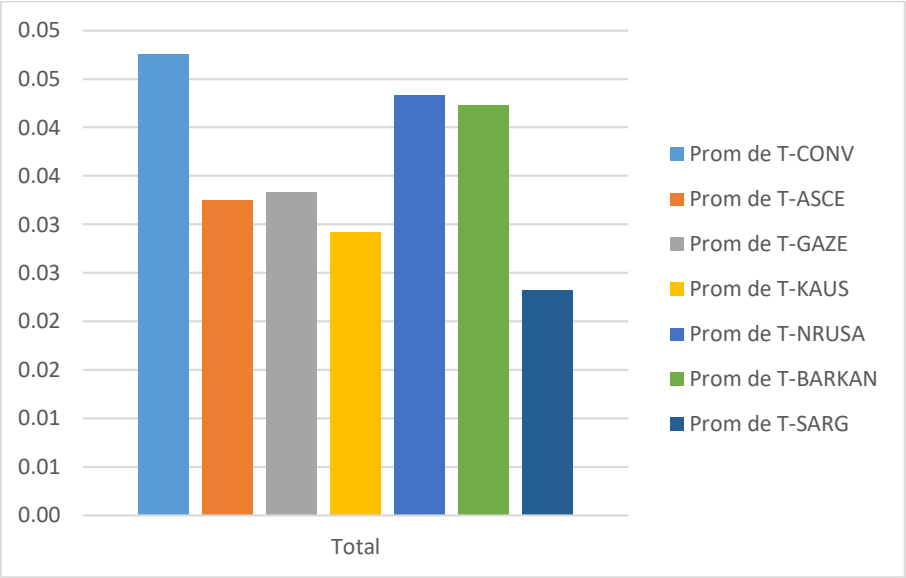


Figura 91: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los Momento Torsor obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del momento torsor en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Prom de V-CONV	Prom de V-ASCE	Prom de V-GAZE	Prom de V-KAUS	Prom de V-NRUSA	Prom de V-BARKAN	Prom de V-SARG
2.68	1.86	1.91	1.68	2.45	2.40	1.34

Tabla 50: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

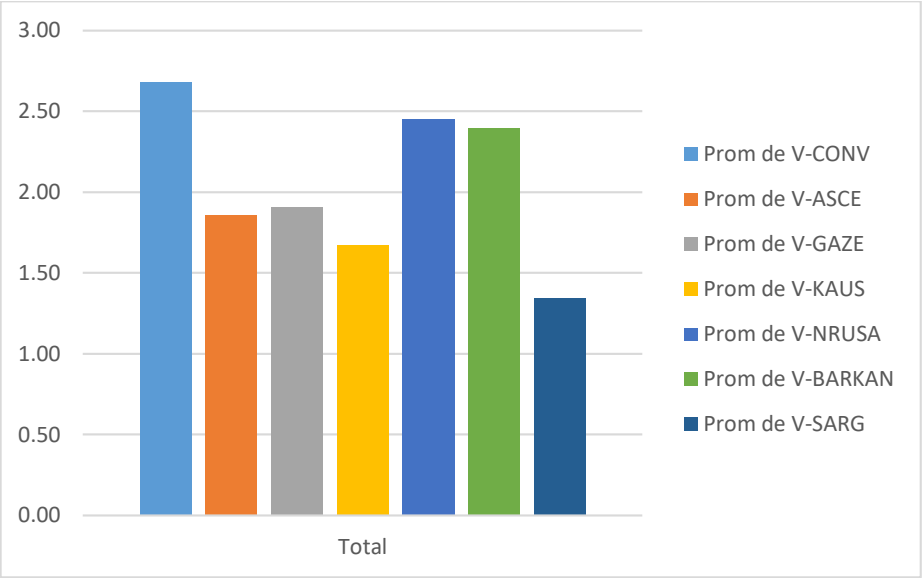


Figura 92: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los Esfuerzo Cortante obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución de la fuerza cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Prom de M-CONV	Prom de M-ASCE	Prom de M-GAZE	Prom de M-KAUS	Prom de M-NRUSA	Prom de M-BARKAN	Prom de M-SARG
6.09	4.23	4.33	3.81	5.57	5.45	3.05

Tabla 51: Momento Flector Promedio en Viga.

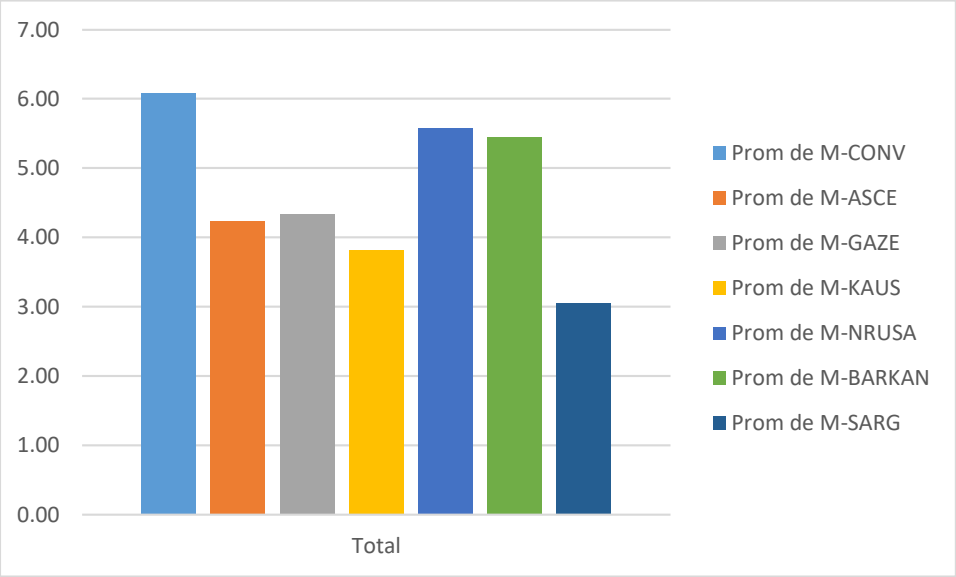


Figura 93: Momento Flector Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de todos los Momento Flector obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del momento flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa se asemeja al modelo convencional.

5.1.2 ANÁLISIS DINÁMICO

Para el análisis dinámico se realizó de acuerdo a lo descrito en el capítulo anterior con el espectro de aceraciones de acuerdo a la norma E.030, para ellos se obtuvo los siguientes resultados.

5.1.2.1 DESPLAZAMIENTOS

Tabla 52: Desplazamiento de entrepiso en la dirección X.

DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO (m) - Dirección X							
PISO	Empotrado	ASCE	GAZETAS	KAUSEL	NRUSA	BARKAN	SARGSIAN
AZOTEA	0.049039	0.05386	0.06557	0.05947	0.05230	0.05046	0.07091
PISO 8	0.044335	0.04876	0.05950	0.05411	0.04732	0.04564	0.06504
PISO 7	0.041241	0.04432	0.05292	0.04884	0.04332	0.04211	0.05642
PISO 6	0.036573	0.03928	0.04694	0.04355	0.03839	0.03734	0.04976
PISO 5	0.03092	0.03337	0.04028	0.03750	0.03255	0.03161	0.04295
PISO 4	0.024597	0.02688	0.03321	0.03095	0.02609	0.02524	0.03611
PISO 3	0.017797	0.01997	0.02584	0.02406	0.01920	0.01841	0.02931
PISO 2	0.010554	0.01261	0.01803	0.01673	0.01185	0.01114	0.02231
PISO 1	0.004176	0.00600	0.01078	0.01014	0.00528	0.00467	0.01567

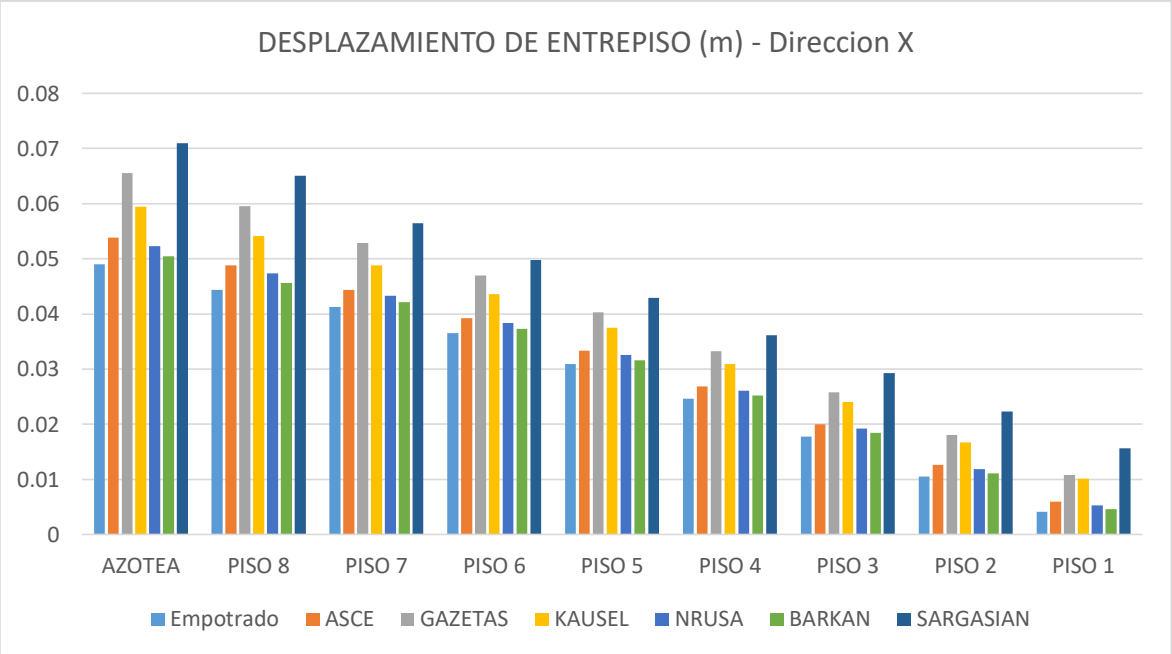


Figura 94: Desplazamiento de entrepiso en la dirección X.

En la tabla y figura se observa claramente que los desplazamientos de entrepiso son mayores con la interacción suelo estructura respecto al modelo empotrado en la base.

Tabla 53: Desplazamiento de entrepiso en la dirección Y.

DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO (m) - Dirección Y							
PISO	Empotrado	ASCE	GAZETAS	KAUSEL	NRUSA	BARKAN	SARGSIAN
AZOTEA	0.03616	0.05228	0.05105	0.05973	0.03969	0.04085	0.07229
PISO 8	0.03281	0.04762	0.04713	0.05462	0.03611	0.03707	0.06658
PISO 7	0.02863	0.04159	0.04206	0.04793	0.03161	0.03228	0.05904
PISO 6	0.02554	0.03675	0.03793	0.04269	0.02827	0.02873	0.05326
PISO 5	0.02193	0.03172	0.03360	0.03731	0.02444	0.02470	0.04739
PISO 4	0.01776	0.02628	0.02885	0.03161	0.02009	0.02016	0.04129
PISO 3	0.01311	0.02045	0.02369	0.02557	0.01528	0.01517	0.03495
PISO 2	0.00796	0.01400	0.01789	0.01894	0.00996	0.00967	0.02809
PISO 1	0.00340	0.00773	0.01225	0.01246	0.00500	0.00453	0.02138

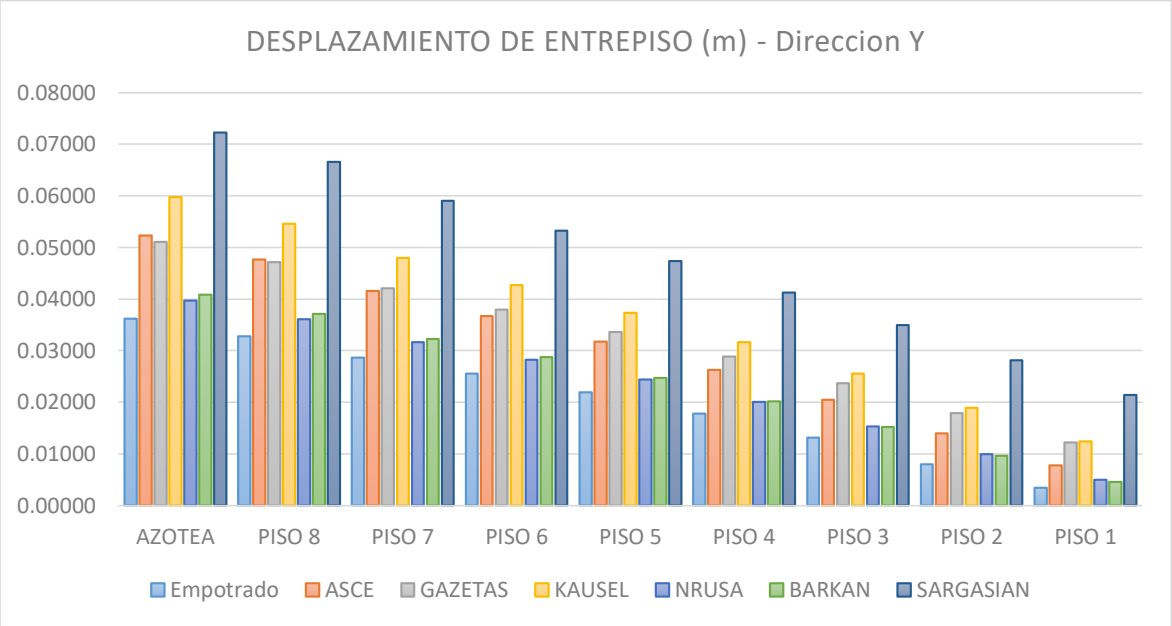


Figura 95: Desplazamiento de entrepiso en la dirección Y.

En la tabla y figura se observa claramente que los desplazamientos de entrepiso son mayores con la interacción suelo estructura respecto al modelo empotrado en la base.

Tabla 54: Deriva de entrepiso en la dirección X.

DERIVASDE ENTREPISO (Δ/H) - Dirección X							
PISO	Empotrado	ASCE	GAZETAS	KAUSEL	NRUSA	BARKAN	SARGSIAN
AZOTEA	0.00540	0.00585	0.00697	0.0062	0.00572	0.00554	0.00674
PISO 8	0.00260	0.00374	0.00553	0.0044	0.00337	0.00296	0.00725
PISO 7	0.00536	0.00579	0.00687	0.0061	0.00566	0.00549	0.00765
PISO 6	0.00649	0.00679	0.00764	0.0070	0.00671	0.00658	0.00782
PISO 5	0.00726	0.00746	0.00812	0.0075	0.00741	0.00731	0.00786
PISO 4	0.00781	0.00794	0.00847	0.0079	0.00792	0.00784	0.00781
PISO 3	0.00792	0.00804	0.00854	0.0080	0.00802	0.00795	0.00765
PISO 2	0.00697	0.00722	0.00791	0.0072	0.00718	0.00707	0.00725
PISO 1	0.00439	0.00453	0.00567	0.0047	0.00473	0.00456	0.00577

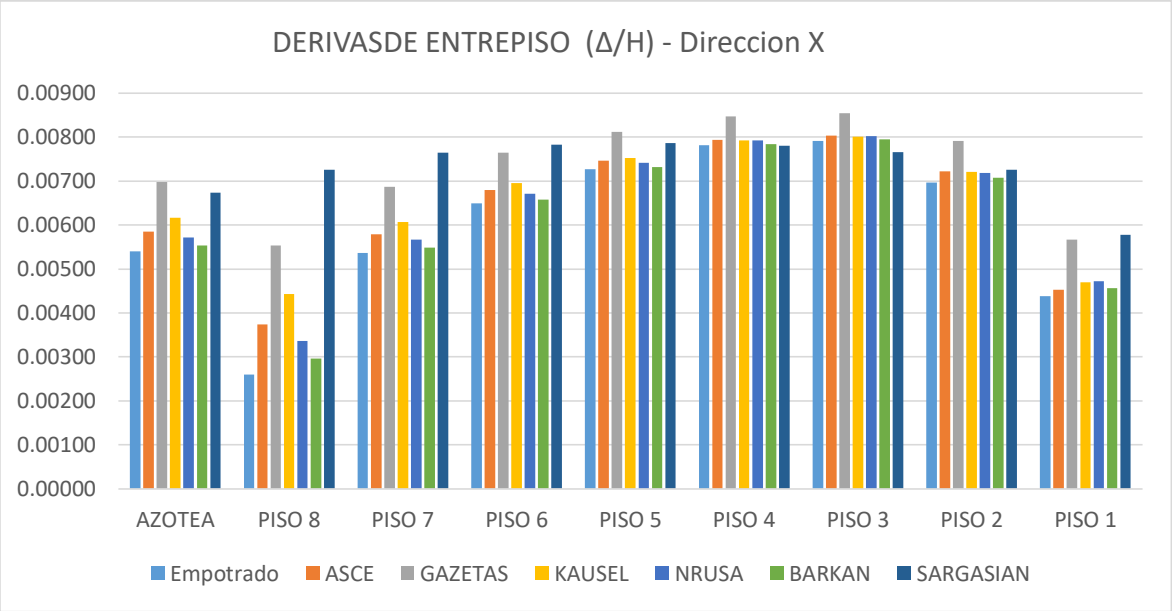


Figura 96: Deriva de entrepiso en la dirección X.

En la tabla y figura se observa claramente que las derivas superan lo permisible en los modelos con interacción suelo estructura, siendo el modelo dinámico de SARGSIAN el más flexible, las derivas no cumplen porque se adecuo el espectro a la nueva norma E.030 del 2014, asimismo por el sistema estructural que son pórticos de concreto armado.

Tabla 55: Deriva de entrepiso en la dirección Y.

DERIVASDE ENTREPISO (Δ/H) - Dirección Y							
PISO	Empotrado	ASCE	GAZETAS	KAUSEL	NRUSA	BARKAN	SARGSIAN
AZOTEA	0.00337	0.00469	0.00394	0.00514	0.00359	0.00380	0.00573
PISO 8	0.00308	0.00443	0.00372	0.00492	0.00331	0.00352	0.00554
PISO 7	0.00311	0.00486	0.00415	0.00526	0.00336	0.00357	0.00581
PISO 6	0.00362	0.00506	0.00435	0.00541	0.00384	0.00405	0.00590
PISO 5	0.00419	0.00547	0.00477	0.00573	0.00437	0.00457	0.00613
PISO 4	0.00468	0.00586	0.00519	0.00607	0.00483	0.00502	0.00637
PISO 3	0.00492	0.00617	0.00554	0.00634	0.00509	0.00526	0.00656
PISO 2	0.00435	0.00599	0.00540	0.00620	0.00474	0.00492	0.00641
PISO 1	0.00327	0.00532	0.00472	0.00561	0.00355	0.00374	0.00589

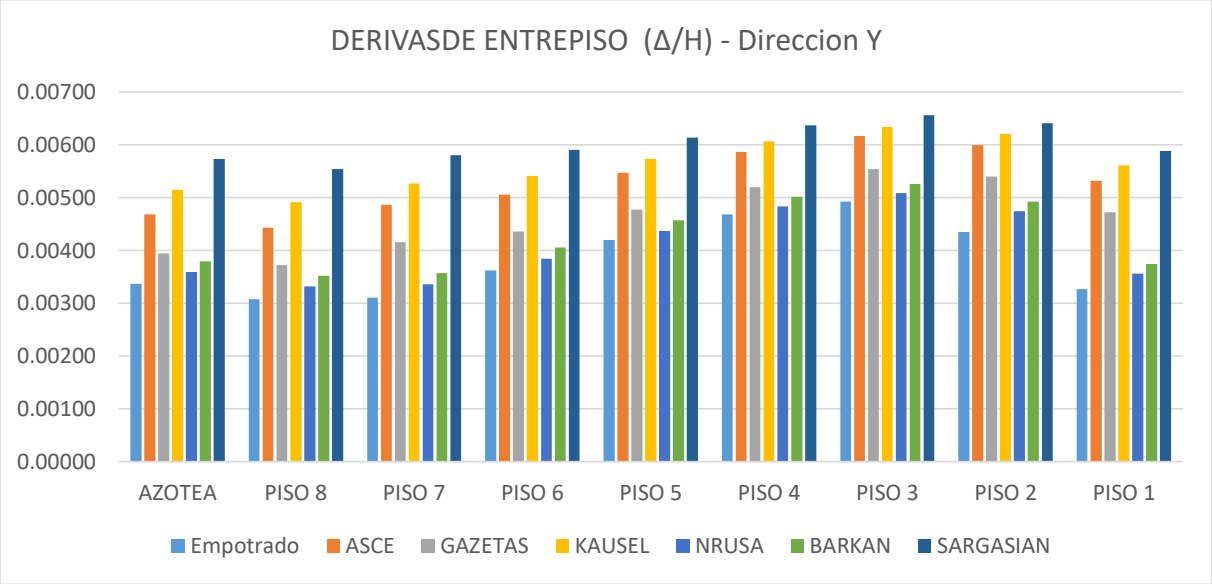


Figura 97: Deriva de entrepiso en la dirección Y.

En la tabla y figura se observa claramente que las derivas cumplen con lo permitido con la norma E030, asimismo se puede observar que las derivas de los modelos dinámicos son mayores al modelo convencional, asimismo cumpliendo con la norma E.030.

5.1.2.2 PERIODOS DE VIBRACIÓN

El análisis modal depende de las masas y de la rigidez de la estructura, debido a la Interacción suelo estructura los modelos dinámicos tendrán diferentes rigideces, por lo cual los periodos serán distintos. La respuesta dinámica de una edificación durante un sismo depende de la relación entre el período de vibración de las ondas sísmicas y su propio periodo de vibración.

Tabla 56: Modos de Vibración & Periodo(s).

Modos de Vibración & Periodo(s)							
MODOS	Empotrado	ASCE	GAZETAS	KAUSEL	NRUSA	BARKAN	SARGSIAN
1	1.36	1.51	1.87	1.68	1.46	1.41	2.86
2	1.10	1.27	1.28	1.49	1.13	1.12	1.85
3	0.85	1.17	1.16	1.20	0.94	0.96	1.56
4	0.44	0.45	0.50	0.50	0.44	0.44	0.60
5	0.37	0.39	0.40	0.41	0.38	0.37	0.50
6	0.31	0.33	0.37	0.38	0.32	0.31	0.47
7	0.27	0.28	0.30	0.30	0.28	0.27	0.32
8	0.23	0.24	0.26	0.26	0.23	0.23	0.28
9	0.19	0.20	0.21	0.21	0.20	0.19	0.23
10	0.17	0.18	0.19	0.19	0.17	0.17	0.21
11	0.16	0.17	0.18	0.18	0.17	0.17	0.19
12	0.13	0.14	0.15	0.15	0.14	0.14	0.16
13	0.13	0.14	0.14	0.14	0.13	0.13	0.14
14	0.12	0.12	0.13	0.13	0.12	0.12	0.13
15	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
16	0.10	0.11	0.12	0.12	0.11	0.11	0.12
17	0.10	0.11	0.11	0.11	0.10	0.10	0.11
18	0.09	0.10	0.10	0.11	0.10	0.09	0.11
19	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
20	0.07	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
21	0.07	0.08	0.08	0.08	0.07	0.07	0.08
22	0.07	0.07	0.08	0.08	0.07	0.07	0.08
23	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
24	0.06	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07

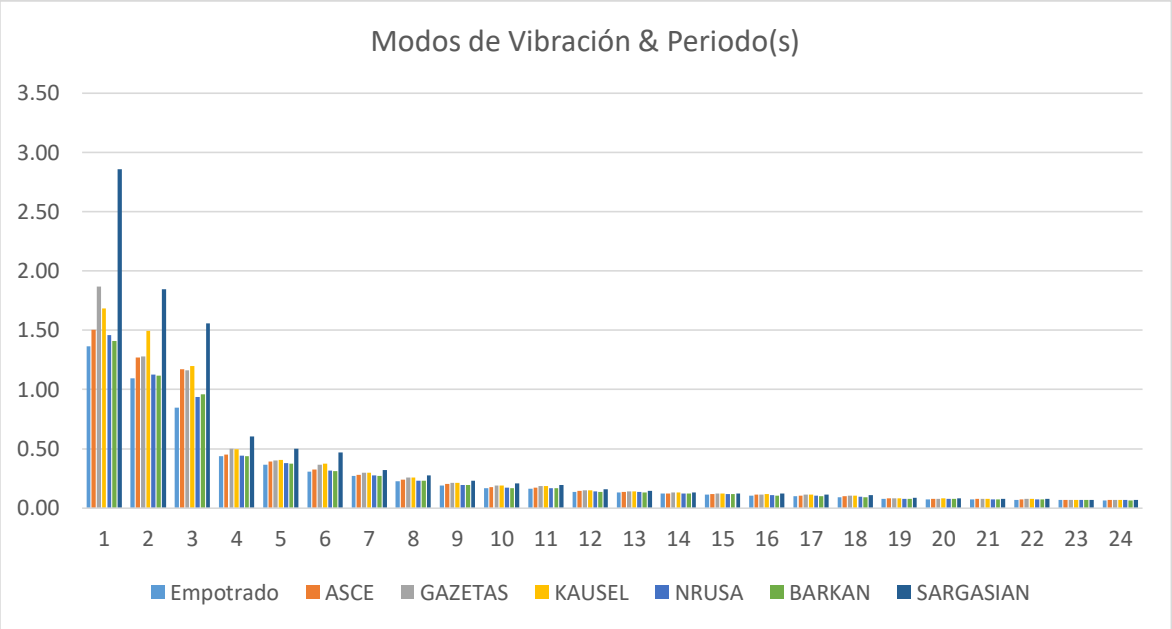


Figura 98: Modos de Vibración & Periodo(s).

En la tabla y figura se observa claramente los periodos de vibración de la estructura para lo cual se observa que los periodos generados por los modelos dinámicos son mayores que de base fija, modelo convencional.

5.1.2.3 FUERZAS INTERNAS

En los cuadros siguientes se puede apreciar los esfuerzos obtenidos del análisis dinámico, así mismo podremos ver la variación entre modelos dinámicos de Interacción suelo estructura y el modelo convencional.

PROMEDIO DE RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ANÁLISIS ESTÁTICO

En la siguiente tabla y figura se podrá ver los resultados de los promedios de cada elemento estructural.

DIRECCIÓN X

Tabla 57: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
12.29	10.89	9.71	9.36	11.33	11.79	5.16

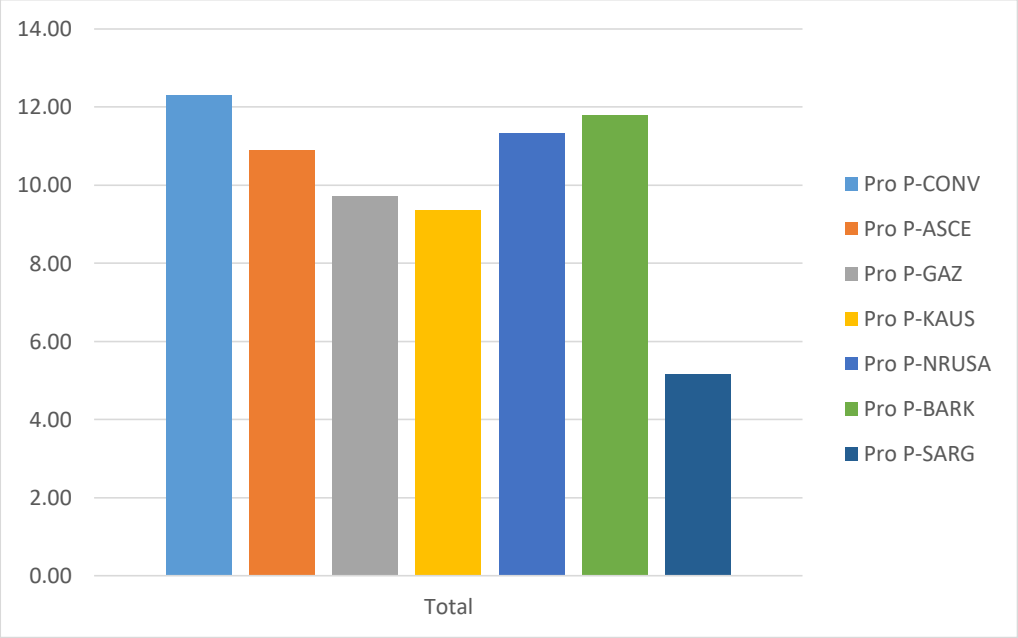


Figura 99: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución de la fuerza axial en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 58: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
4.03	3.60	3.20	3.11	3.74	3.90	1.70

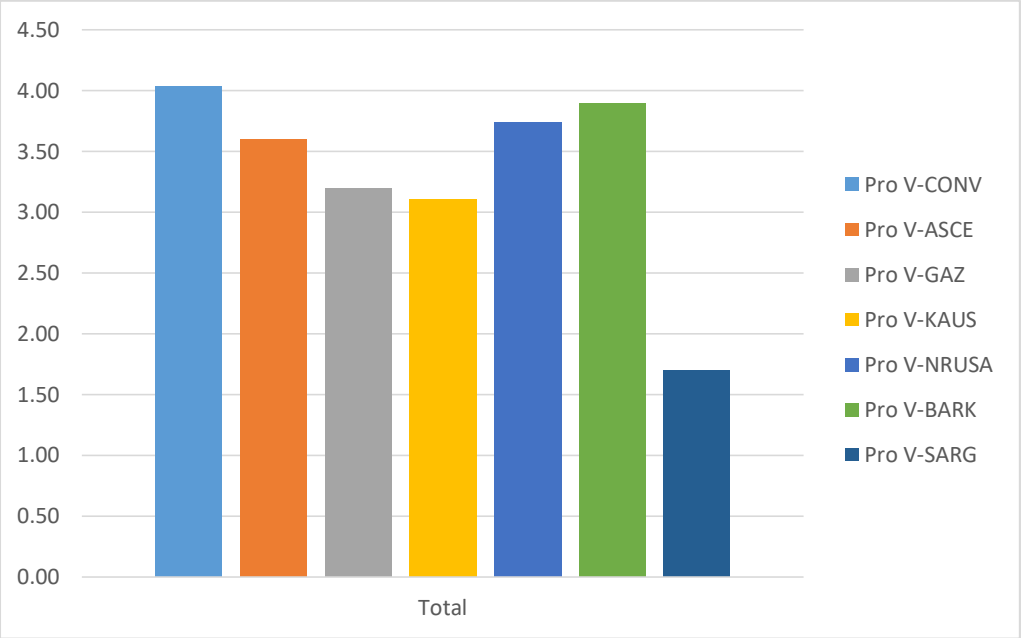


Figura 100: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución de la fuerza cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 59: Momento Flector Promedio en Columna.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
7.24	6.45	5.75	5.56	6.71	6.99	3.10

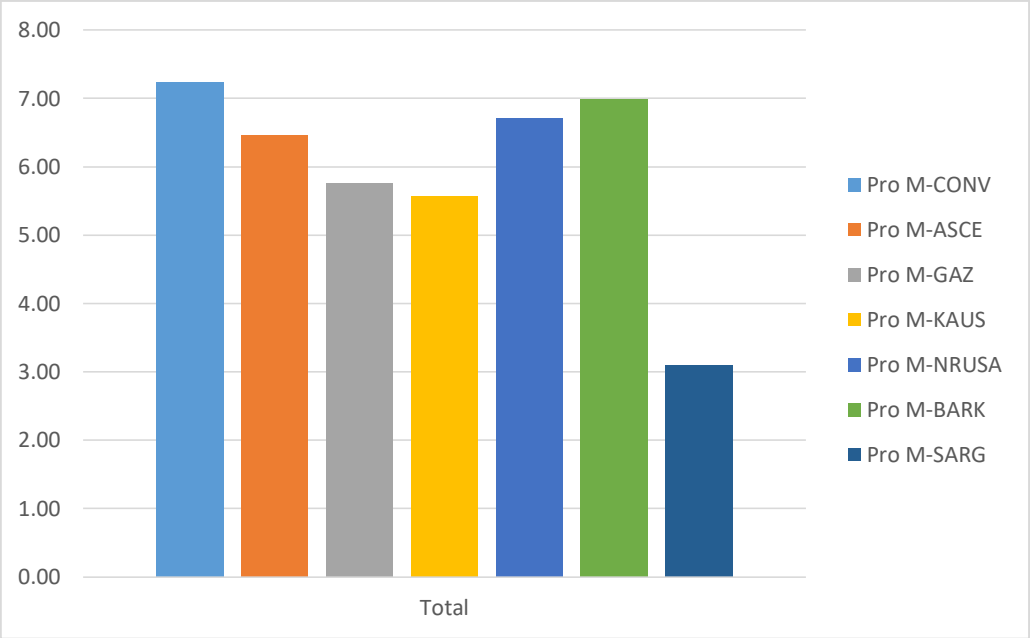


Figura 101: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del Momento Flector obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del momento flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 60: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
22.26	19.90	17.82	17.04	20.51	21.28	9.48

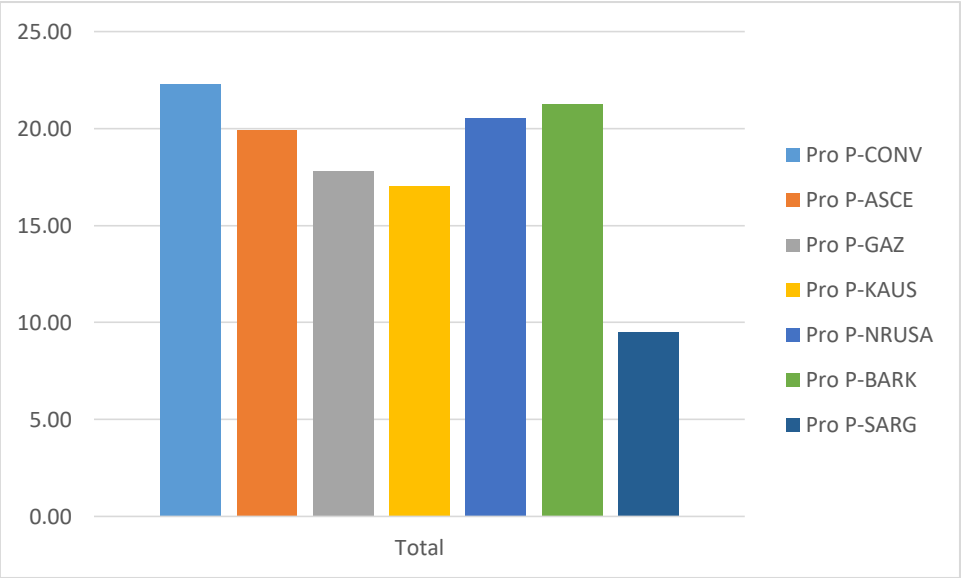


Figura 102: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del esfuerzo axial en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 61: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
22.49	20.11	18.46	17.49	20.79	21.53	10.69

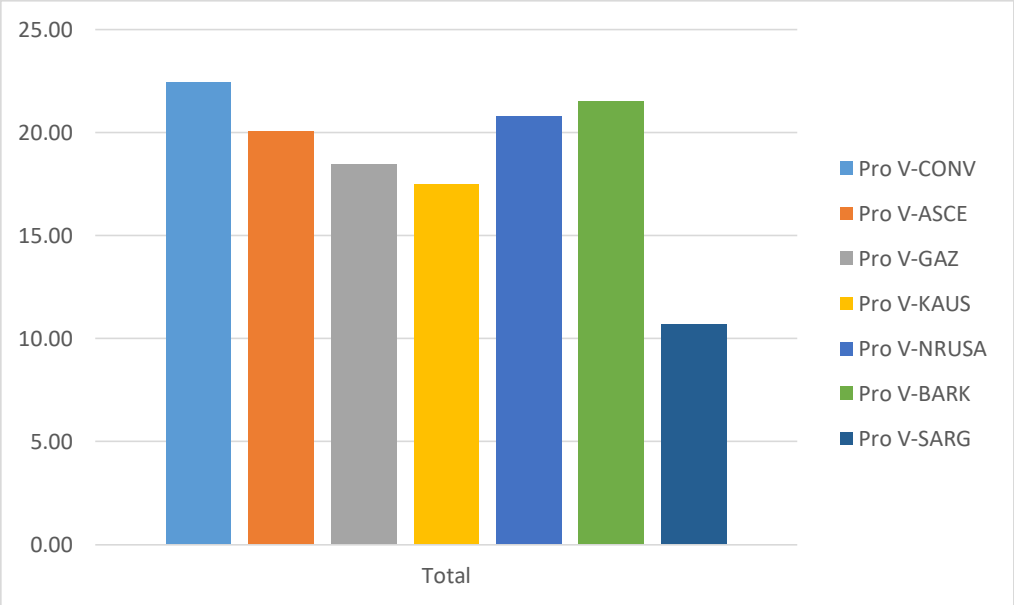


Figura 103: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del esfuerzo cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 62: Momento Flector Promedio en Muro.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
46.27	41.14	36.85	35.58	42.60	44.17	20.68

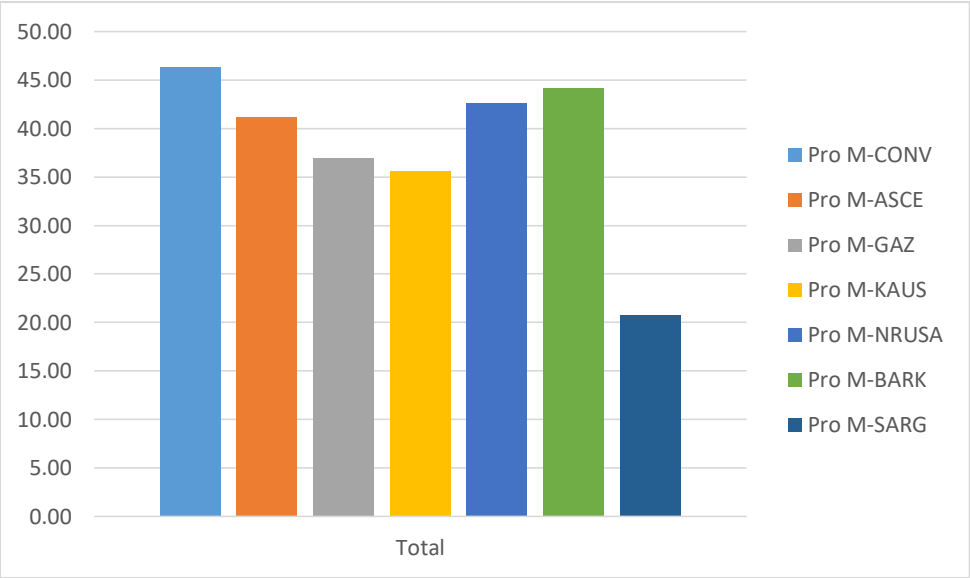


Figura 104: Momento Flector Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del Momento Flector obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del momento flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 63: Momento Torsor Promedio en Viga.

Prom de T-CONV	Prom de T-ASCE	Prom de T-GAZE	Prom de T-KAUS	Prom de T-NRUSA	Prom de T-BARKAN	Prom de T-SARG
0.11	0.10	0.07	0.08	0.10	0.11	0.04

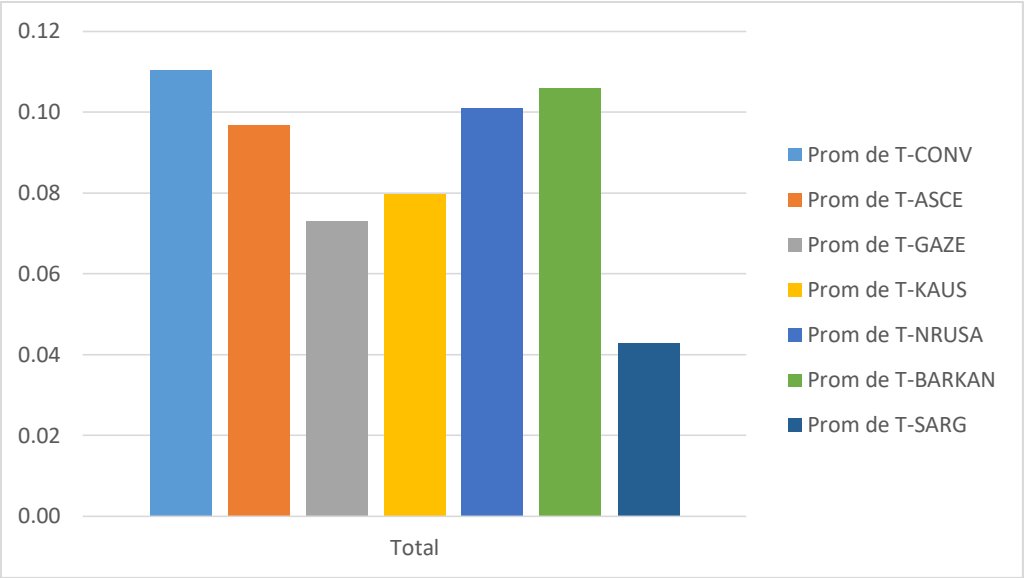


Figura 105: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del Momento Torsor obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del momento Torsor en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 64: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

Prom de V-CONV	Prom de V-GAZE	Prom de V-ASCE	Prom de V-KAUS	Prom de V-NRUSA	Prom de V-BARKAN	Prom de V-SARG
1.59	1.07	1.40	1.18	1.46	1.52	0.61

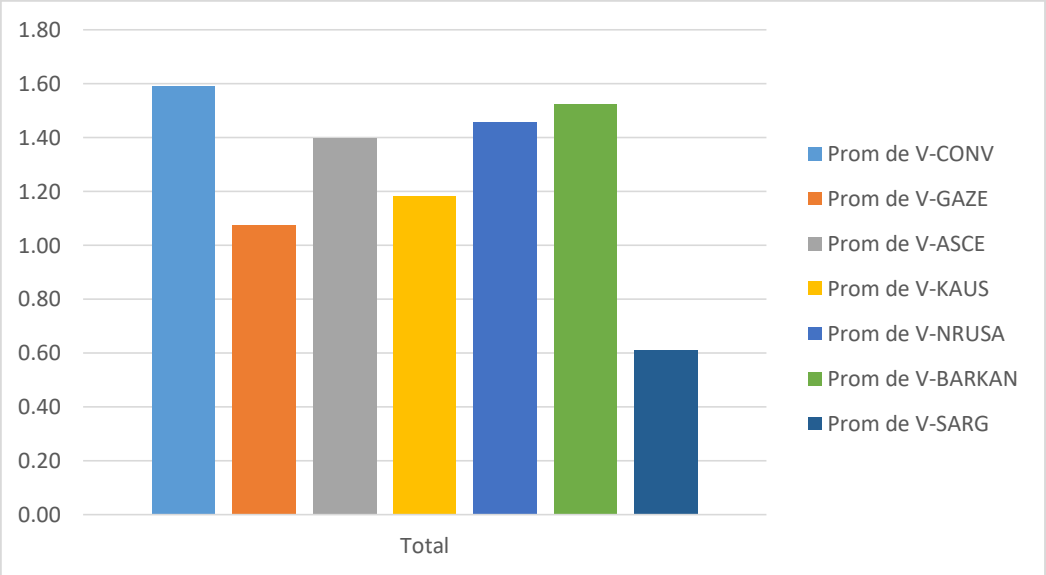


Figura 106: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del esfuerzo cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 65: Momento Flector Promedio en Viga.

Prom de M-CONV	Prom de M-ASCE	Prom de M-GAZE	Prom de M-KAUS	Prom de M-NRUSA	Prom de M-BARKAN	Prom de M-SARG
3.12	2.74	2.09	2.30	2.86	2.99	1.18

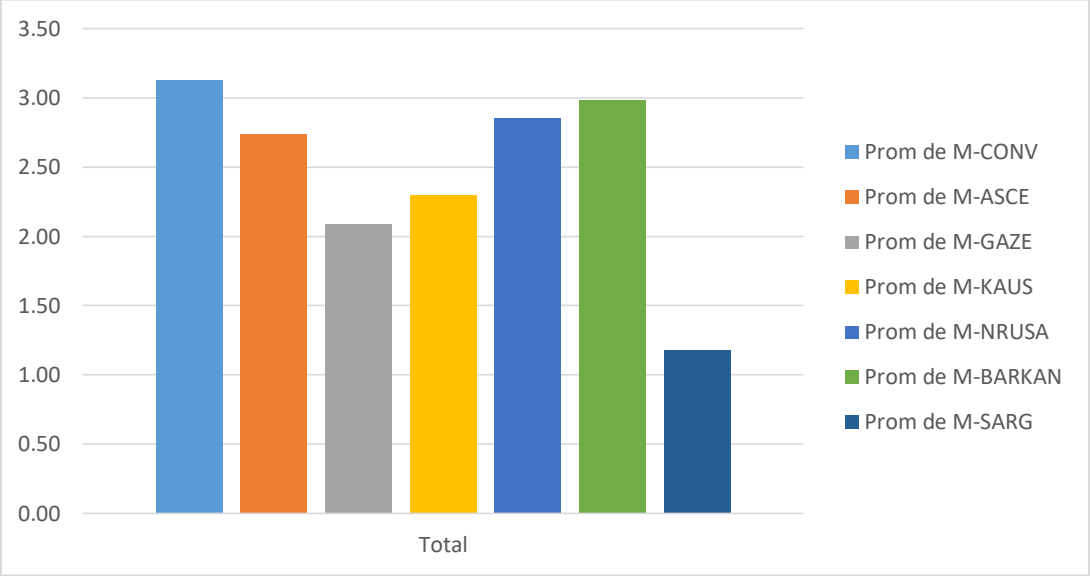


Figura 107: Momento Flector Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del momento flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

DIRECCIÓN Y

Tabla 66: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
16.20	10.84	11.03	8.82	14.44	14.19	7.26

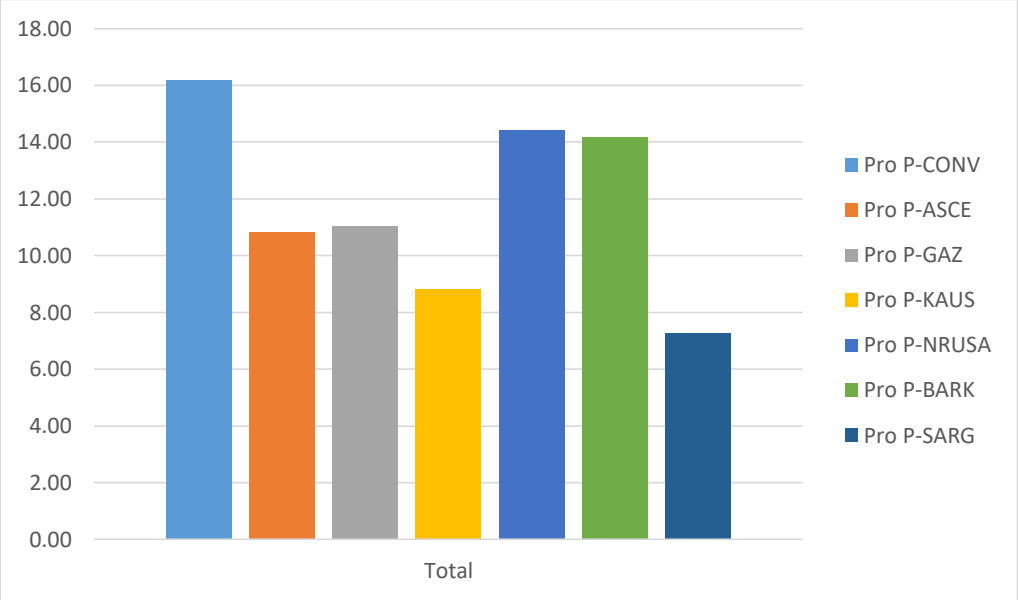


Figura 108: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del esfuerzo axial en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 67: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
7.91	5.34	5.56	4.36	7.14	6.97	3.61

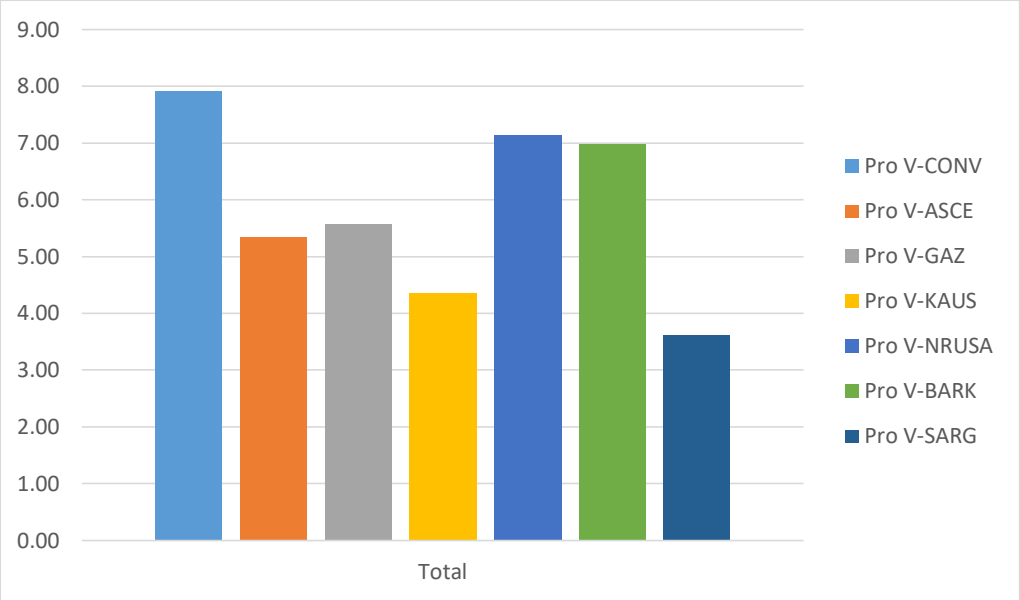


Figura 109: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del esfuerzo cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 68: Momento Flector Promedio en Columna.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
12.02	8.08	8.42	6.59	10.79	10.55	5.46

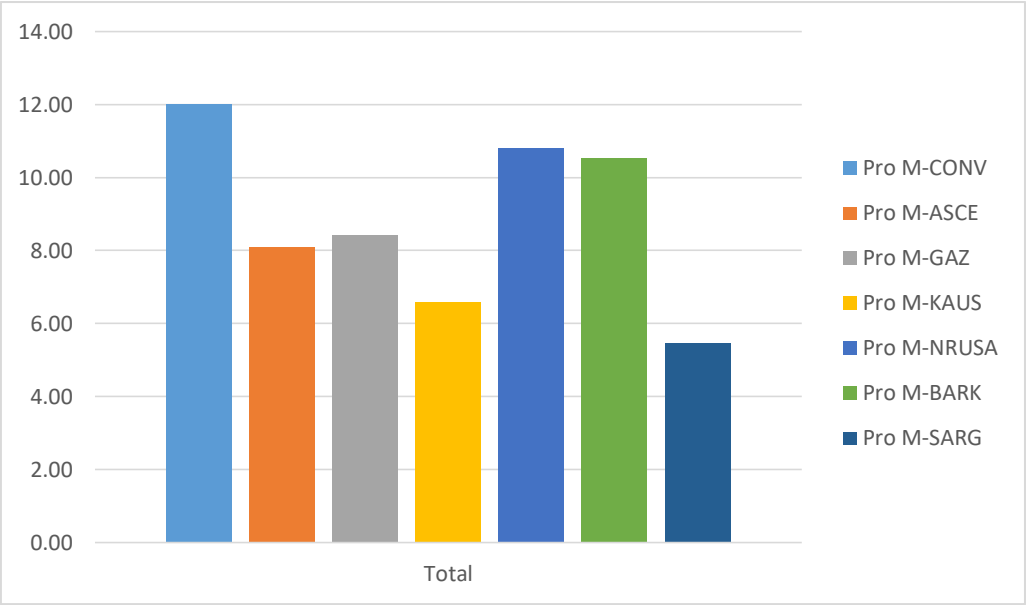


Figura 110: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del momento flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 69: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
18.20	13.44	14.67	10.48	17.27	17.09	7.93

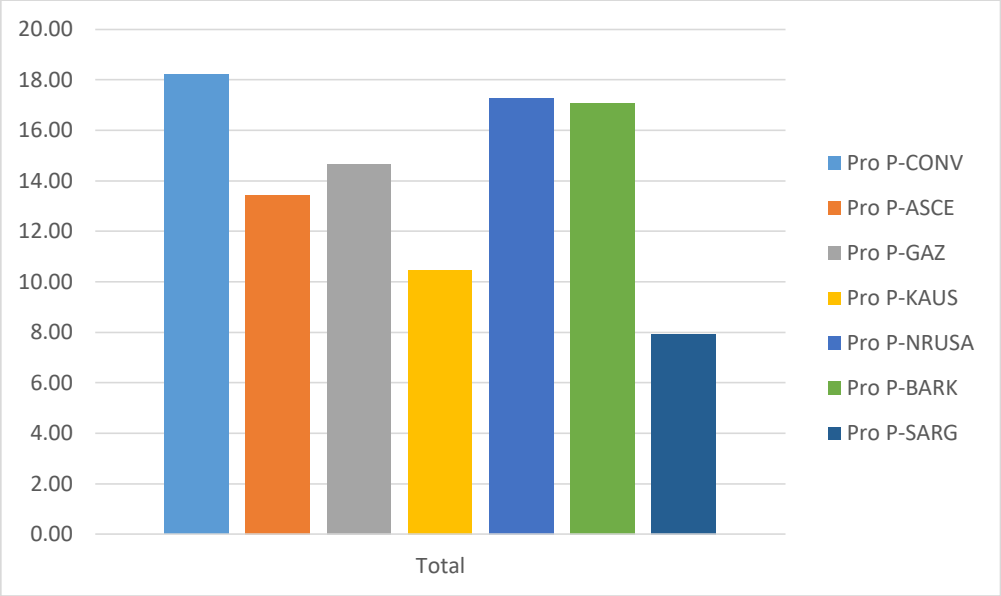


Figura 111: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del esfuerzo axial en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 70: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
29.66	18.91	19.70	15.45	25.63	25.11	12.65

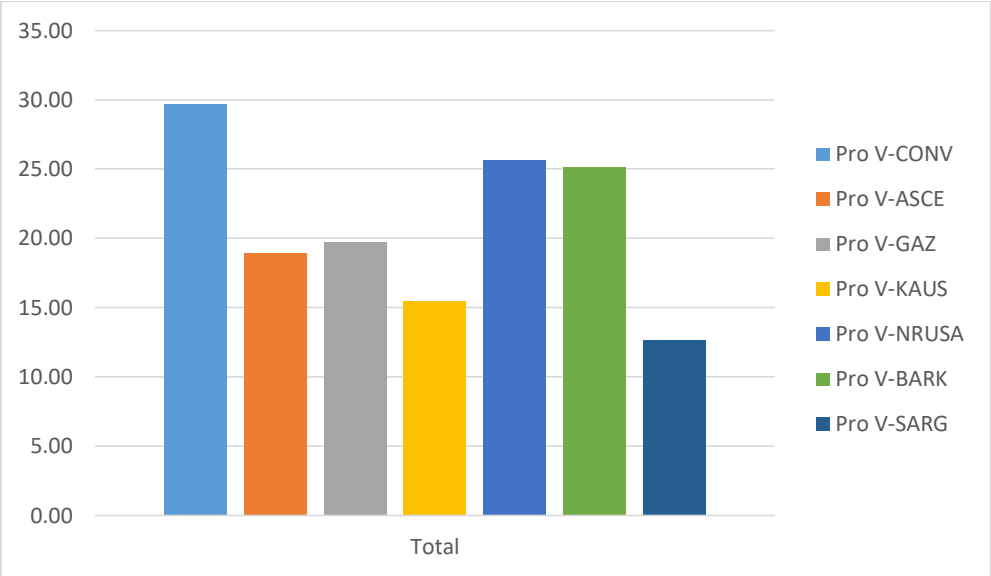


Figura 112: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del esfuerzo cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 71: Momento Flector Promedio en Muro.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
66.60	42.29	43.22	34.68	56.72	55.63	28.21

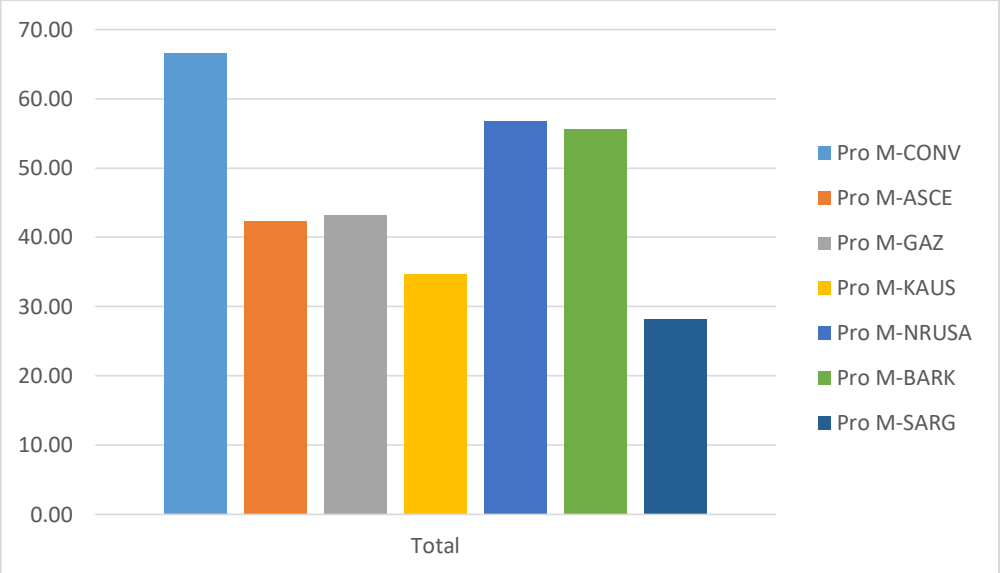


Figura 113: Momento Flector Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del momento flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 72: Momento Torsor Promedio en Viga.

Prom de T-CONV	Prom de T-ASCE	Prom de T-GAZE	Prom de T-KAUS	Prom de T-NRUSA	Prom de T-BARKAN	Prom de T-SARG
0.10	0.08	0.08	0.07	0.09	0.10	0.05

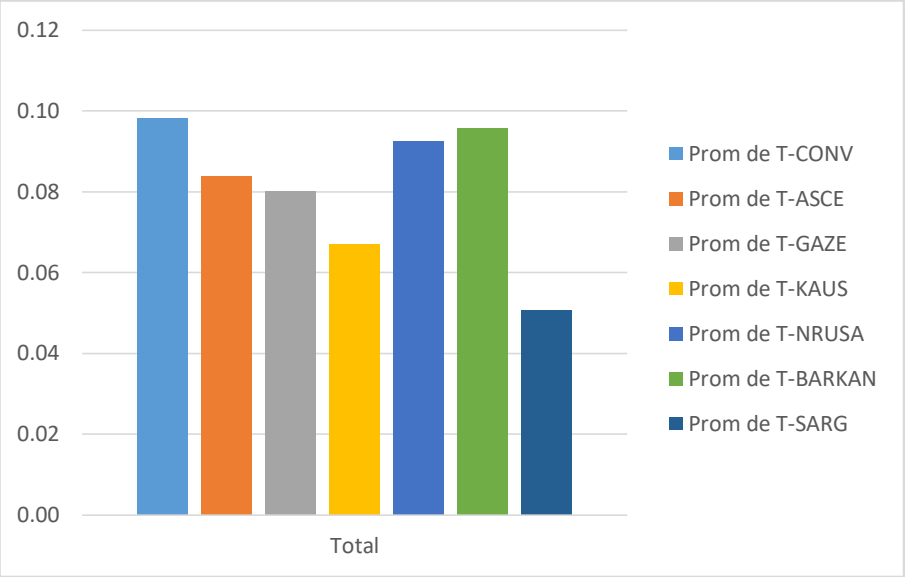


Figura 114: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento torsor obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del momento torsor en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 73: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

Prom de V-CONV	Prom de V-ASCE	Prom de V-GAZE	Prom de V-KAUS	Prom de V-NRUSA	Prom de V-BARKAN	Prom de V-SARG
2.54	1.71	1.63	1.39	2.27	2.23	1.14

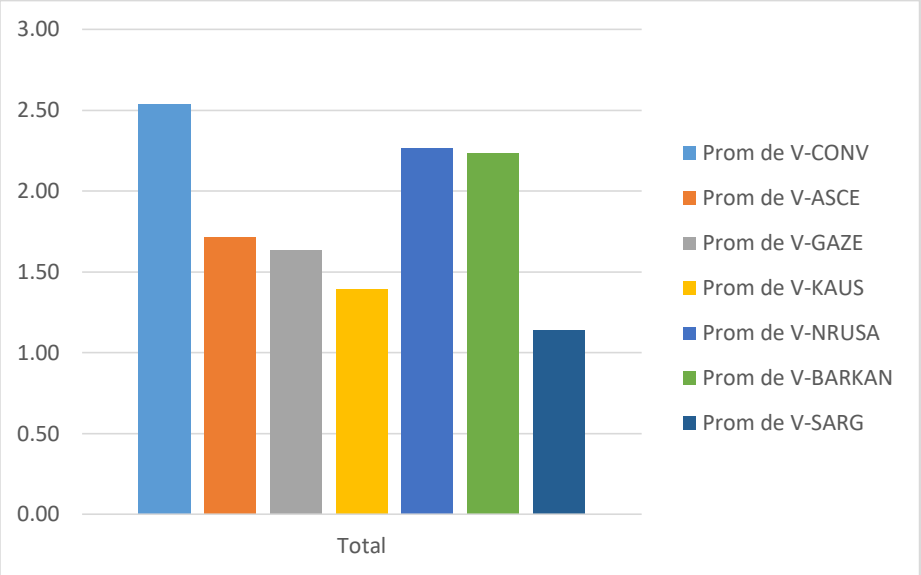


Figura 115: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del esfuerzo cortante en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

Tabla 74: Momento Flector Promedio en Viga.

Prom de M-CONV	Prom de M-ASCE	Prom de M-GAZE	Prom de M-KAUS	Prom de M-NRUSA	Prom de M-BARKAN	Prom de M-SARG
5.90	3.99	3.81	3.24	5.27	5.17	2.66

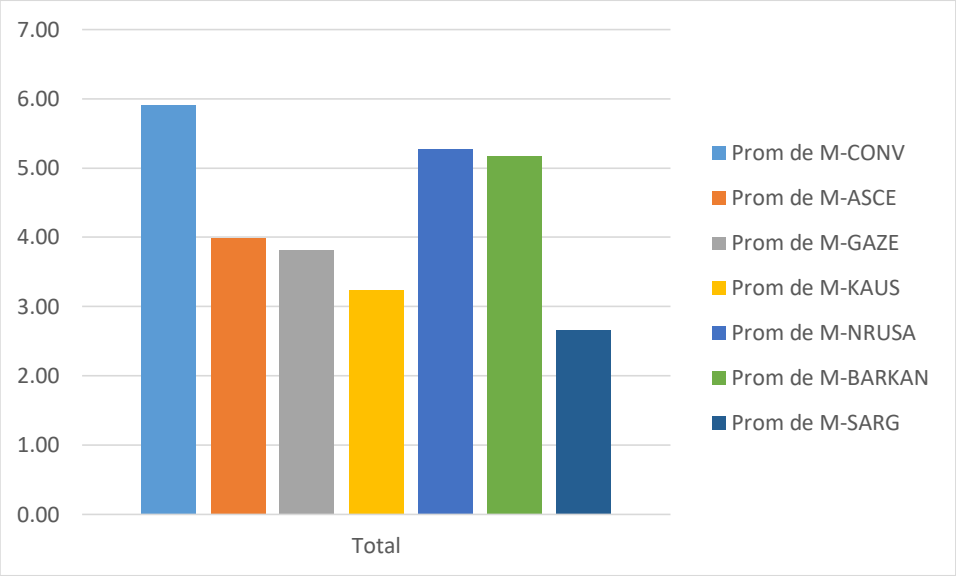


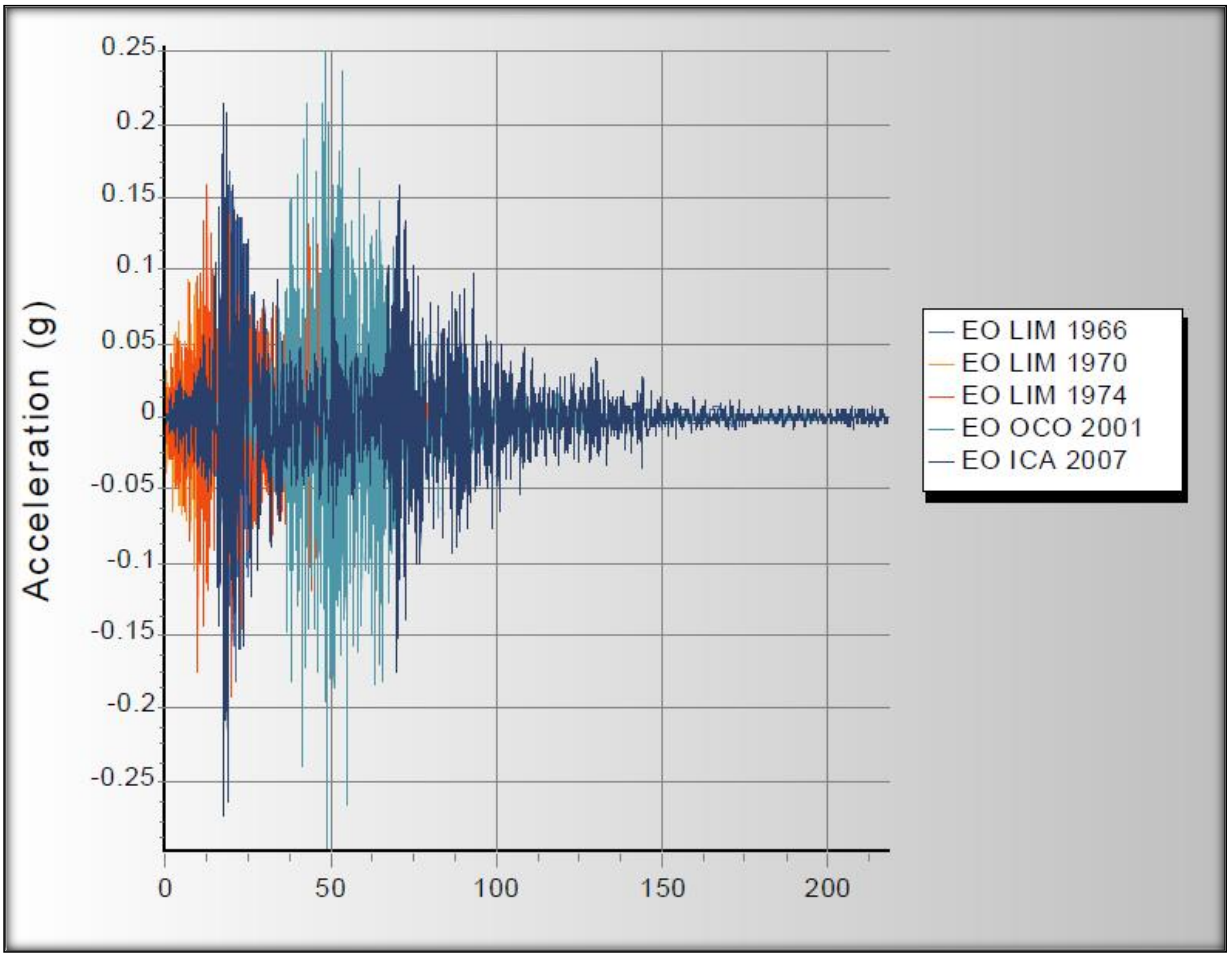
Figura 116: Momento Flector Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo la disminución del momento flector en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN, así mismo se puede apreciar que el modelo de Barkan, Nrusa y Asce se asemeja al modelo convencional.

5.1.3 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

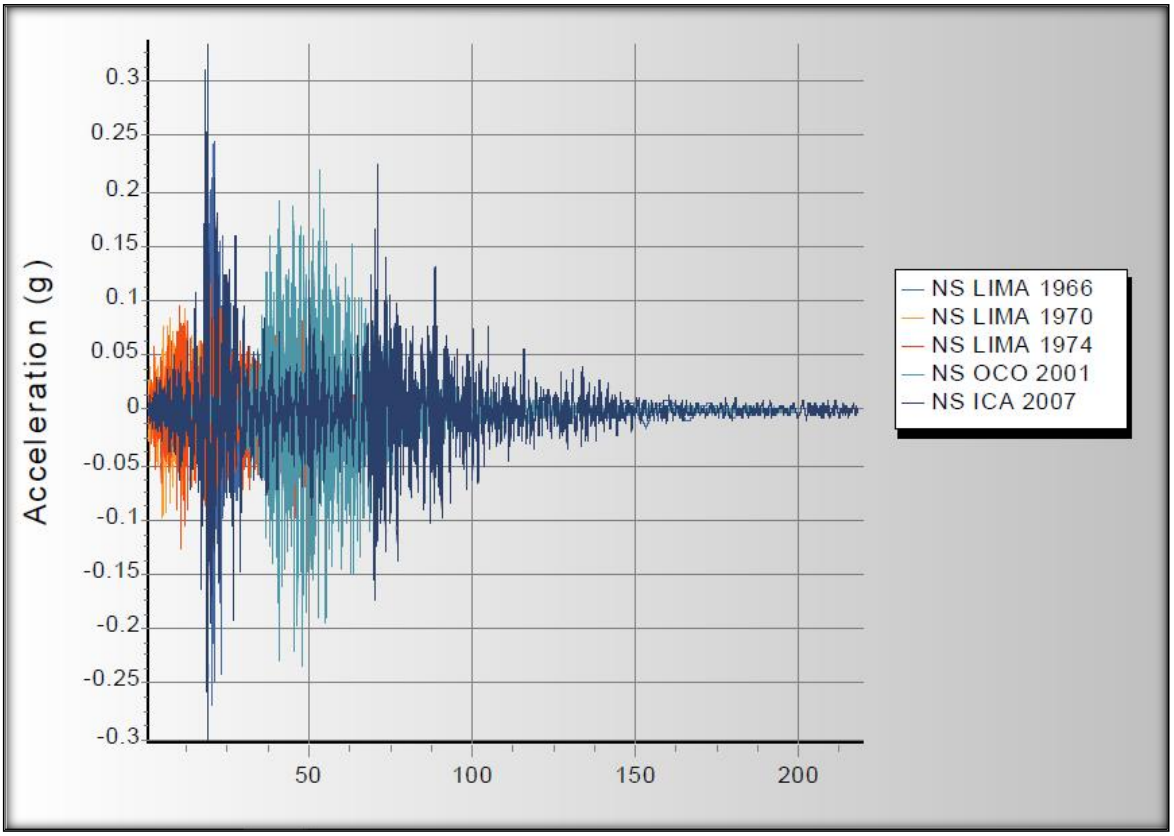
Para el análisis tiempo historia se ha usado 5 registros de acelerogramas, descritos en el capítulo anterior, se ha escogido 5 registros mínimos indicados de acuerdo a la norma E030, asimismo se calcularán los máximos valores para diseño, para cada modelo dinámico de Interacción suelo estructura.

Figura 117: Acelerograma original EO.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 118: Acelerograma original NS.



Fuente: Elaboración propia.

En los gráficos 117 y 118 se aprecia los registros originales, luego se pasó a escalar cada registro de acuerdo a la norma E030, así mismo se escalonaron los registros de acuerdo a los parámetros indicados en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

ESPECTROS DE PSEUDO ACELERACIONES DE DISEÑO PARA LOS MODELOS CONVENCIONALES Y DINÁMICOS

CONVENCIONAL

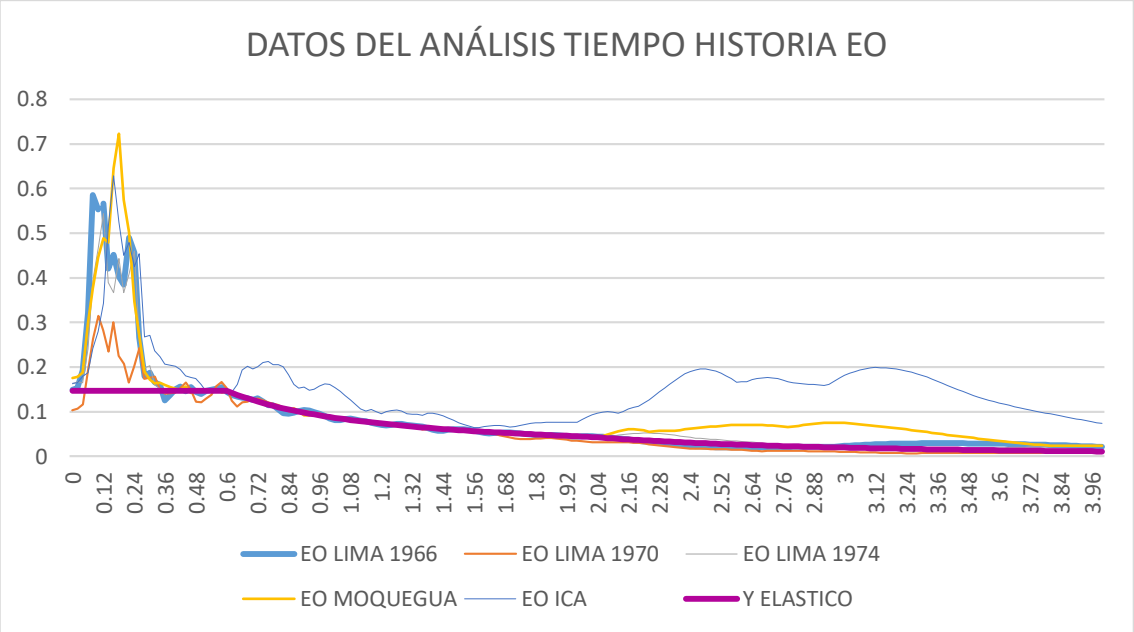


Figura 119: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño EO Convencional.

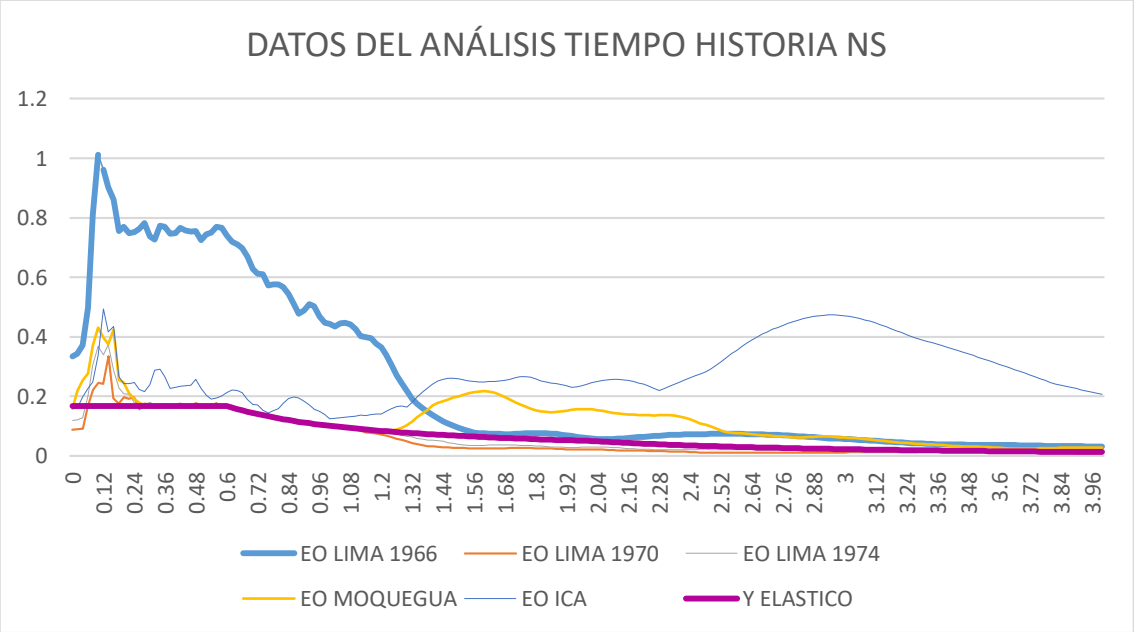


Figura 120: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño NS Convencional.

MODELO DINÁMICO DE ASCE

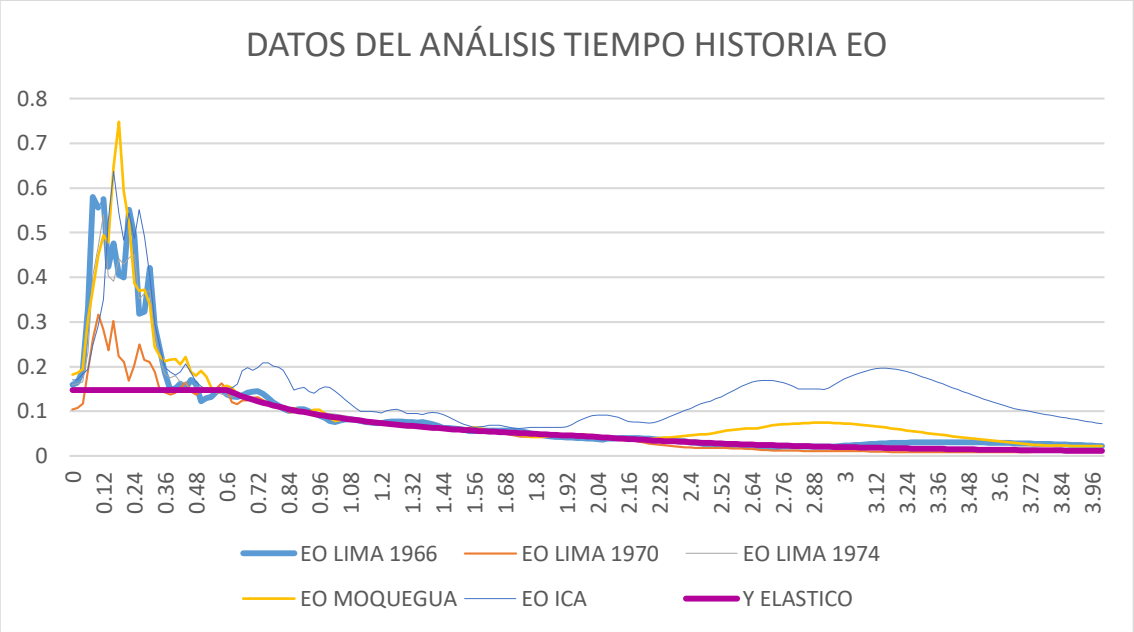


Figura 121: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño EO ASCE.

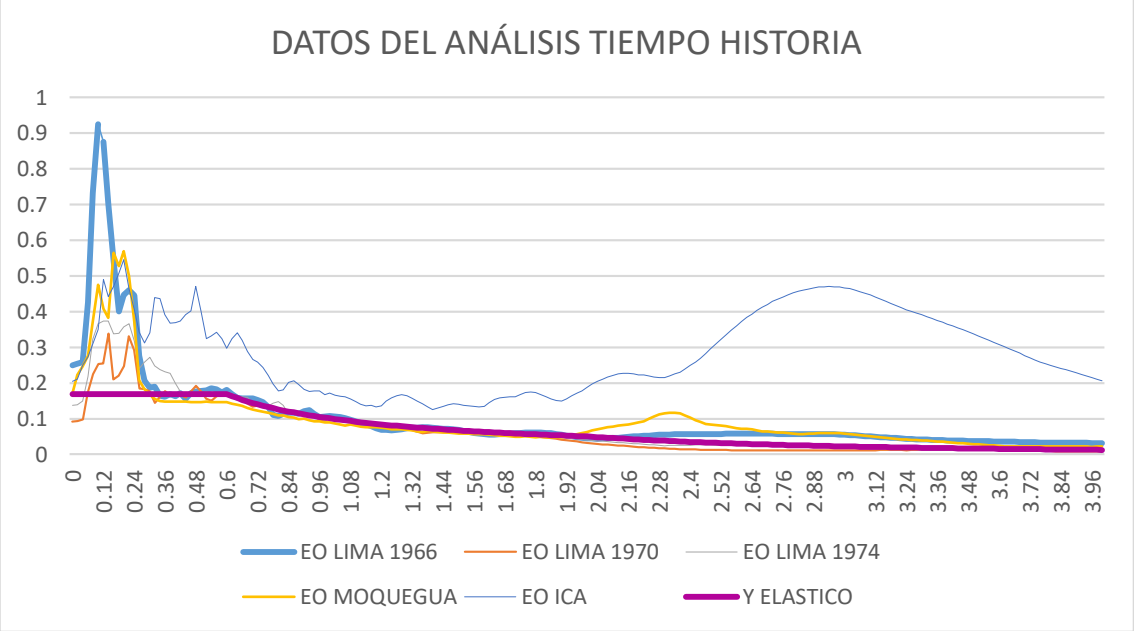


Figura 122: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño NS ASCE.

MODELO DINÁMICO DE GAZETAS

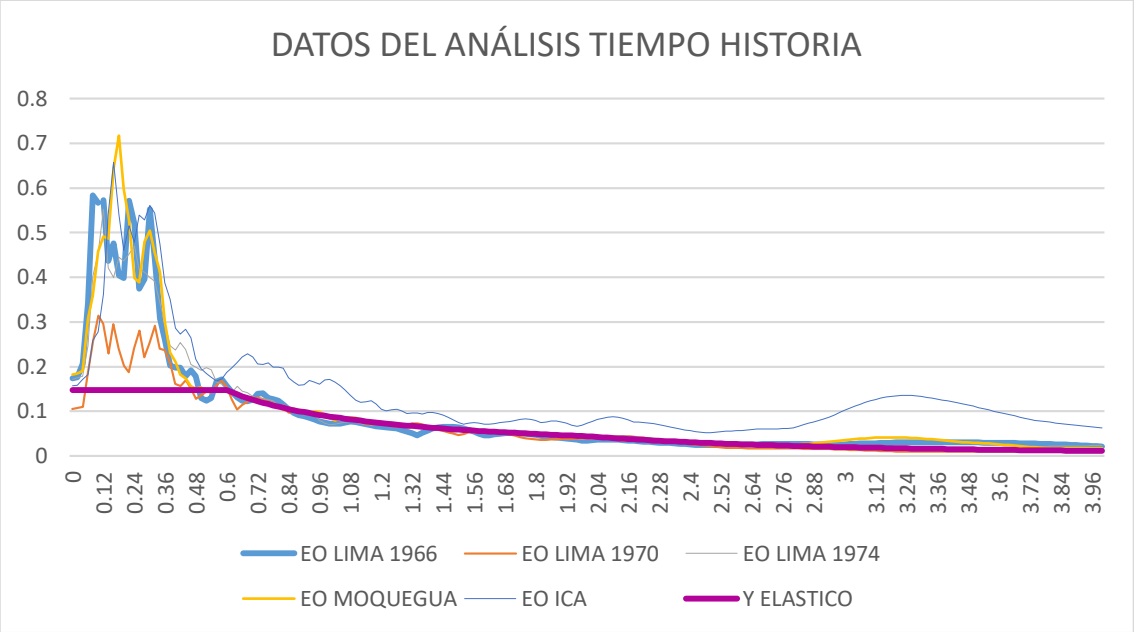


Figura 123: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño EO Gazetas.

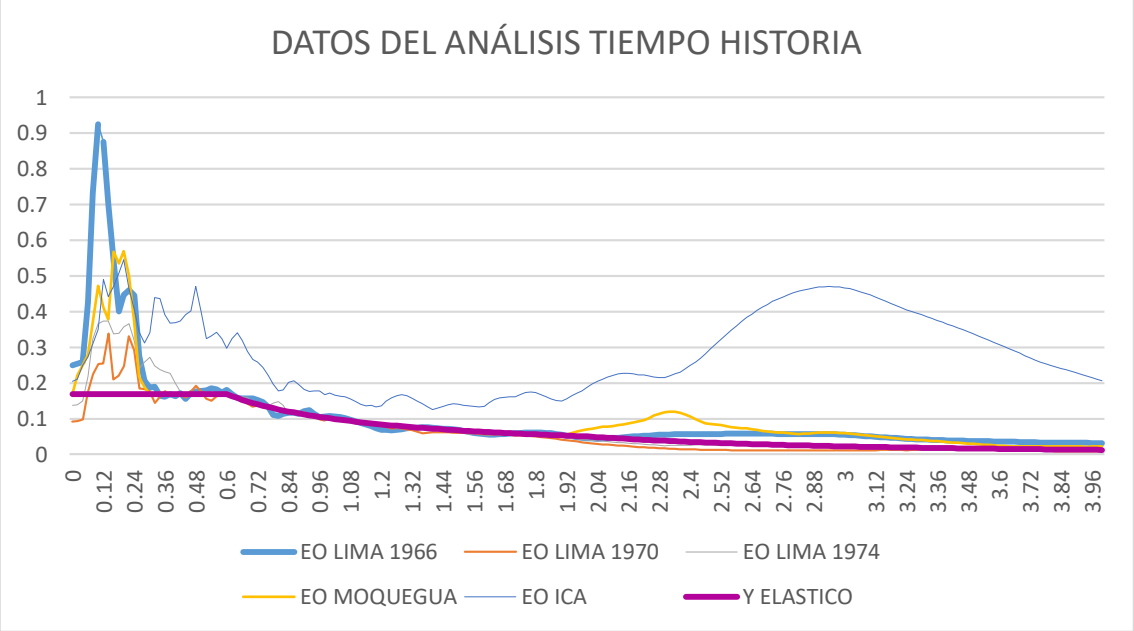


Figura 124: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño NS Gazetas.

MODELO DINÁMICO DE KAUSEL

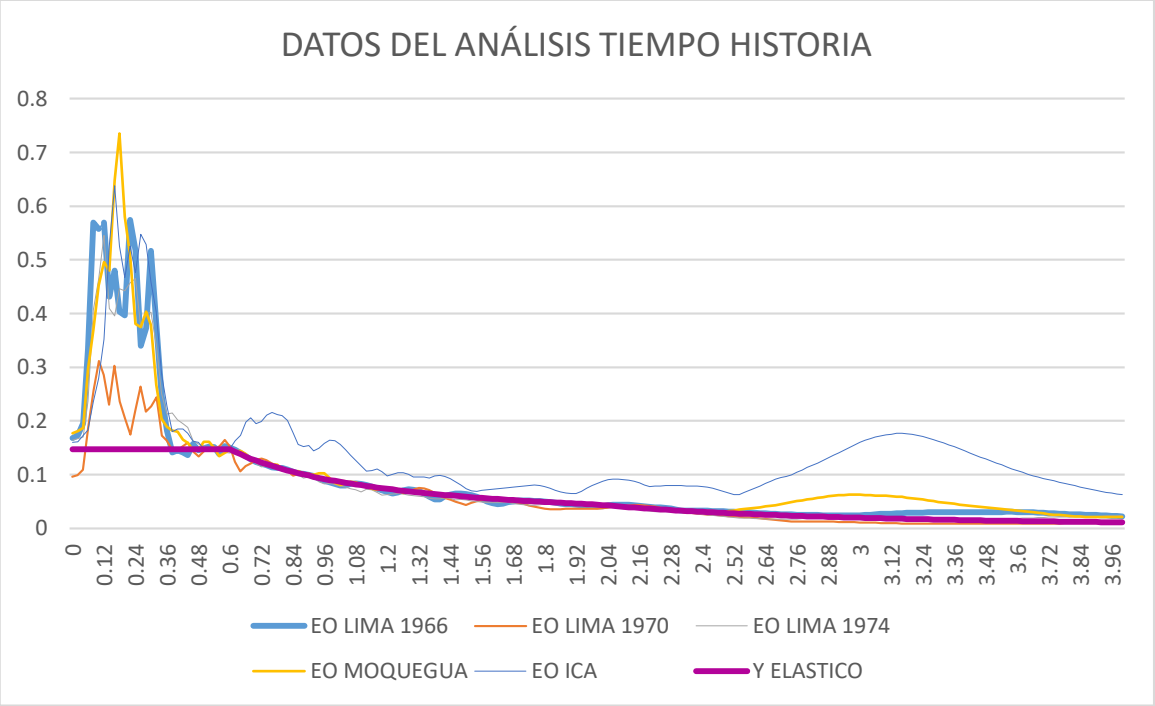


Figura 125: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño EO Kausel.

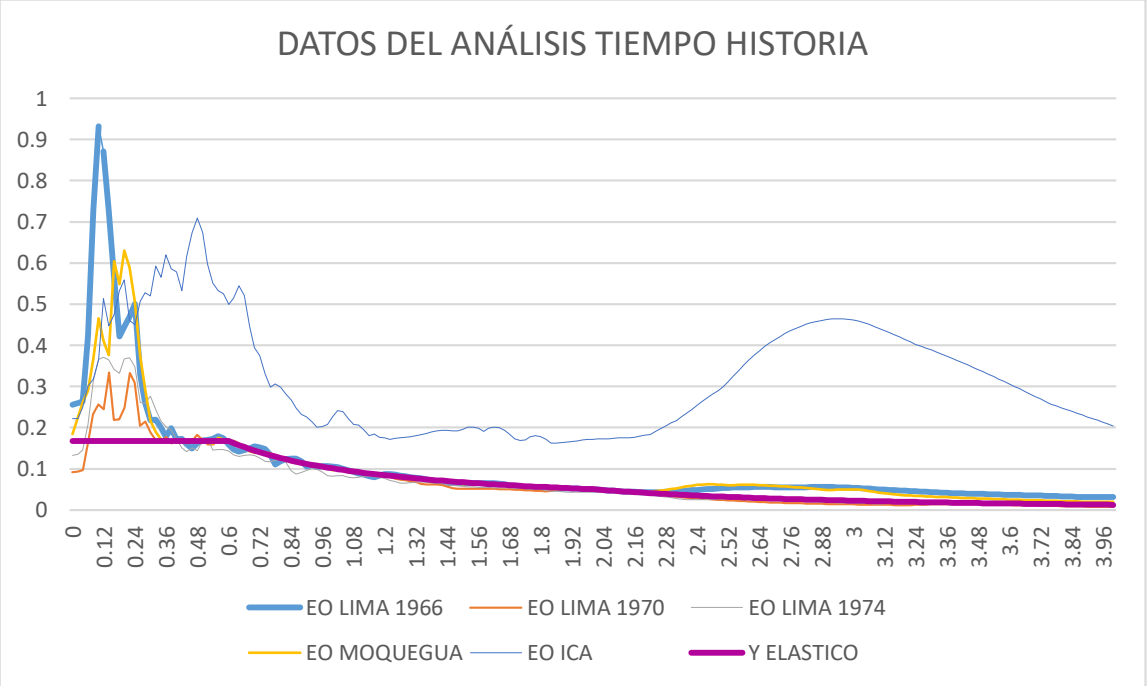


Figura 126: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño NS Kausel.

MODELO DINÁMICO DE NRUSA

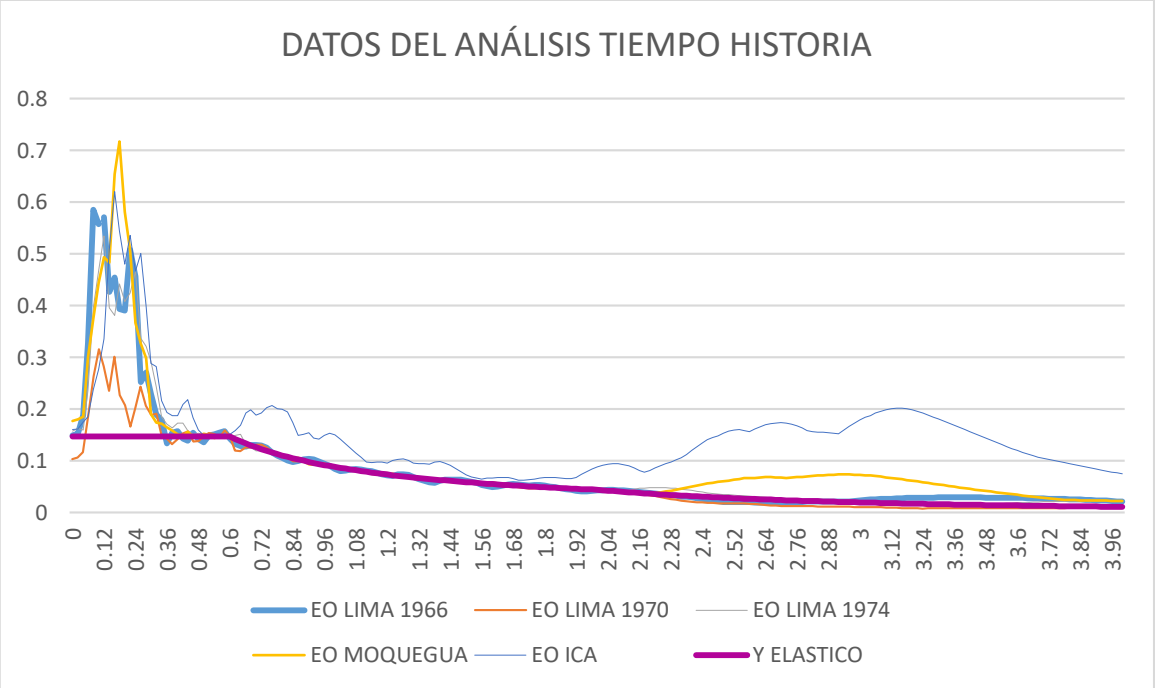


Figura 127: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño EO NRUSA.

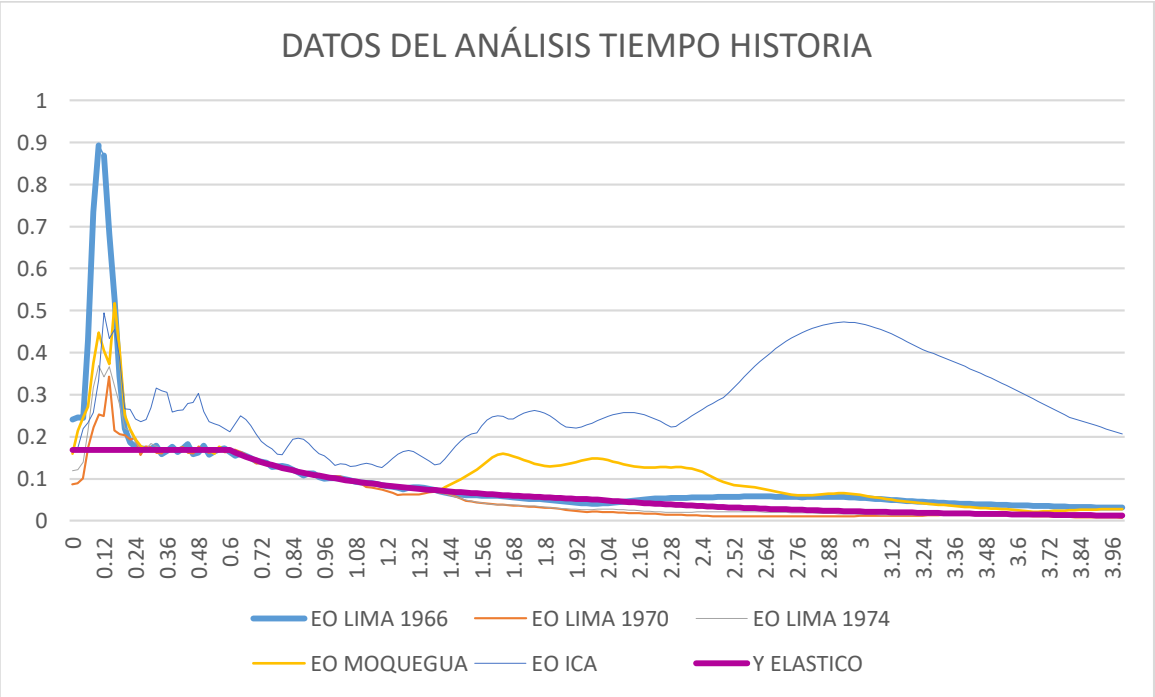


Figura 128: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño NS NRUSA.

MODELO DINÁMICO DE BARKAN

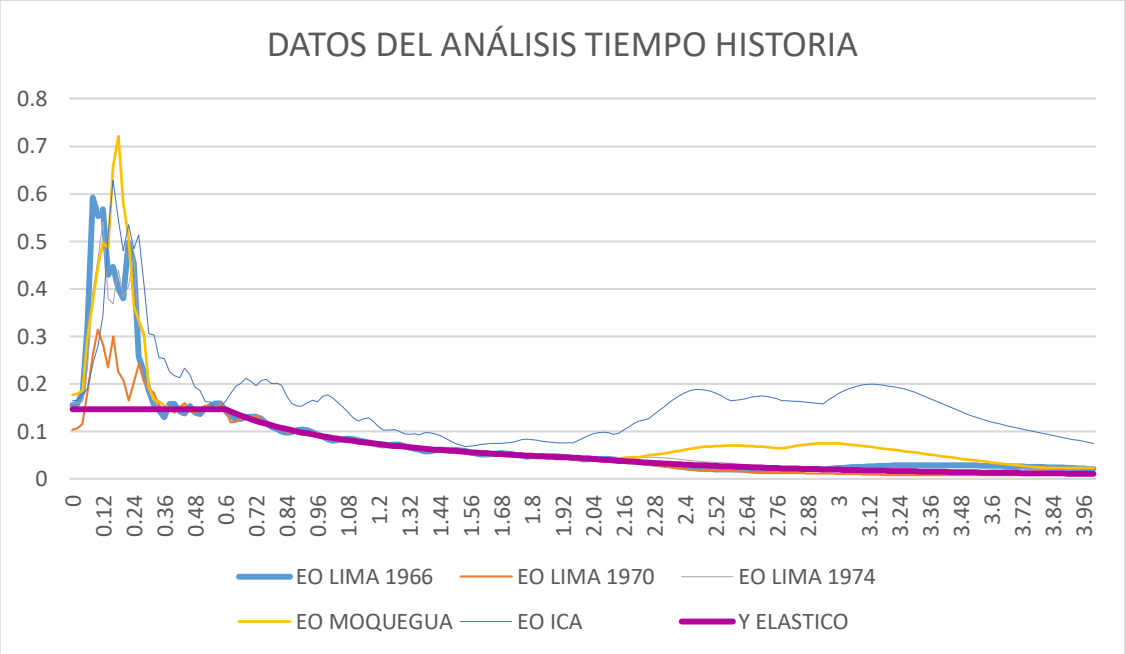


Figura 129: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño EO BARKAN.

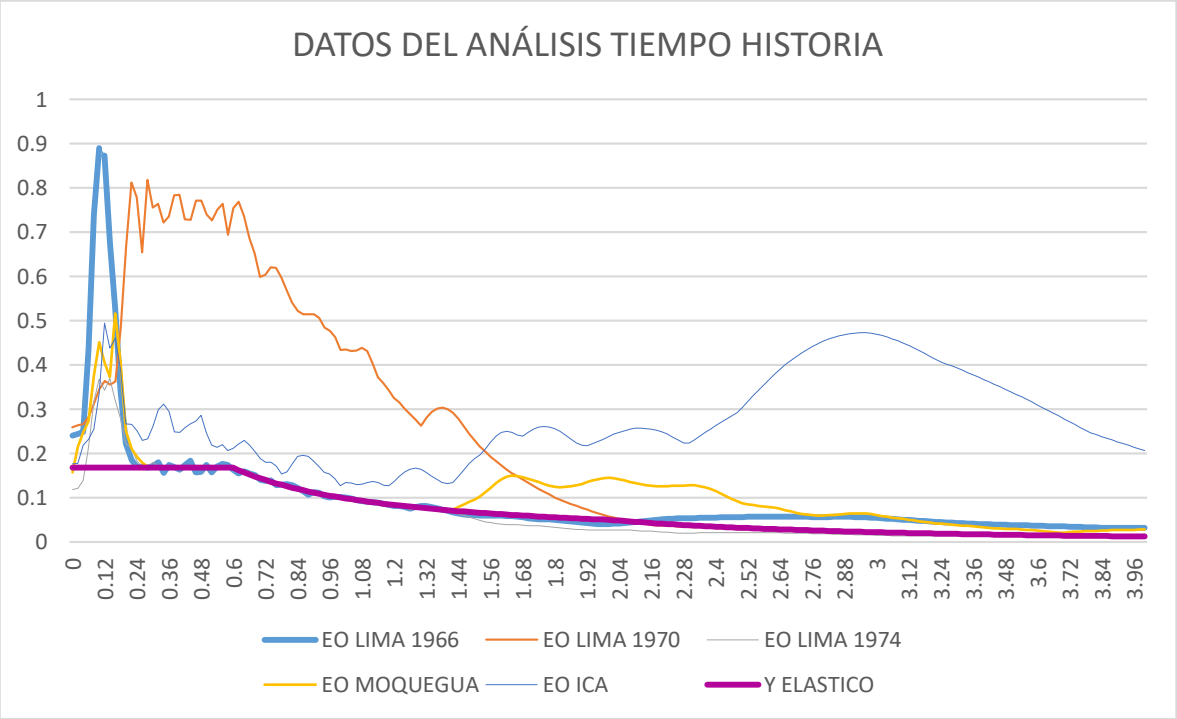


Figura 130: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño NS BARKAN.

MODELO DINÁMICO DE SARGSIAN

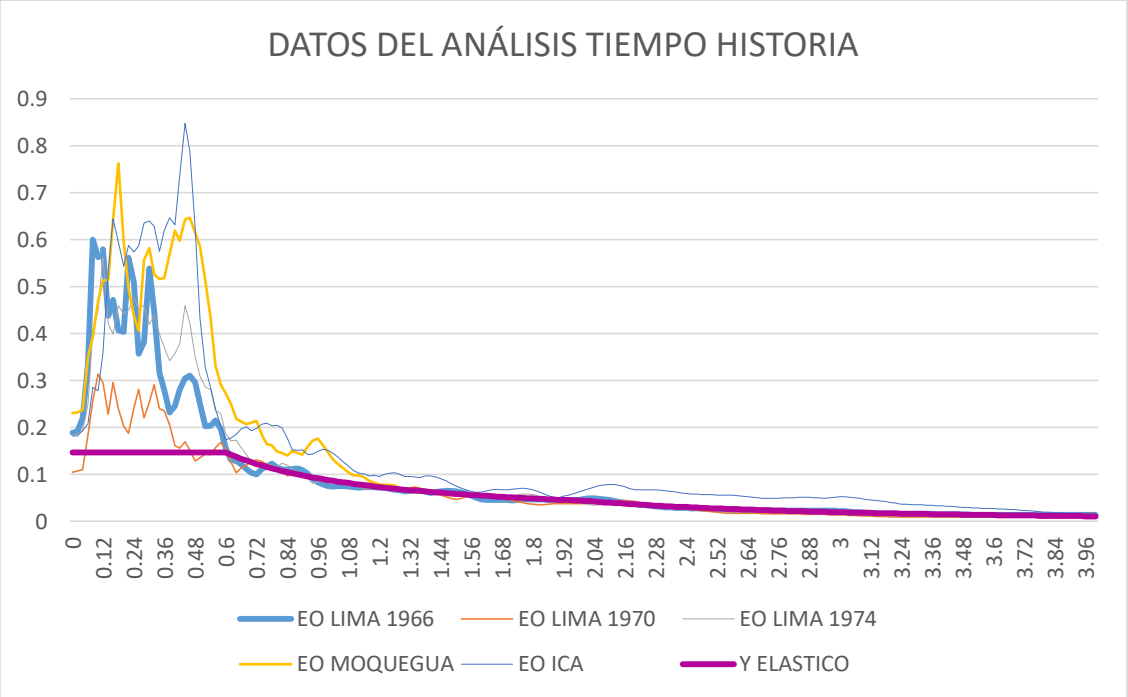


Figura 131: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño EO SARGSIAN.

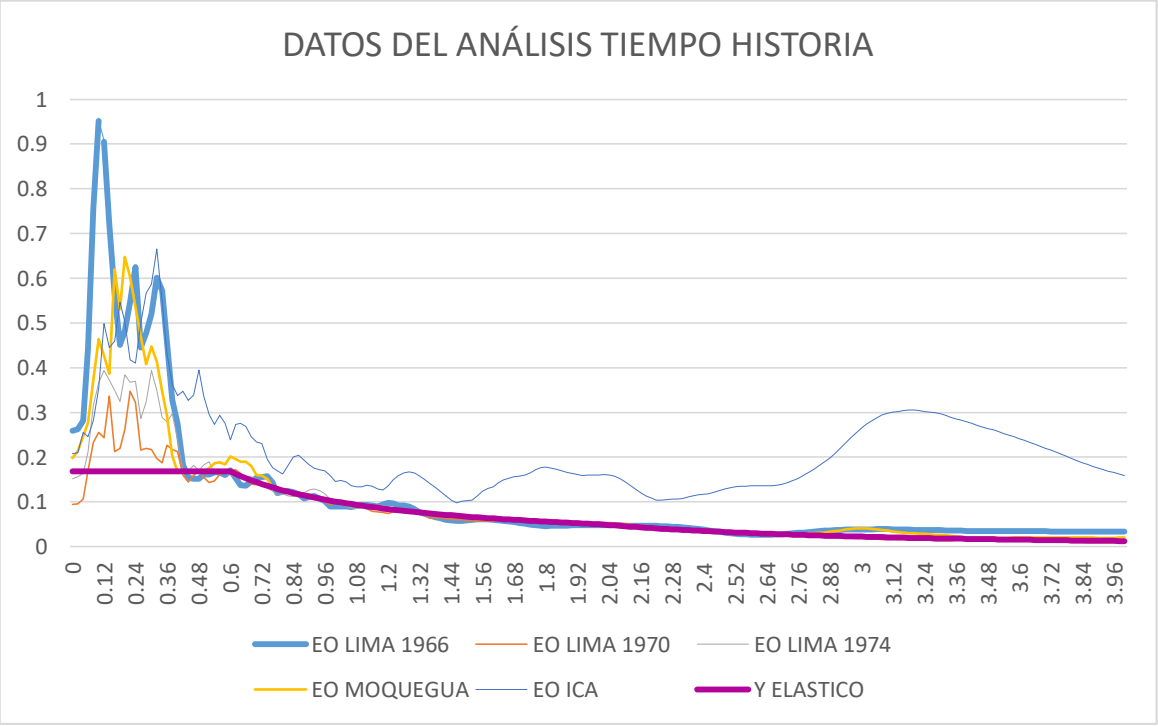


Figura 132: Espectro de pseudo aceleraciones de diseño NS SARGSIAN.

5.1.3.1 DESPLAZAMIENTOS

En la siguiente tabla y figura se mostrarán los desplazamientos máximos y derivas máximas respecto a los cinco registros utilizados, para el modelo convencional y los modelos dinámicos.

Tabla 75: Resumen de desplazamiento máximo de entrepiso en la dirección X.

DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO (m) - Dirección X							
PISO	Empotrado	ASCE	GAZETAS	KAUSEL	NRUSA	BARKAN	SARGSIAN
AZOTEA	0.06871	0.06708	0.10447	0.07218	0.07364	0.07782	0.15007
PISO 8	0.06245	0.06101	0.09605	0.06565	0.06673	0.07036	0.13729
PISO 7	0.05536	0.05329	0.08418	0.05703	0.05849	0.06168	0.11951
PISO 6	0.04888	0.04666	0.07504	0.04994	0.05109	0.05404	0.10563
PISO 5	0.04112	0.03887	0.06474	0.04179	0.04238	0.04494	0.09115
PISO 4	0.03250	0.03050	0.05357	0.03311	0.03301	0.03513	0.07623
PISO 3	0.02683	0.02187	0.04170	0.02584	0.02360	0.02503	0.06104
PISO 2	0.02088	0.01318	0.02899	0.01849	0.01644	0.01477	0.04505
PISO 1	0.01481	0.00677	0.01720	0.01157	0.01020	0.00605	0.02953

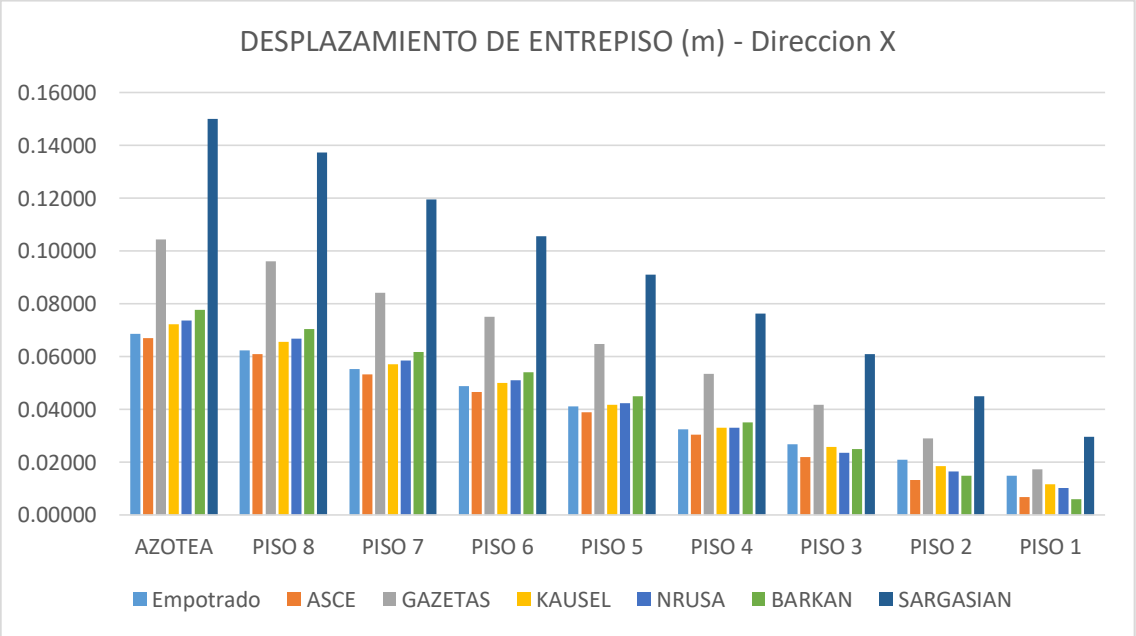


Figura 133: Resumen de desplazamiento máximo de entrepiso en la dirección X.

En la tabla y figura se observa claramente que los desplazamientos de entrepiso son mayores con la Interacción suelo estructura respecto al modelo empotrado en la base.

Tabla 76: Resumen de desplazamiento máximo de entrepiso en la dirección Y.

DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO (m) - Dirección Y							
PISO	Empotrado	ASCE	GAZETAS	KAUSEL	NRUSA	BARKAN	SARGSIAN
AZOTEA	0.06561	0.10754	0.10540	0.16741	0.05532	0.04814	0.22493
PISO 8	0.06060	0.09797	0.09739	0.15336	0.05059	0.04364	0.20689
PISO 7	0.05400	0.08541	0.08686	0.13460	0.04452	0.03782	0.18285
PISO 6	0.04894	0.07537	0.07827	0.11979	0.03981	0.03352	0.16428
PISO 5	0.04375	0.06499	0.06929	0.10457	0.03496	0.02873	0.14536
PISO 4	0.03828	0.05383	0.05948	0.08843	0.02971	0.02338	0.12568
PISO 3	0.03248	0.04189	0.04882	0.07140	0.02411	0.01753	0.10529
PISO 2	0.02608	0.02870	0.03689	0.05286	0.01810	0.01135	0.08335
PISO 1	0.02069	0.01586	0.02526	0.03480	0.01225	0.00567	0.06197

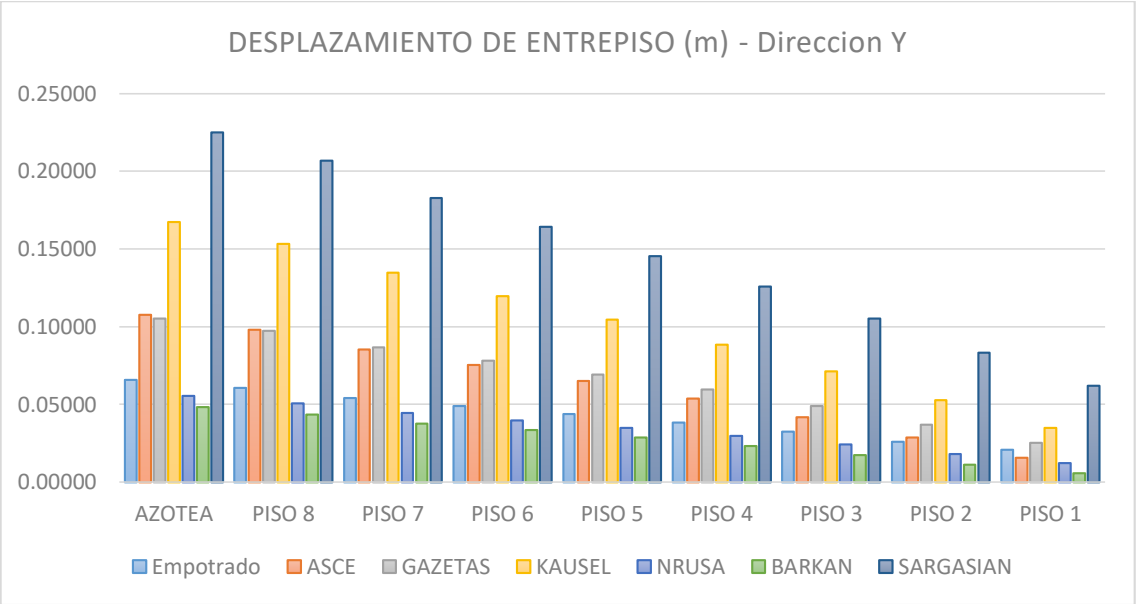


Figura 134: Resumen de desplazamiento máximo de entrepiso en la dirección Y.

En la tabla y figura se observa claramente que los desplazamientos de entrepiso son mayores con la Interacción suelo estructura respecto al modelo empotrado en la base.

Tabla 77: Resumen de derivas máximo de entrepiso en la dirección X.

DERIVASDE ENTREPISO (Δ/H) - Dirección X							
PISO	Empotrado	ASCE	GAZETAS	KAUSEL	NRUSA	BARKAN	SARGSIAN
AZOTEA	0.00719	0.00697	0.00967	0.0075	0.00793	0.00856	0.01468
PISO 8	0.00597	0.00649	0.00998	0.0072	0.00693	0.00730	0.01494
PISO 7	0.00743	0.00762	0.01050	0.0081	0.00850	0.00878	0.01595
PISO 6	0.00892	0.00894	0.01183	0.0094	0.01001	0.01045	0.01663
PISO 5	0.00990	0.00962	0.01284	0.0100	0.01076	0.01127	0.01714
PISO 4	0.01059	0.00990	0.01363	0.0083	0.01099	0.01161	0.01745
PISO 3	0.01058	0.00950	0.01389	0.0080	0.01046	0.01121	0.01747
PISO 2	0.00908	0.00695	0.01288	0.0077	0.00871	0.00953	0.01697
PISO 1	0.00549	0.00525	0.00902	0.0053	0.00498	0.00579	0.01409

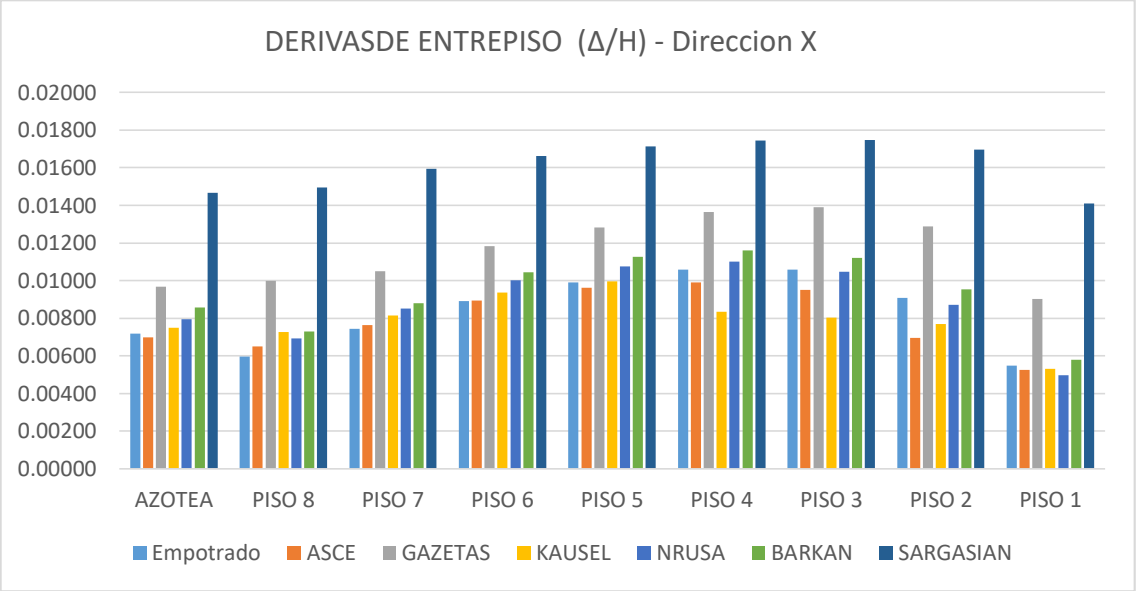


Figura 135: Resumen de derivas máximo de entrepiso en la dirección X.

En la tabla y figura se observa claramente que las derivas no cumplen con lo especificado en la norma E030 (máximo de 0,007 para estructuras de concreto armado), para el modelo convencional y modelo dinámico de Interacción suelo estructura, siendo estas mayores respecto al modelo convencional.

Tabla 78: Resumen de derivas máximo de entrepiso en la dirección Y.

DERIVASDE ENTREPISO (Δ/H) - Dirección Y							
PISO	Empotrado	ASCE	GAZETAS	KAUSEL	NRUSA	BARKAN	SARGSIAN
AZOTEA	0.00552	0.00961	0.00805	0.01412	0.00483	0.00453	0.01812
PISO 8	0.00521	0.00924	0.00774	0.01380	0.00453	0.00428	0.01769
PISO 7	0.00512	0.01009	0.00864	0.01489	0.00455	0.00432	0.01866
PISO 6	0.00572	0.01043	0.00903	0.01529	0.00512	0.00481	0.01902
PISO 5	0.00597	0.01121	0.00986	0.01622	0.00575	0.00539	0.01978
PISO 4	0.00603	0.01200	0.01072	0.01711	0.00626	0.00588	0.02050
PISO 3	0.00645	0.01261	0.01140	0.01773	0.00648	0.00591	0.02097
PISO 2	0.00581	0.01228	0.01113	0.01727	0.00593	0.00543	0.02045
PISO 1	0.00442	0.01097	0.00981	0.01575	0.00436	0.00473	0.01898

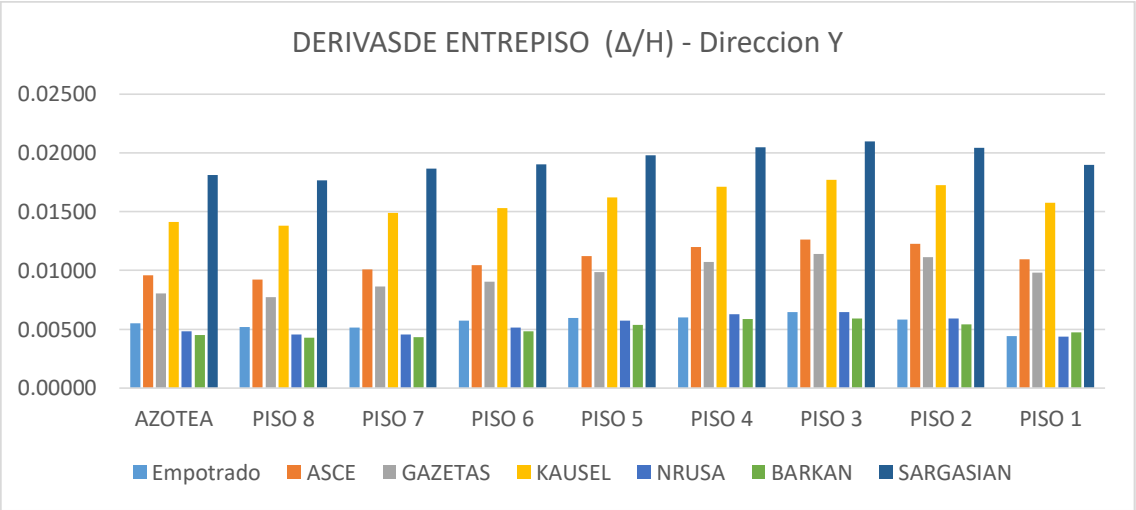


Figura 136: Resumen de derivas máximo de entrepiso en la dirección Y.

En la tabla y figura se observa claramente que las derivas para el modelo convencional cumplen con lo especificado en la norma E030 (máximo de 0,007 para estructuras de concreto armado), pero para los modelos dinámicos de Interacción suelo estructura cumplen con los modelos dinámicos de Nrusa, Barkan, excepto los modelos de Asce, Gazetas, Kausel, Sargsian.

5.1.3.2 FUERZAS INTERNAS

En los siguientes cuadros se puede apreciar los esfuerzos obtenidos del análisis tiempo historia para lo cual describiremos los esfuerzos obtenidos para cada registro utilizado para cada elemento estructural, columnas, muros y vigas, así mismo podremos ver la variación entre modelos dinámicos de Interacción suelo estructura y el modelo convencional.

PROMEDIO DE RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

En las siguientes tablas y figuras se podrá ver los resultados de los promedios de cada elemento estructural.

DIRECCIÓN X

REGISTRO DE LIMA 1966

Tabla 79: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
5.90	12.03	9.51	10.25	11.95	11.66	6.33

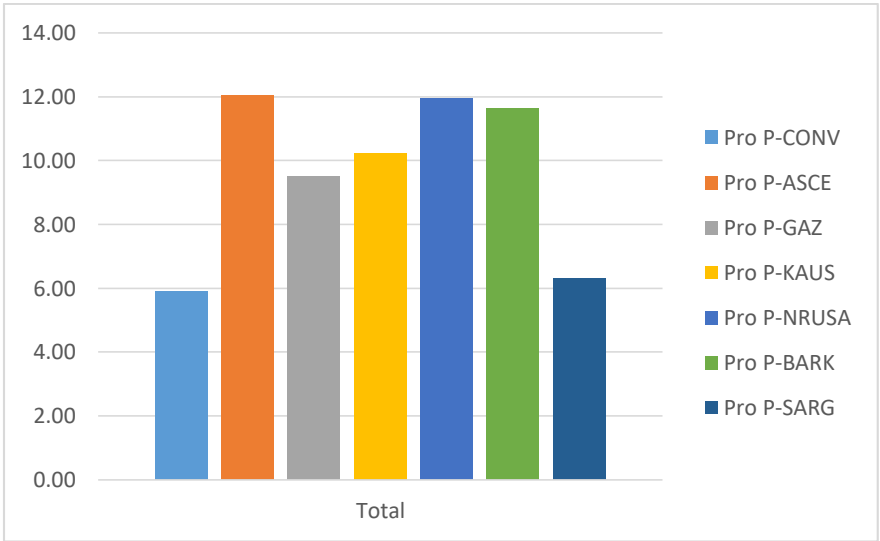


Figura 137: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla 80 y figura 138 se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver el aumento de los esfuerzos en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN.

Tabla 80: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
5.63	3.96	3.37	3.39	3.91	3.96	1.85

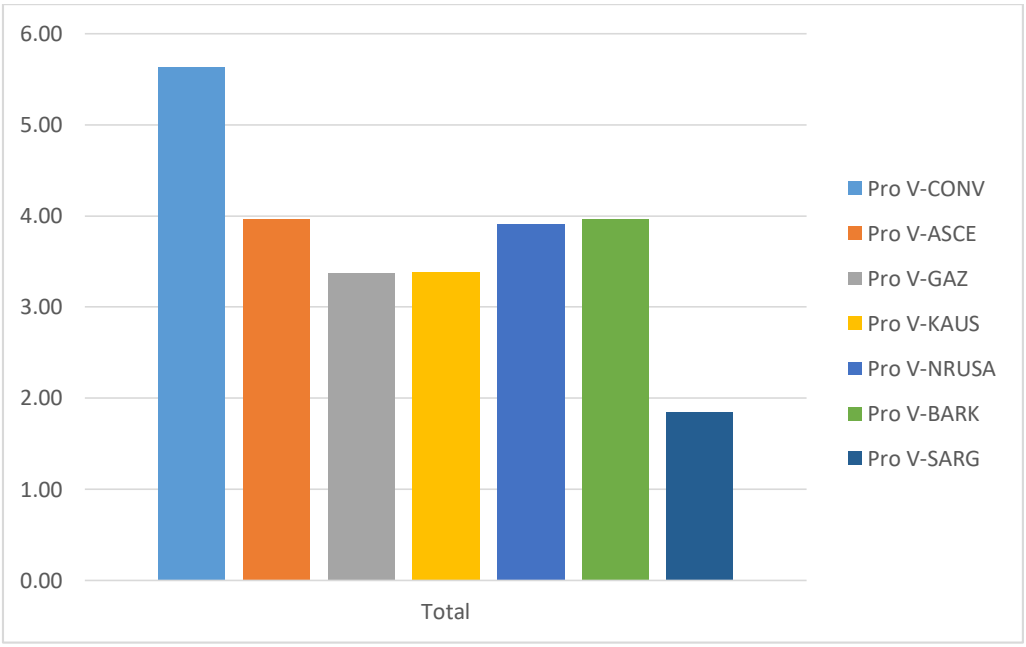


Figura 138: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla 81 y figura 139 se aprecian el promedio de los esfuerzos cortantes obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos de ASCE, GAZETAS, KAUSEL, NRUSA, BARKAN, SARGSIAN.

Tabla 81: Momento Flector Promedio en Columna.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
5.68	7.12	6.04	5.98	7.02	7.23	3.40

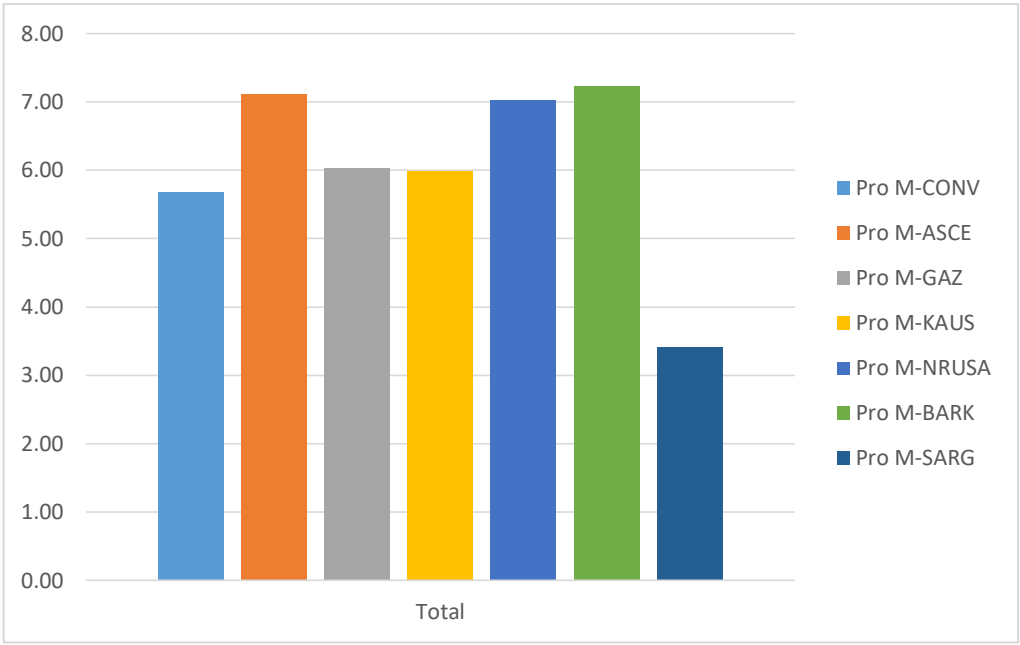


Figura 139: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos de SARGSIAN, mientras que en los demás se incrementan.

Tabla 82: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
22.20	22.73	18.76	18.37	22.62	22.97	10.58

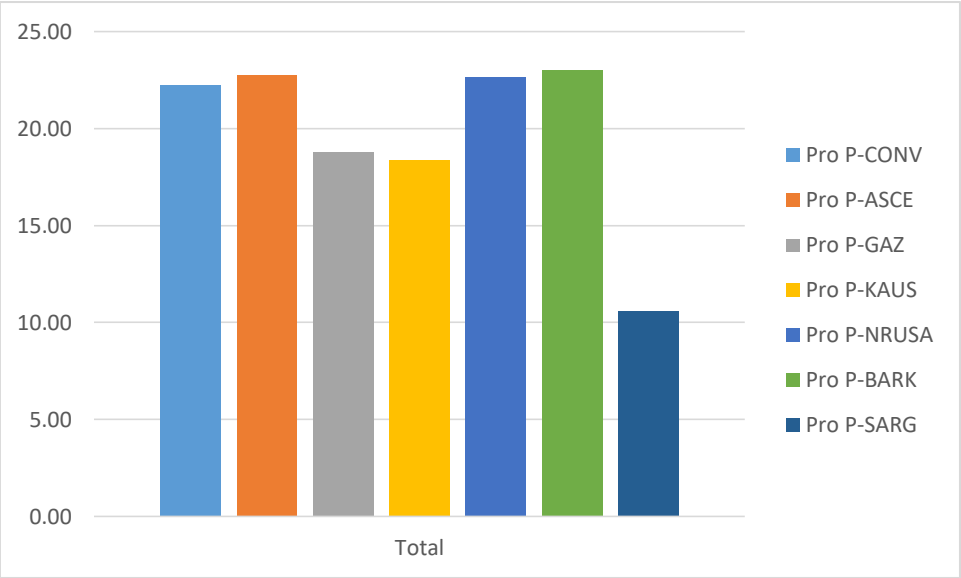


Figura 140: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos de SARGSIAN, GAZETAS, KAUSEL mientras que en los demás se incrementan.

Tabla 83: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
25.89	24.58	22.58	19.82	23.15	25.56	11.33

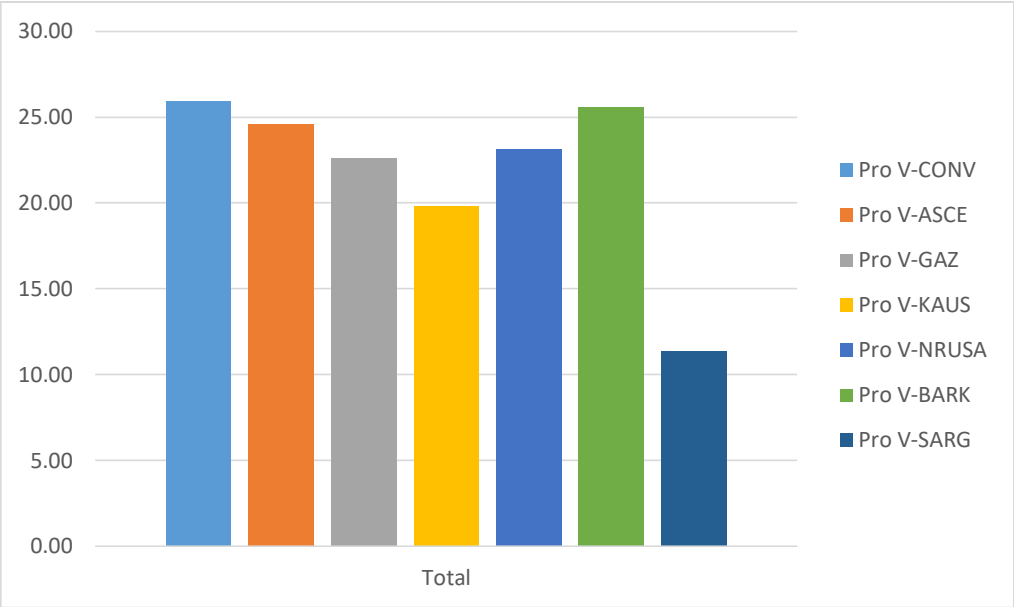


Figura 141: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, mientras que los modelos dinámicos de Barkan, Asce y Nrusa se acercan más al modelo convencional.

Tabla 84: Momento Flector Promedio en Muro.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
51.43	49.28	44.12	39.79	48.37	51.60	22.52

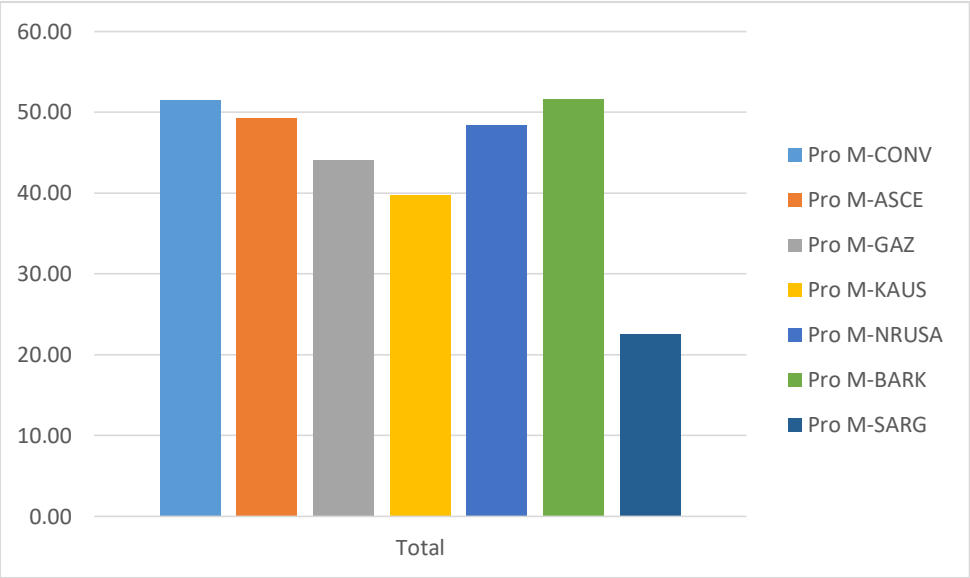


Figura 142: Momento Flector Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, mientras que los modelos dinámicos de Barkan, Asce y Nrusa se acercan más al modelo convencional.

Tabla 85: Momento Torsor Promedio en Viga.

Pro de T-CONV	Pro de T-ASCE	Pro de T-GAZE	Pro de T-KAUS	Pro de T-NRUSA	Pro de T-BARKAN	Pro de T-SARG
0.10	0.11	0.09	0.09	0.10	0.11	0.05

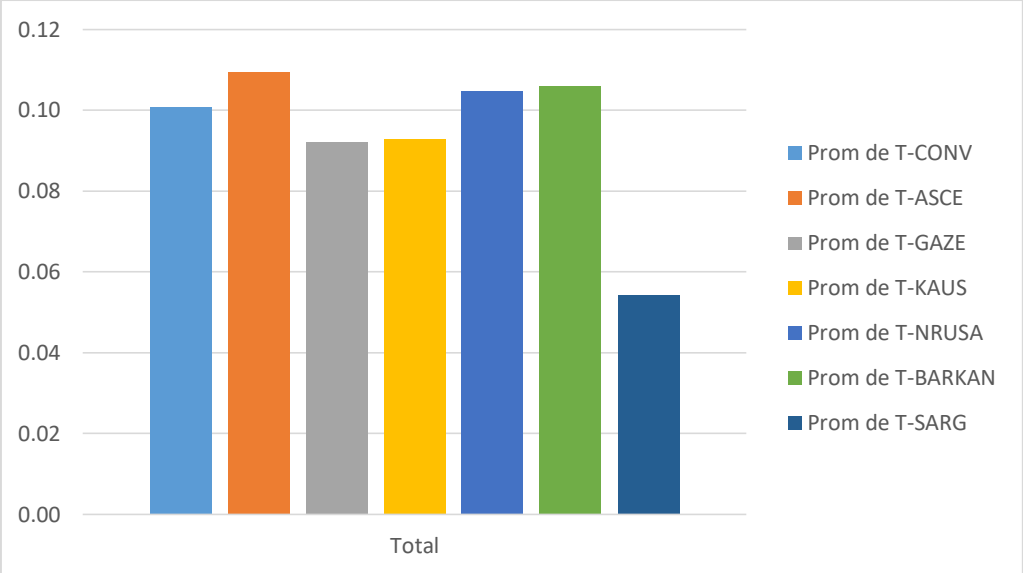


Figura 143: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento torsor obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Gazetas, Kausel y Sargsian, mientras que los modelos dinámicos de Barkan, Asce y Nrusa aumentan.

Tabla 86: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

Pro de V-CONV	Pro de V-ASCE	Pro de V-GAZE	Pro de V-KAUS	Pro de V-NRUSA	Pro de V-BARKAN	Pro de V-SARG
1.49	1.52	1.28	1.30	1.55	1.52	0.66

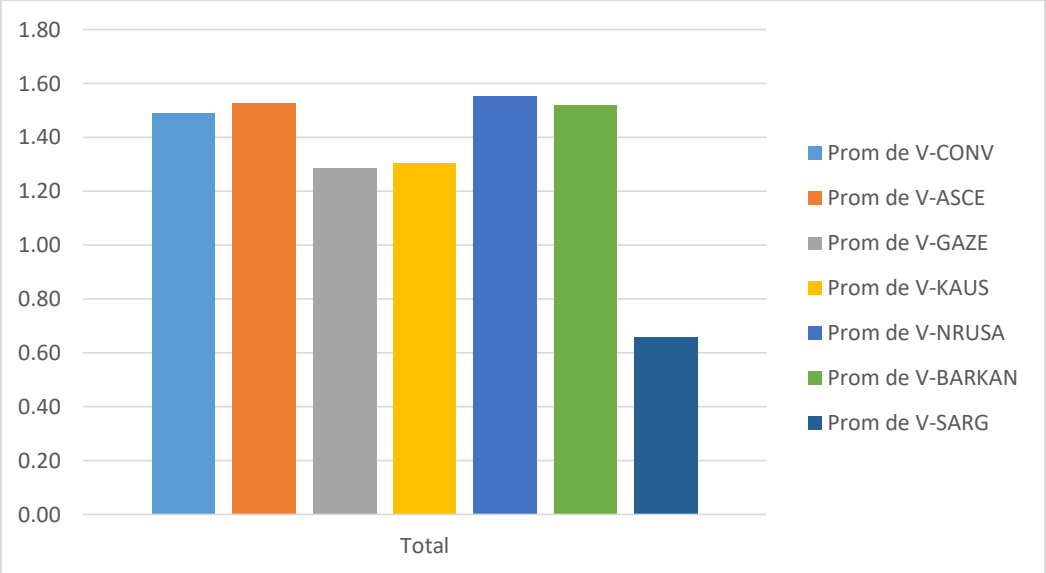


Figura 144: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento torsor obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Gazetas, Kausel y Sargsian, mientras que los modelos dinámicos de Barkan, Asce y Nrusa aumentan.

Tabla 87: Momento Flector Promedio en Viga.

Pro de M-CONV	Pro de M-ASCE	Pro de M-GAZE	Pro de M-KAUS	Pro de M-NRUSA	Pro de M-BARKAN	Pro de M-SARG
2.93	3.01	2.49	2.57	3.02	2.99	1.60

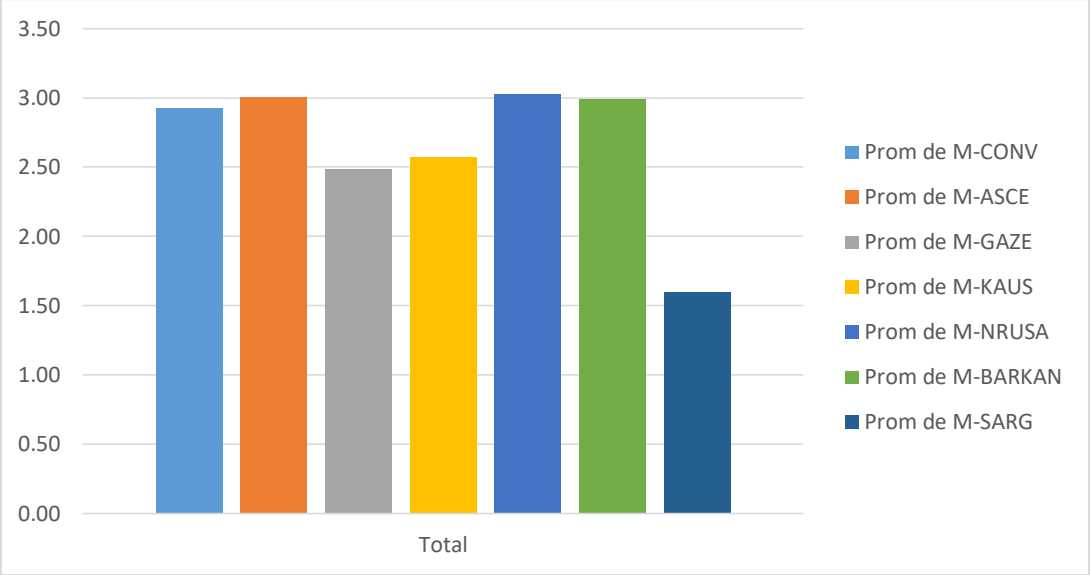


Figura 145: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento torsor obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Gazetas, Kausel y Sargsian, mientras que los modelos dinámicos de Barkan, Asce y Nrusa aumentan.

REGISTRO DE LIMA 1970

Tabla 88: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
11.94	10.97	7.91	11.65	10.21	11.09	4.47

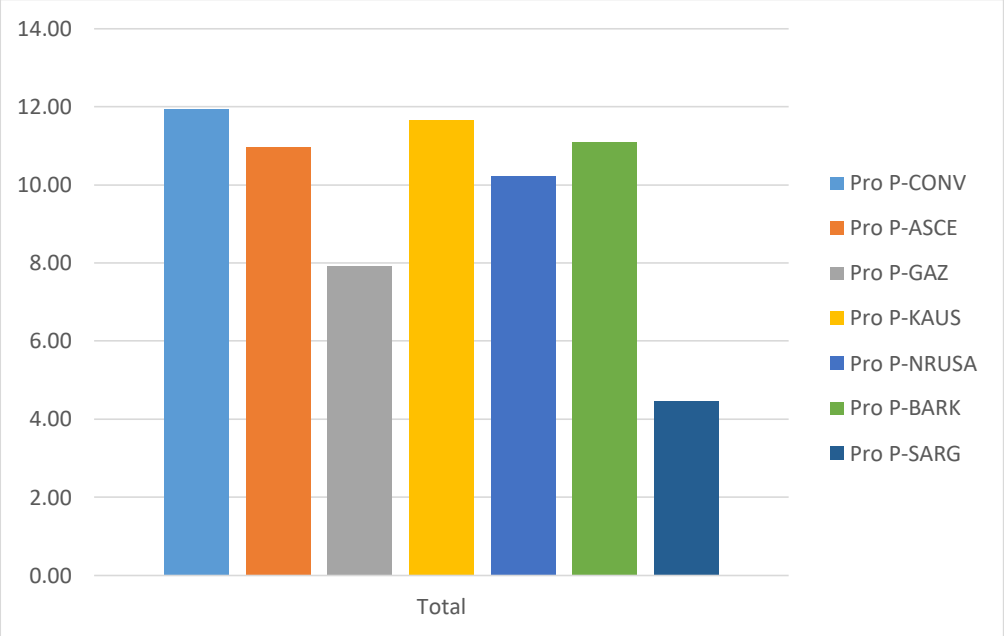


Figura 146: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Asce, Kausel y Barkan, se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 89: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
3.94	3.74	2.46	3.45	3.57	3.77	1.38

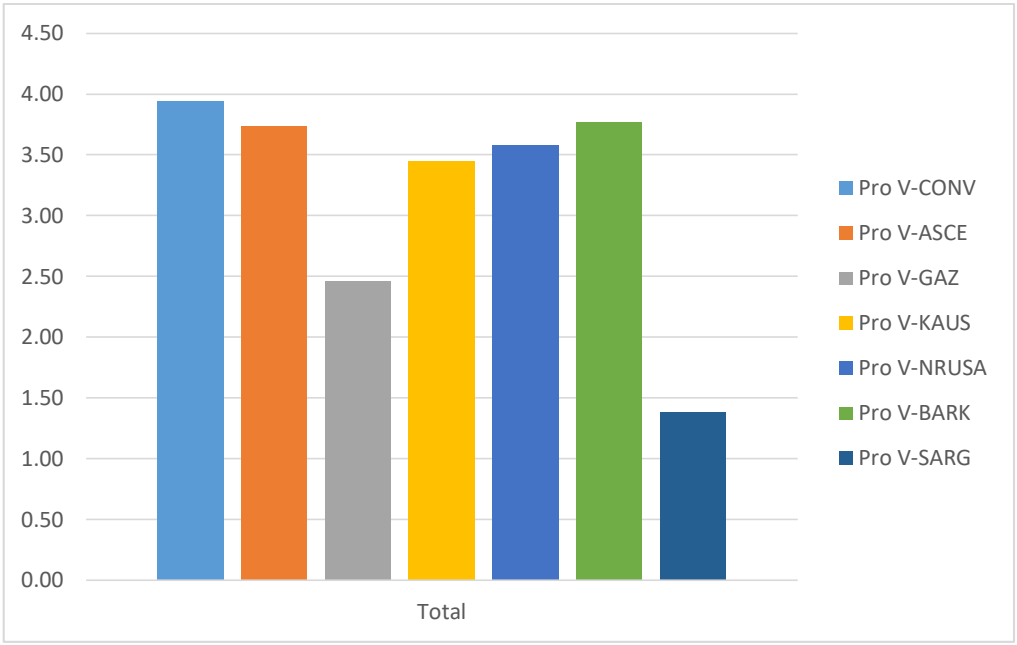


Figura 147: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Asce, Nrusa y Barkan, se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 90: Momento Flector Promedio en Columna.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
7.10	6.66	4.48	6.20	6.38	6.77	2.46

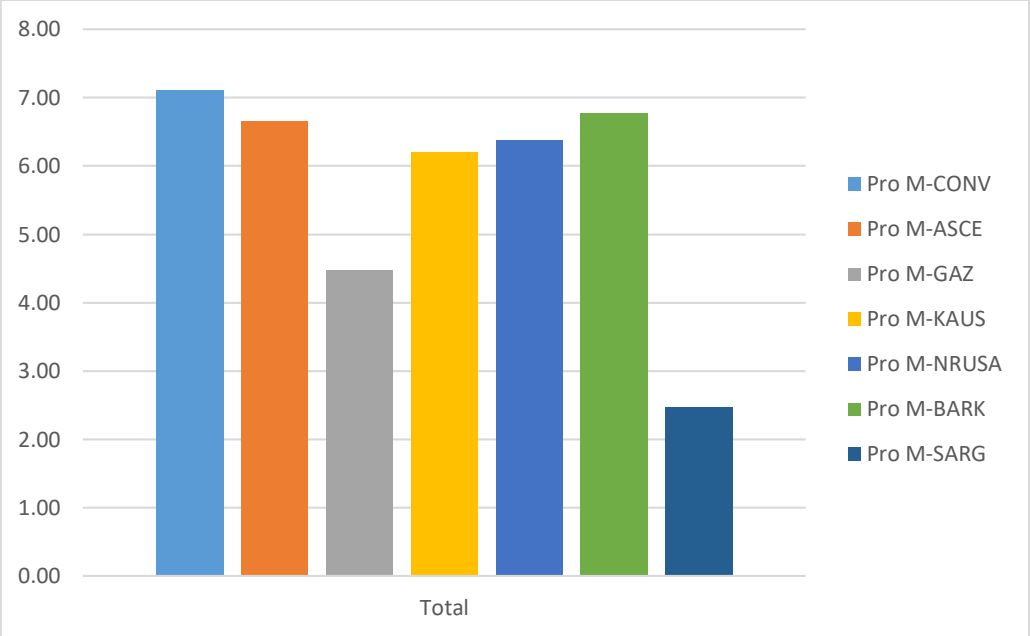


Figura 148: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Asce, Nrusa y Barkan, se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 91: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
20.80	20.72	10.40	19.04	19.29	19.68	8.31

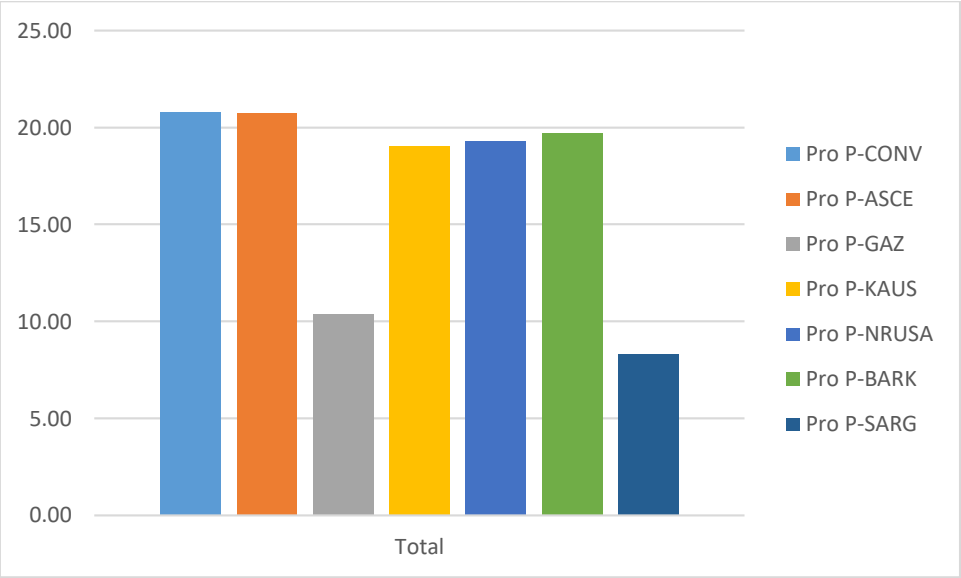


Figura 149: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Asce, Nrusa y Barkan, se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 92: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
22.95	23.37	10.12	19.06	22.55	22.65	8.65

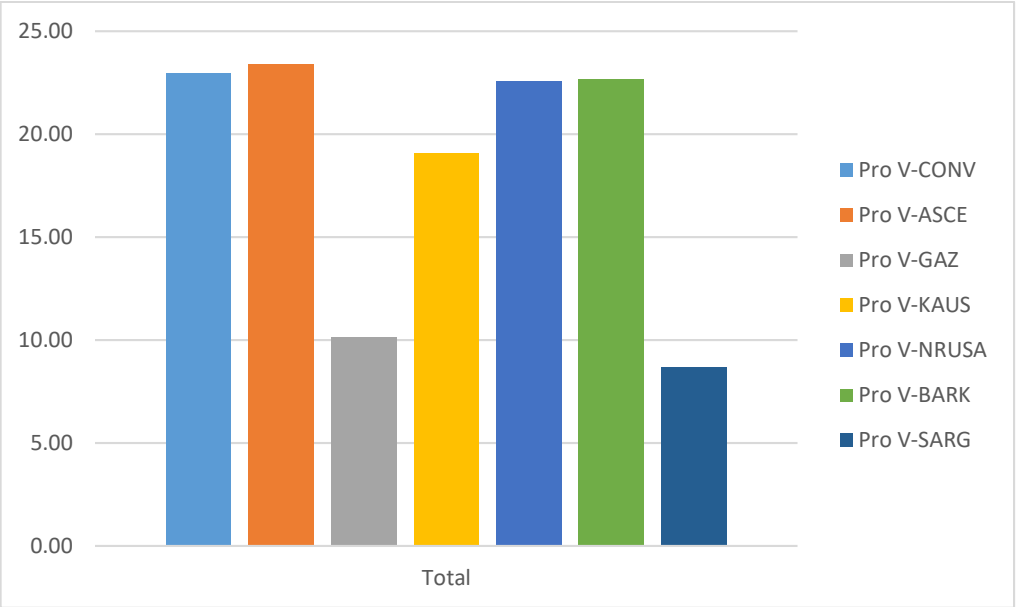


Figura 150: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos a excepción del modelo dinámico de Asce, asimismo se puede ver que los modelos de Nrusa y Barkan, se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 93: Momento Flector Promedio en Muro.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
46.78	47.09	21.04	39.02	44.68	45.47	16.62

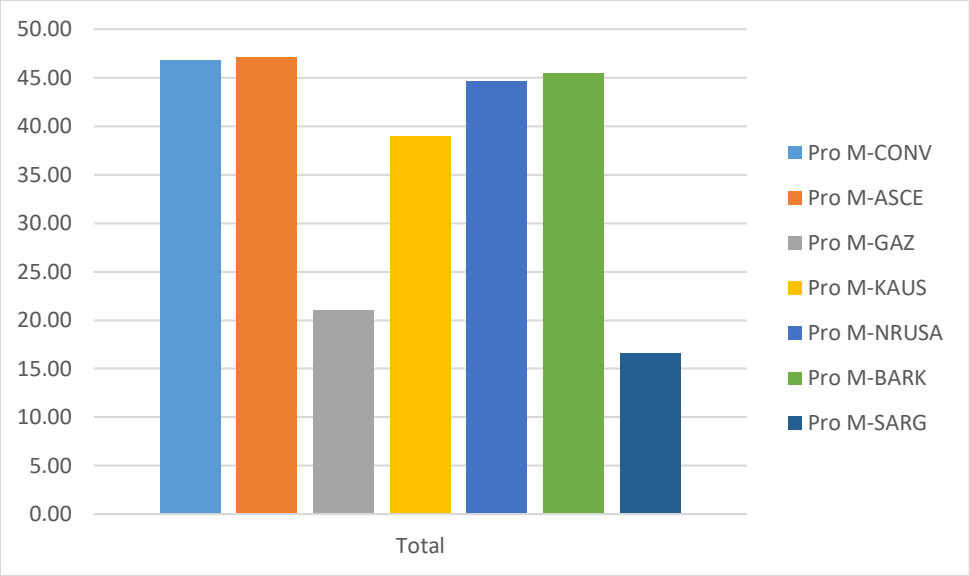


Figura 151: Momento Flector Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos a excepción del modelo dinámico de Asce, asimismo se puede ver que los modelos de Nrusa y Barkan, se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 94: Momento Torsor Promedio en Viga.

Pro de T-CONV	Pro de T-ASCE	Pro de T-GAZE	Pro de T-KAUS	Pro de T-NRUSA	Pro de T-BARKAN	Pro de T-SARG
0.10	0.09	0.06	0.09	0.08	0.09	0.04

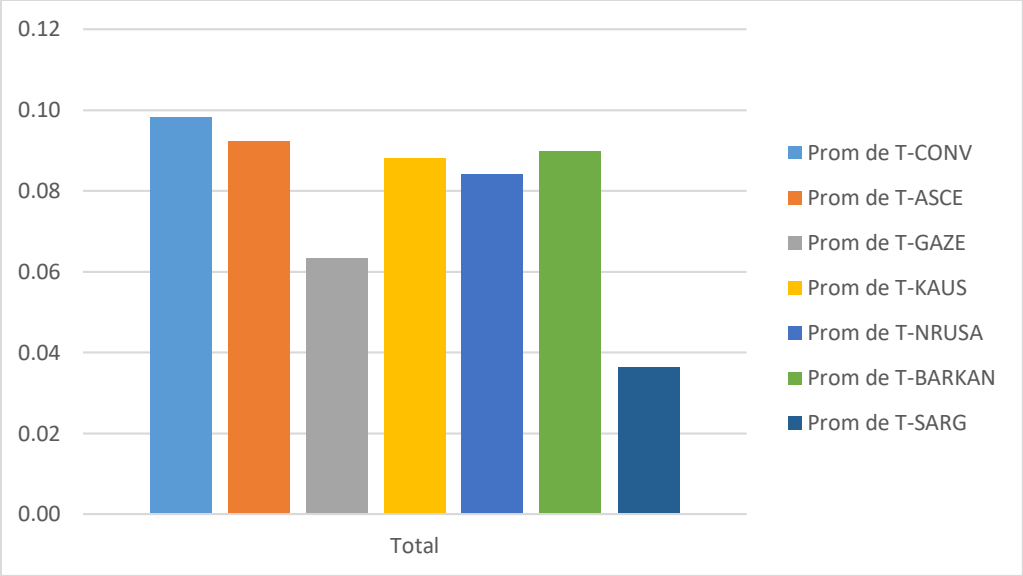


Figura 152: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento torsor obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Nrusa y Barkan, Asce y Kausel se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 95: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

Pro de V-CONV	Pro de V-ASCE	Pro de V-GAZE	Pro de V-KAUS	Pro de V-NRUSA	Pro de V-BARKAN	Pro de V-SARG
1.52	1.42	0.92	1.29	1.31	1.41	0.51

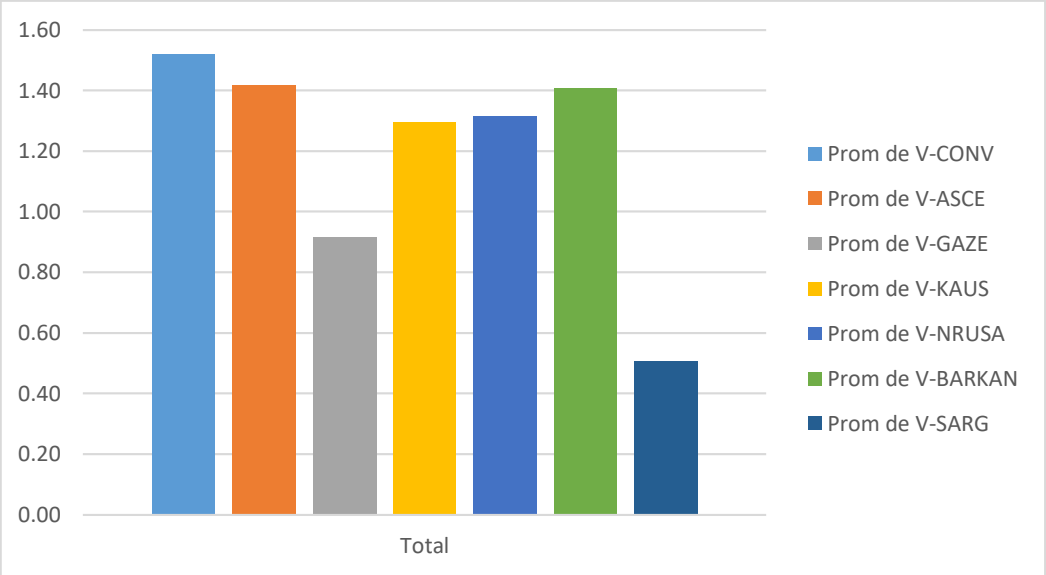


Figura 153: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Nrusa y Barkan, Asce y Kausel se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 96: Momento Flector Promedio en Viga.

Pro de M-CONV	Pro de M-ASCE	Pro de M-GAZE	Pro de M-KAUS	Pro de M-NRUSA	Pro de M-BARKAN	Pro de M-SARG
2.95	2.80	1.95	2.89	2.61	2.73	1.07

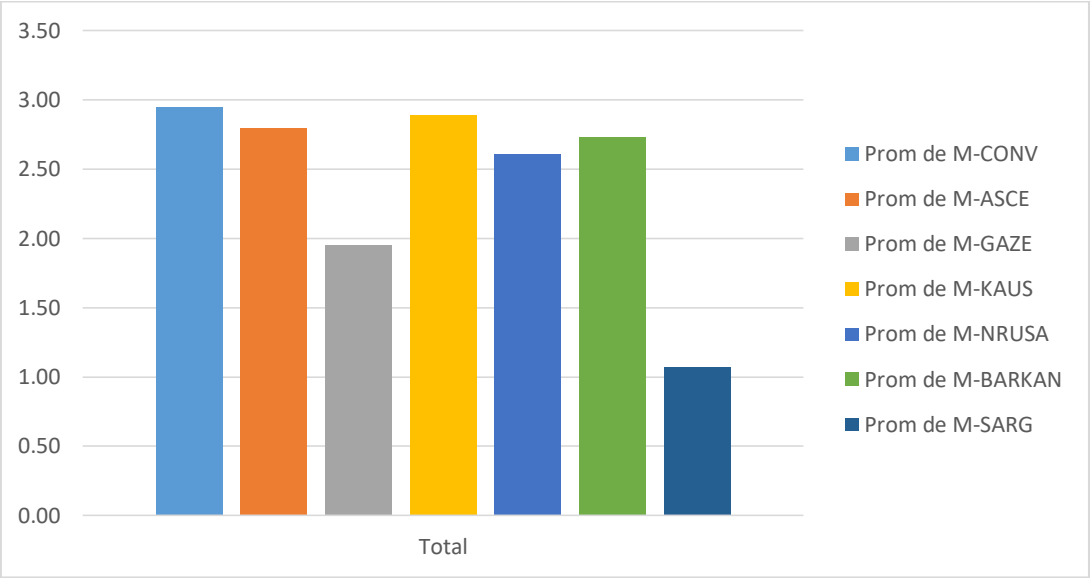


Figura 154: Momento Flector Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Nrusa y Barkan, Asce y Kausel se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

REGISTRO DE LIMA 1974

Tabla 97: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
12.56	10.31	10.14	9.84	11.60	11.45	6.95

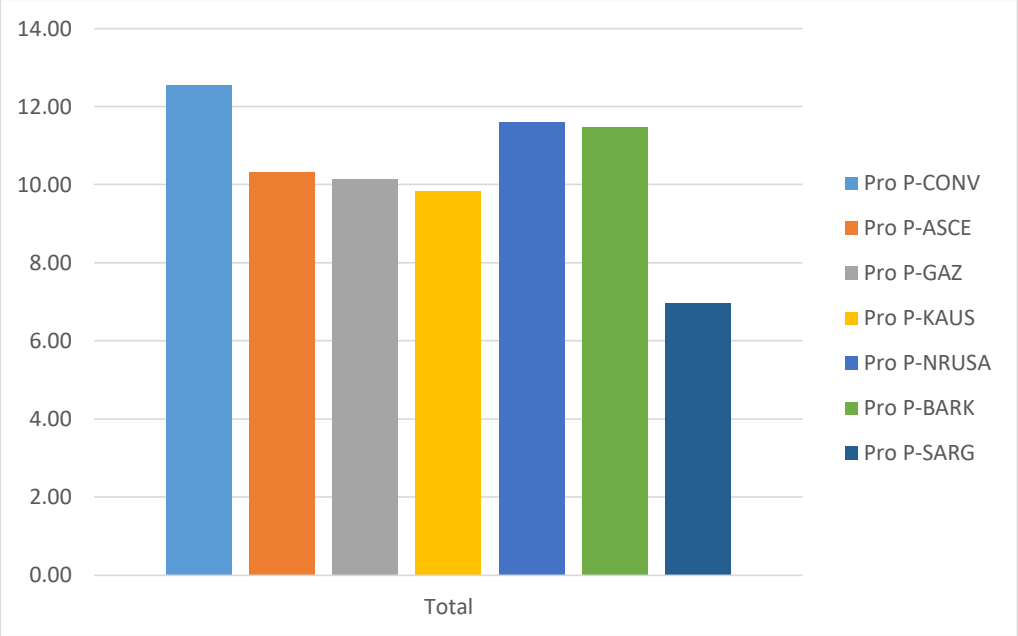


Figura 155: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Nrusa y Barkan, Asce y se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 98: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
4.26	3.35	3.07	3.04	3.83	3.82	2.03

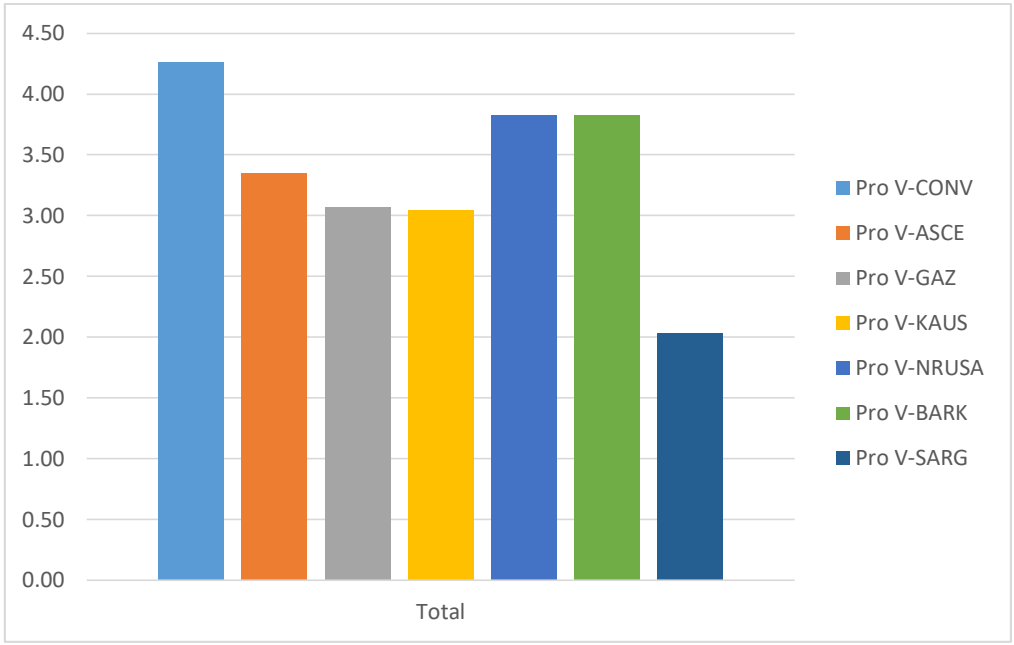


Figura 156: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Nrusa y Barkan, Asce y se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 99: Momento Flector Promedio en Columna.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
7.68	6.05	5.57	5.45	6.90	6.81	3.79

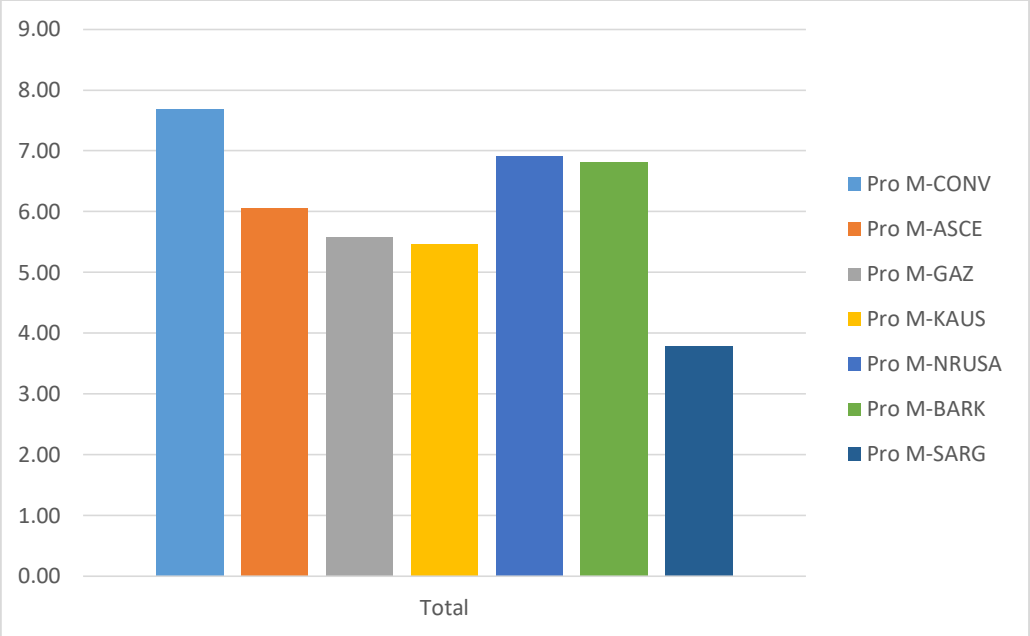


Figura 157: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Nrusa y Barkan, Asce y se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 100: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
23.55	18.38	16.93	17.76	21.36	21.50	11.72

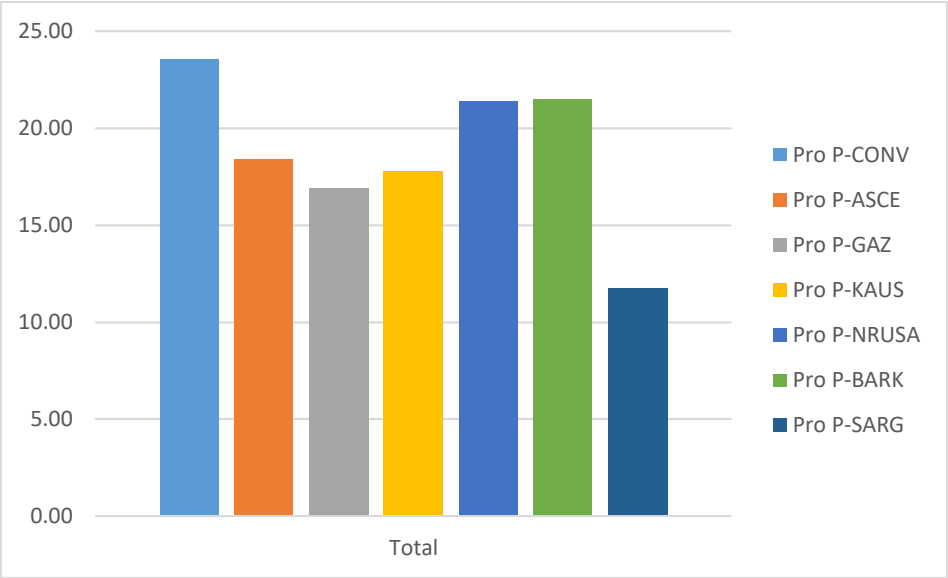


Figura 158: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Nrusa y Barkan, Asce y se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 101: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
27.50	20.73	18.25	19.31	24.21	24.03	13.70

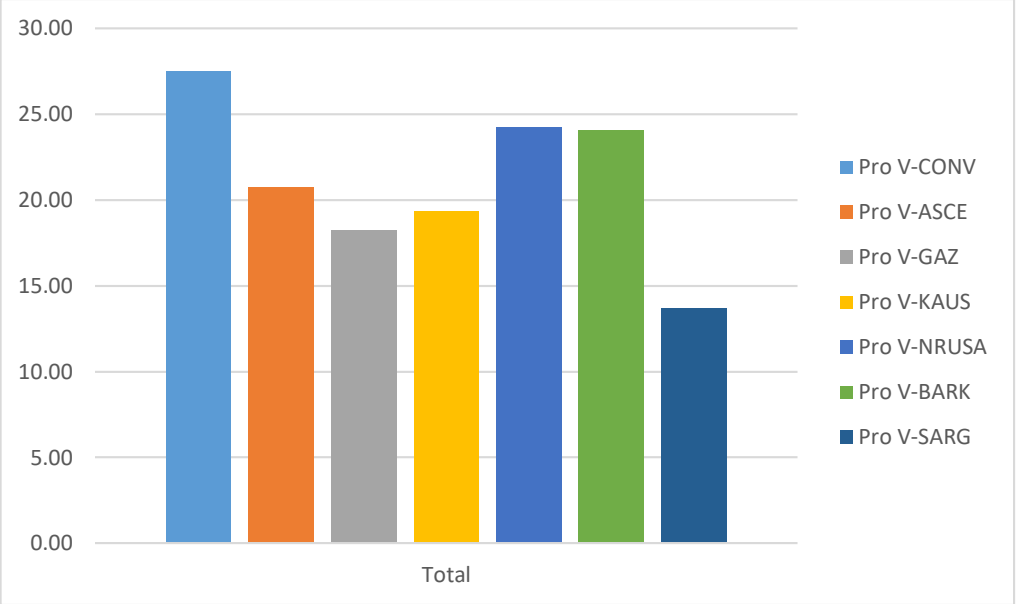


Figura 159: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Nrusa y Barkan, Asce y se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 102: Momento Flector Promedio en Muro.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
54.07	40.53	35.47	38.62	47.70	47.07	26.57

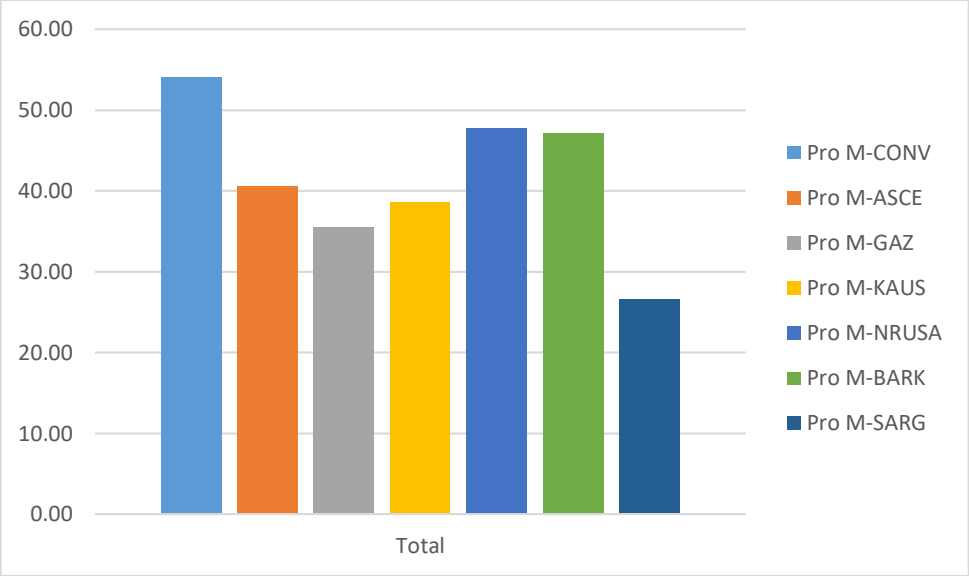


Figura 160: Momento Flector Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Nrusa y Barkan, Asce y se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 103: Momento Torsor Promedio en Viga.

Pro de T-CONV	Pro de T-ASCE	Pro de T-GAZE	Pro de T-KAUS	Pro de T-NRUSA	Pro de T-BARKAN	Pro de T-SARG
0.11	0.09	0.08	0.08	0.10	0.10	0.06

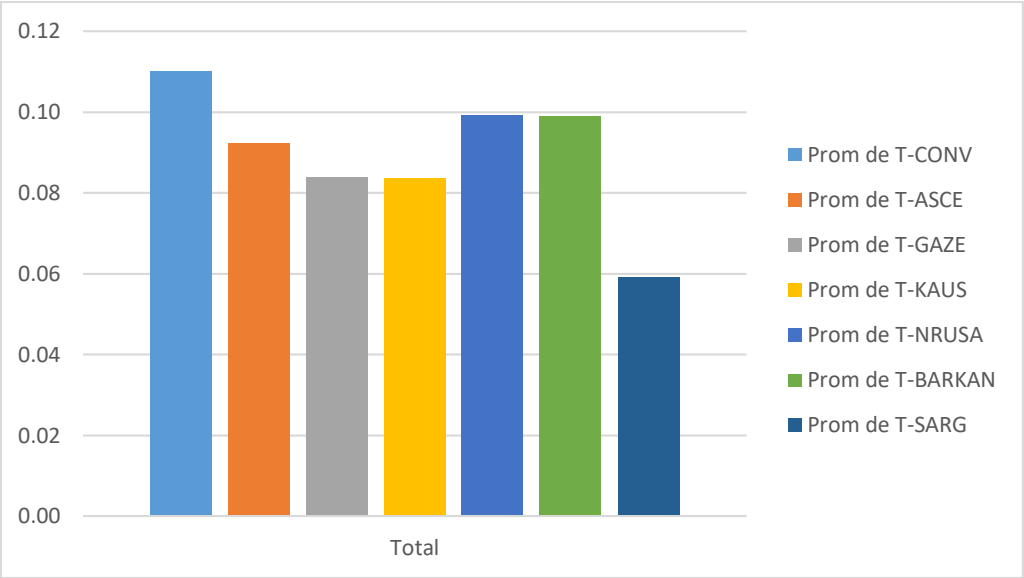


Figura 161: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento torsor obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Nrusa y Barkan, Asce y se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 104: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

Pro de V-CONV	Pro de V-ASCE	Pro de V-GAZE	Pro de V-KAUS	Pro de V-NRUSA	Pro de V-BARKAN	Pro de V-SARG
1.61	1.24	1.11	1.14	1.42	1.44	0.69

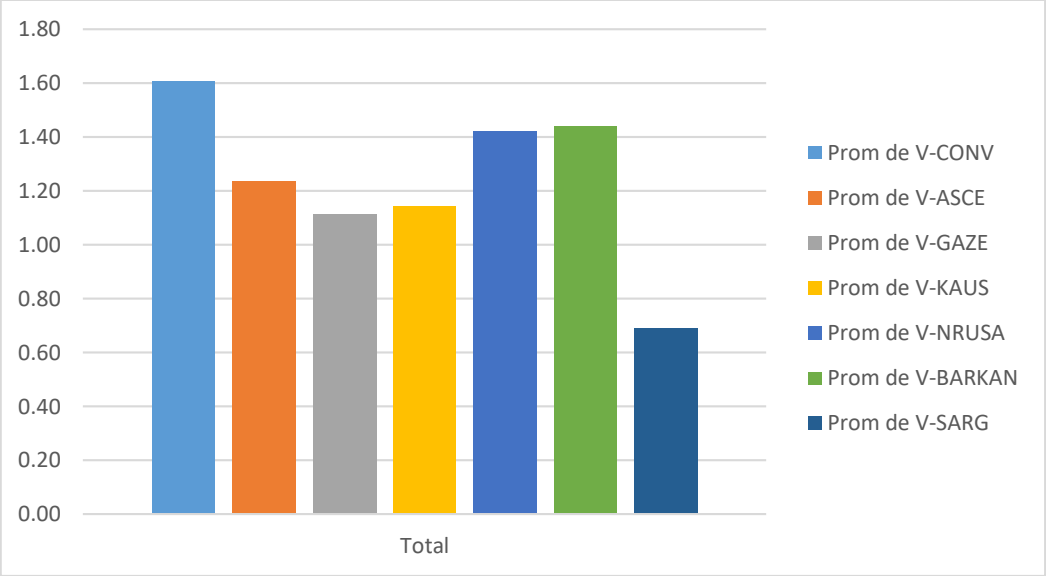


Figura 162: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Nrusam Barkan y Asce se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 105: Momento Flector Promedio en Viga.

Pro de M-CONV	Pro de M-ASCE	Pro de M-GAZE	Pro de M-KAUS	Pro de M-NRUSA	Pro de M-BARKAN	Pro de M-SARG
3.16	2.49	2.51	2.40	2.87	2.82	1.70

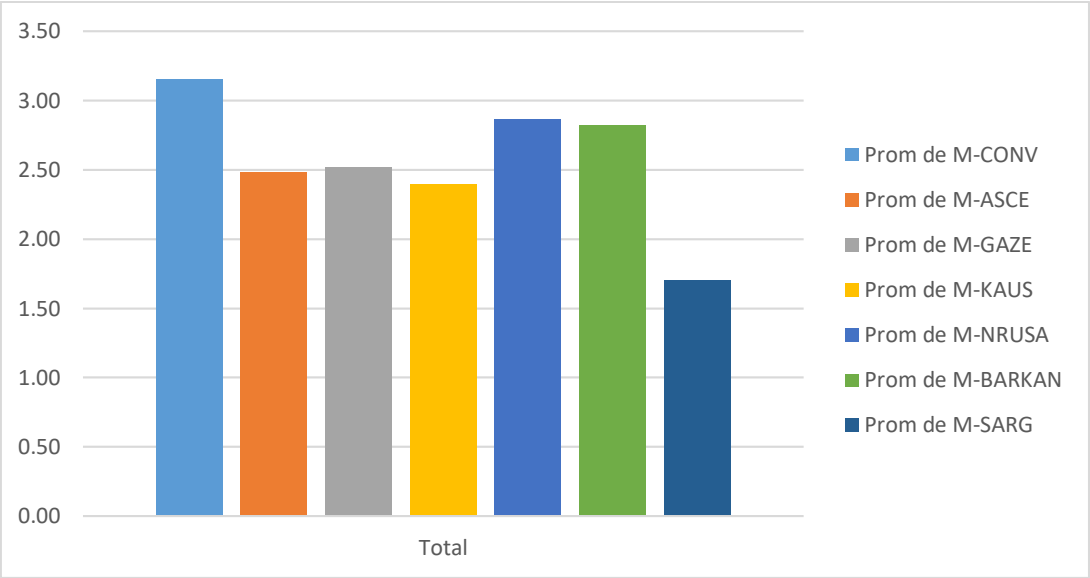


Figura 163: Momento Flector Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo se puede ver que los modelos de Nrusa y Barkan se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

REGISTRO DE MOQUEGUA 2001

Tabla 106: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
12.69	13.03	10.48	7.42	12.84	12.68	8.27

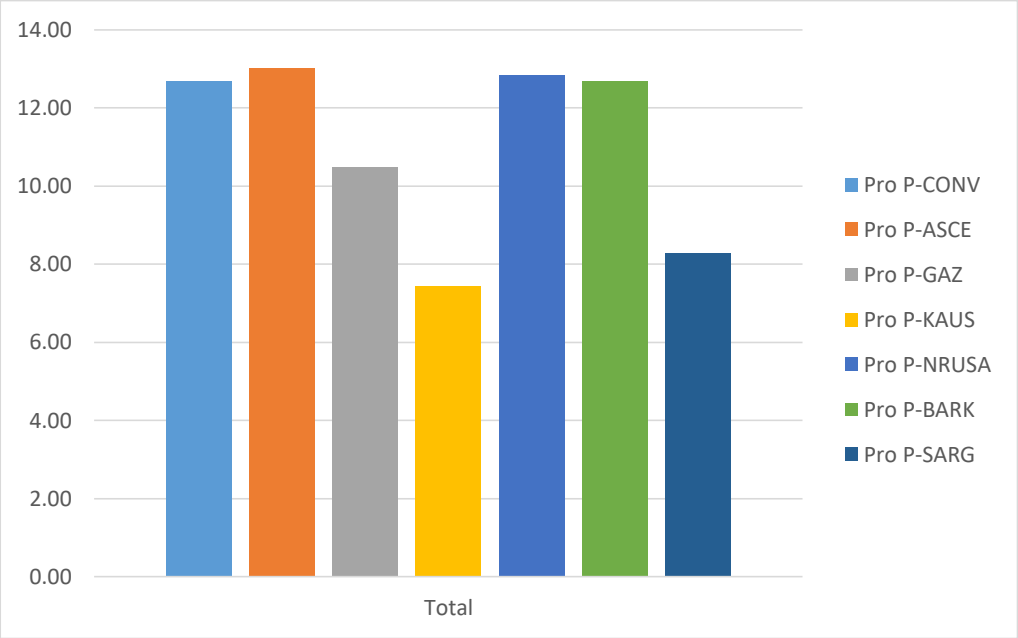


Figura 164: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Gazetas, Kausel, Barkan y Sargsian, mientras que en los otros no, asimismo se puede ver que los modelos de Barkan se acercan a los esfuerzos del modelo convencional.

Tabla 107: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
4.10	4.25	3.39	13.75	4.20	4.26	2.63

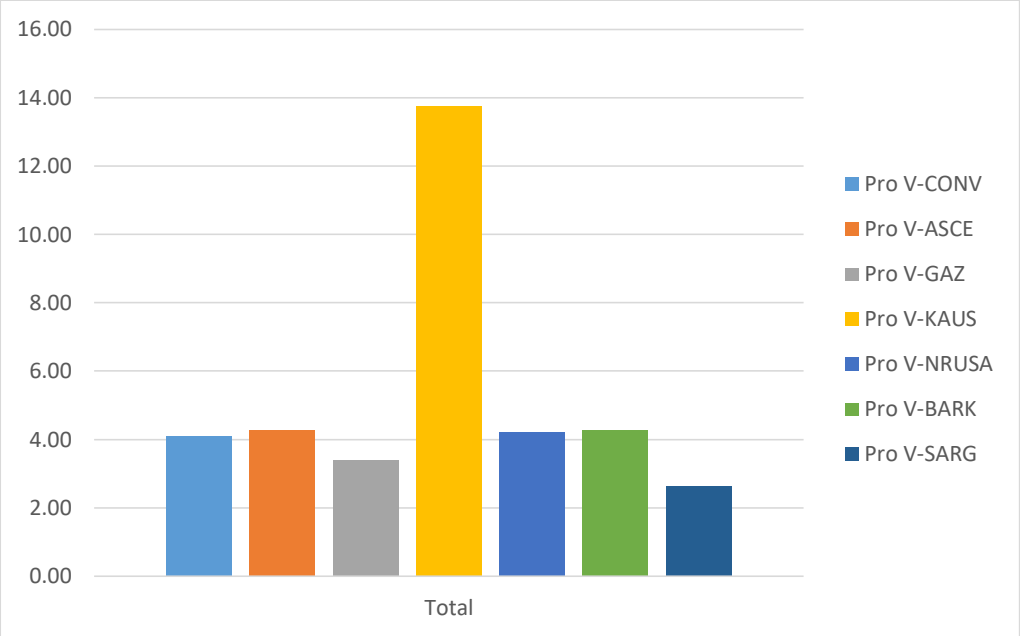


Figura 165: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Gazetas y Sargsian, mientras que en los otros no.

Tabla 108: Momento Flector Promedio en Columna.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
7.42	7.67	6.04	11.08	7.56	7.72	4.84

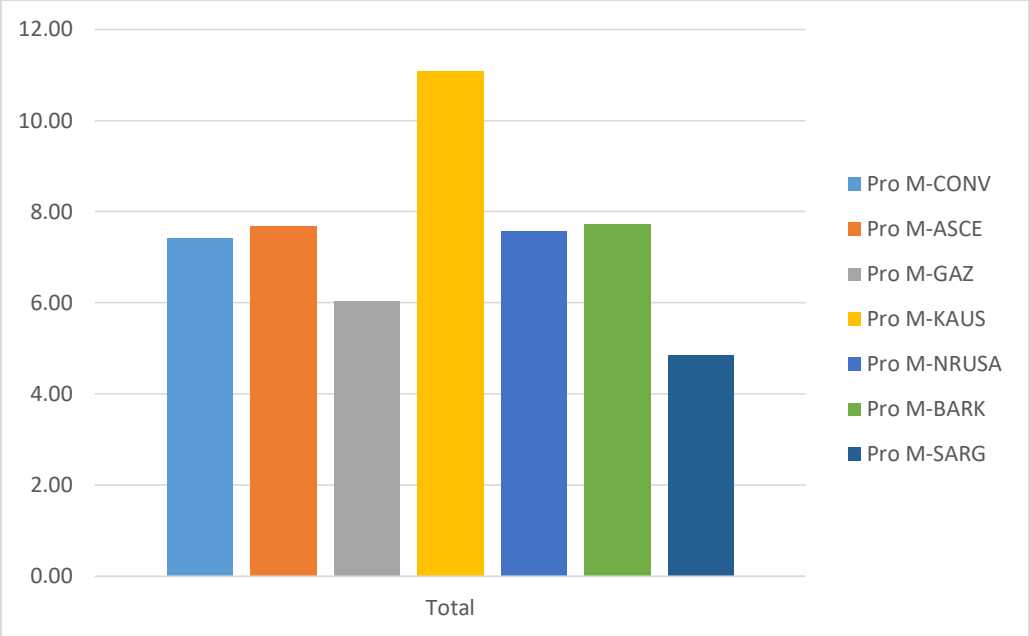


Figura 166: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Gazetas y Sargsian, mientras que en los otros no.

Tabla 109: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
23.57	23.69	18.02	19.49	24.31	23.78	14.28

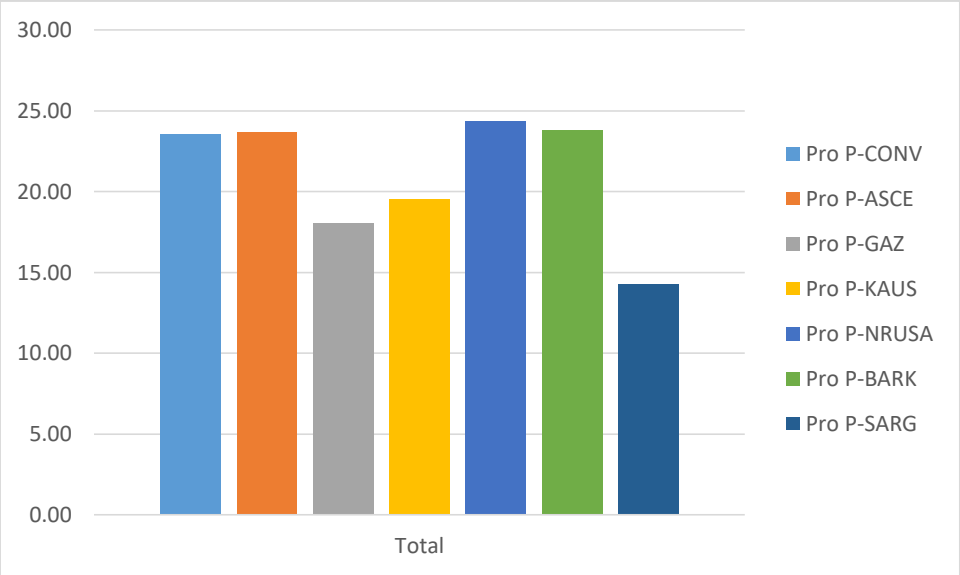


Figura 167: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Gazetas, Kausel y Sargsian, mientras que en los otros no.

Tabla 110: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
25.98	26.62	22.01	20.16	26.27	27.47	18.61

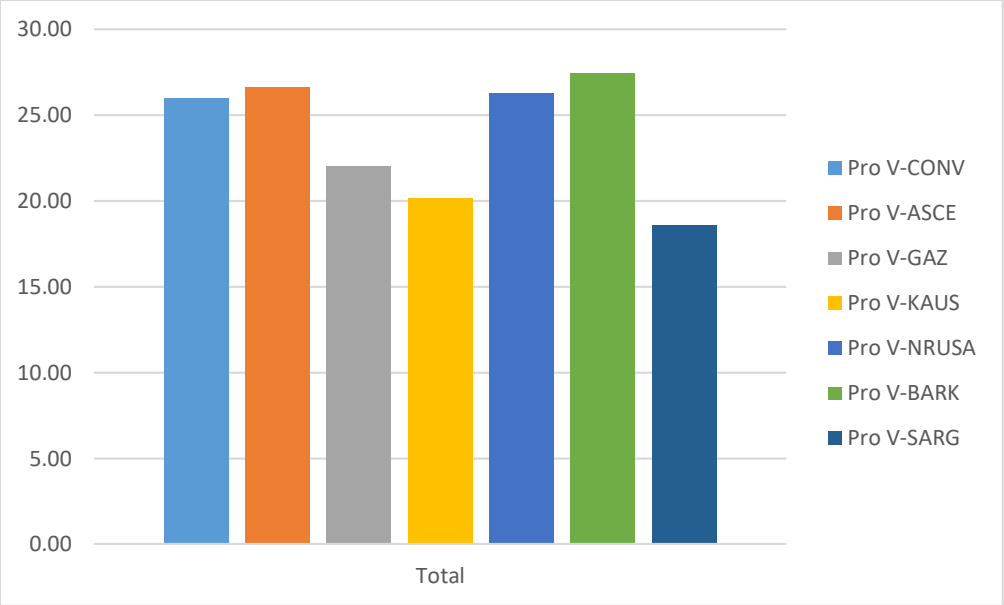


Figura 168: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Gazetas, Kausel y Sargsian, mientras que en los otros no.

Tabla 111: Momento Flector Promedio en Muro.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
49.74	50.50	41.61	40.92	52.19	53.13	35.27

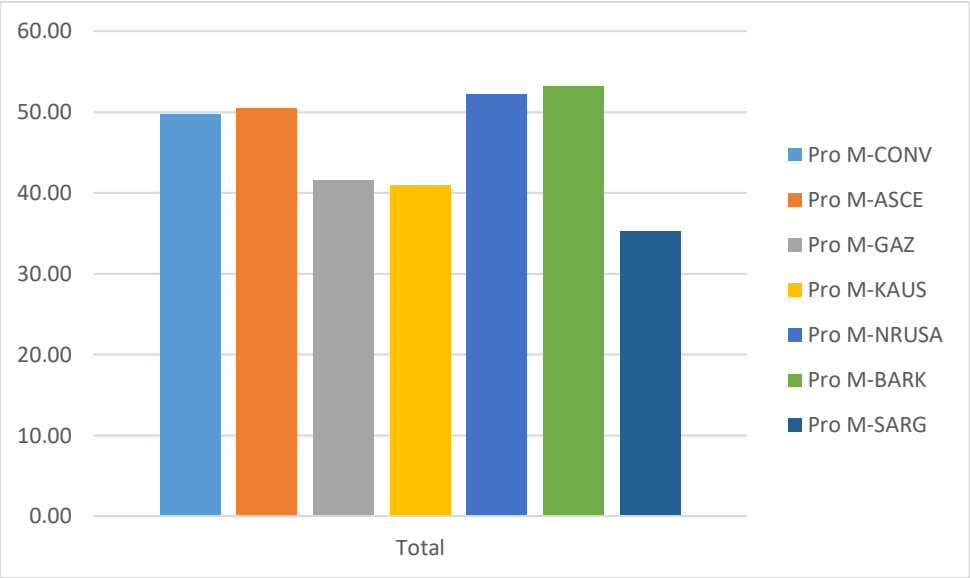


Figura 169: Momento Flector Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Gazetas, Kausel y Sargsian, mientras que en los otros no.

Tabla 112: Momento Torsor Promedio en Viga.

Pro de T-CONV	Pro de T-ASCE	Pro de T-GAZE	Pro de T-KAUS	Pro de T-NRUSA	Pro de T-BARKAN	Pro de T-SARG
0.11	0.11	0.09	0.09	0.11	0.11	0.07

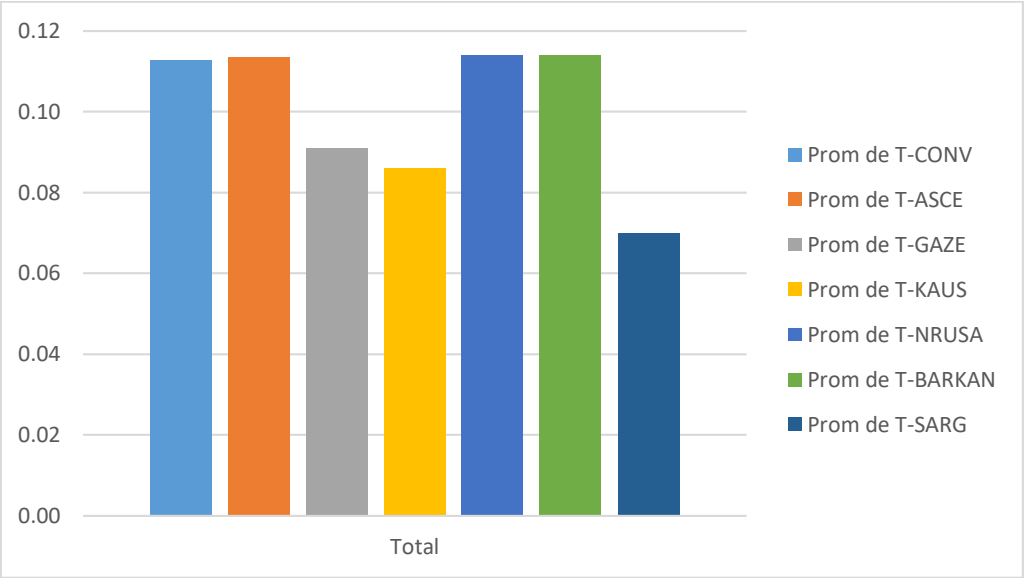


Figura 170: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento torsor obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Gazetas, Kausel y Sargsian, mientras que en los otros no.

Tabla 113: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

Prom de V-CONV	Prom de V-ASCE	Prom de V-GAZE	Prom de V-KAUS	Prom de V-NRUSA	Prom de V-BARKAN	Prom de V-SARG
1.55	1.55	1.26	1.22	1.58	1.59	0.93

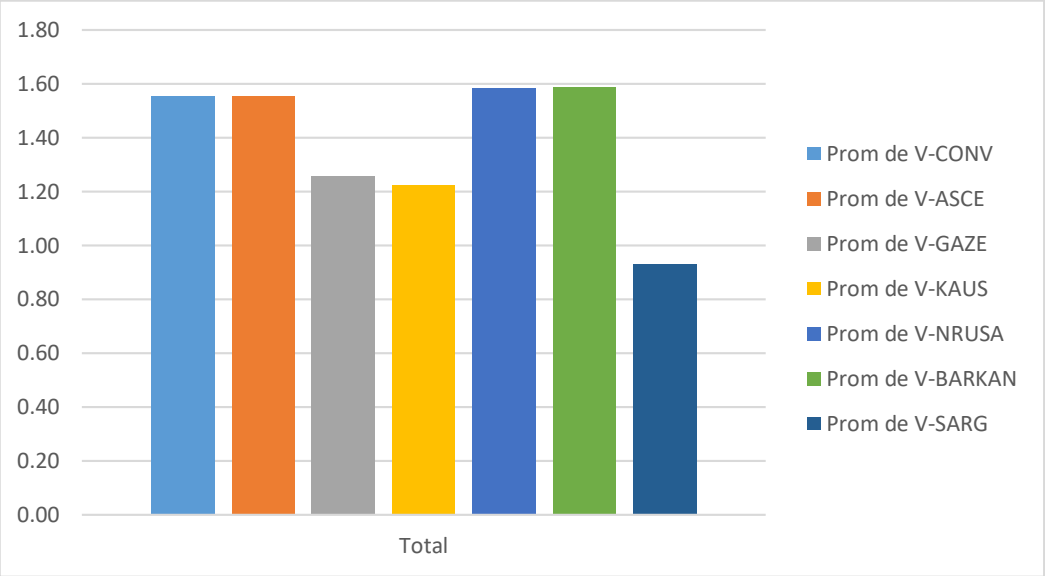


Figura 171: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Gazetas, Kausel y Sargsian, mientras que en los otros no.

Tabla 114: Momento Flector Promedio en Viga.

Pro de M-CONV	Pro de M-ASCE	Pro de M-GAZE	Pro de M-KAUS	Pro de M-NRUSA	Pro de M-BARKAN	Pro de M-SARG
3.11	3.15	2.45	2.54	3.19	3.17	1.86

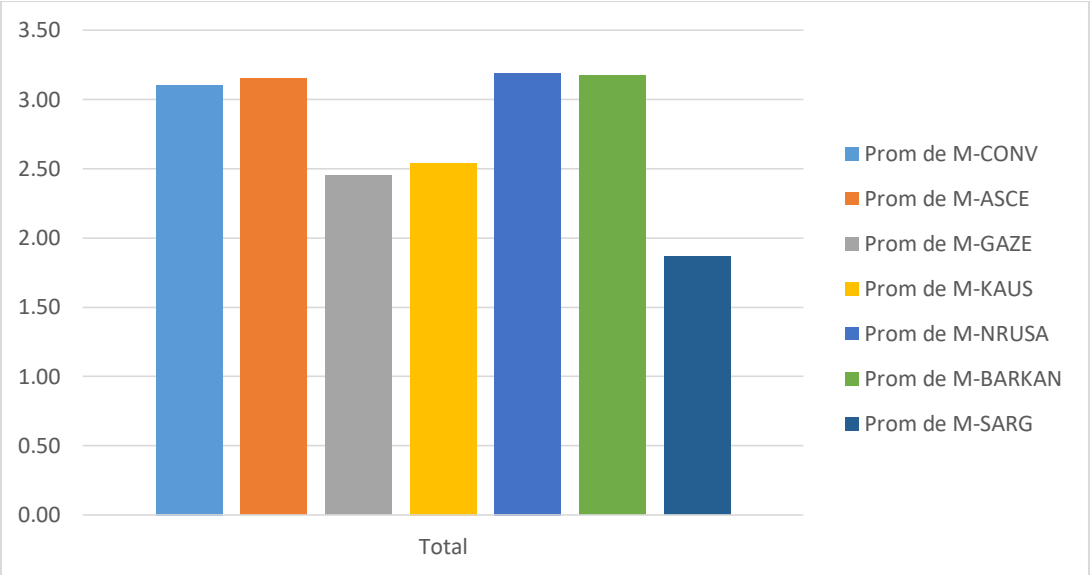


Figura 172: Momento Flector Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Gazetas, Kausel y Sargsian, mientras que en los otros no.

REGISTRO DE SISMO DE ICA 2007

Tabla 115: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
15.27	13.12	14.65	12.72	14.35	16.14	9.82

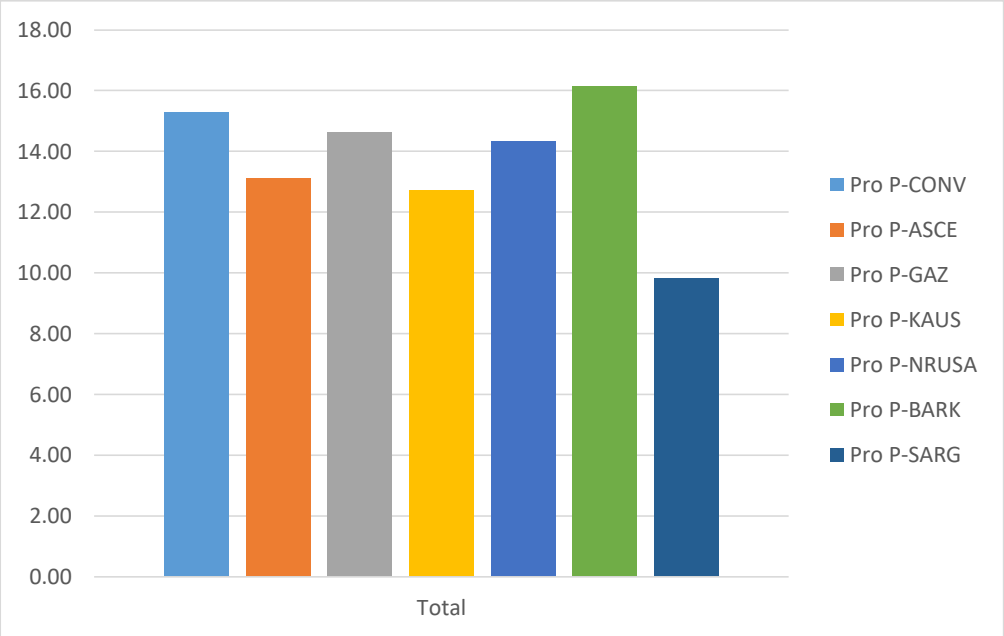


Figura 173: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos menos en el modelo dinámico de Barkan.

Tabla 116: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
4.88	4.21	4.84	3.91	4.57	5.15	3.05

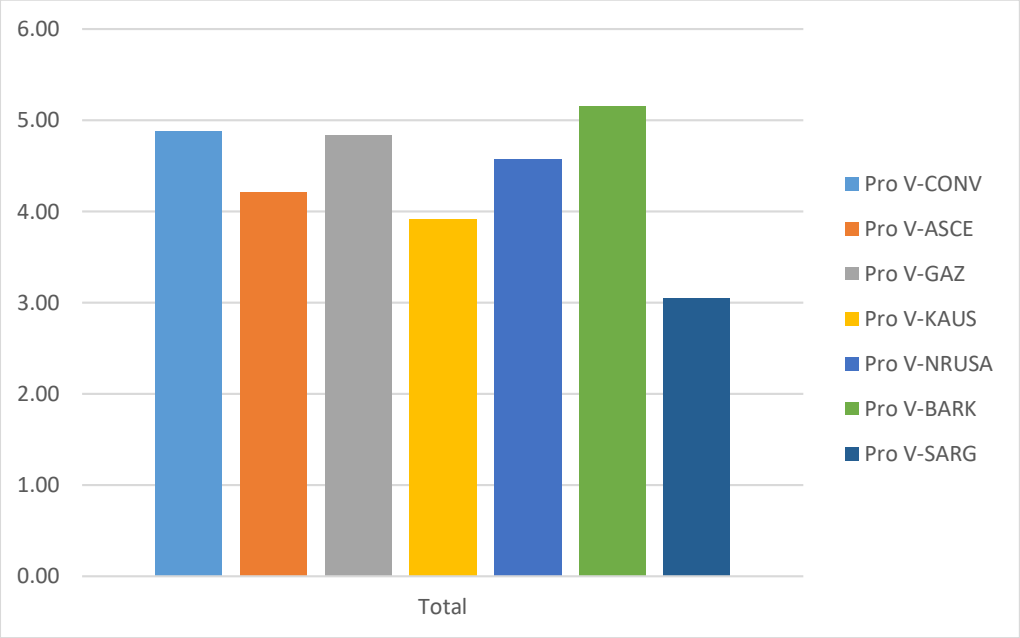


Figura 174: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos menos en el modelo dinámico de Barkan.

Tabla 117: Momento Flector Promedio en Columna.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
8.80	7.45	8.66	7.03	8.16	9.25	5.50

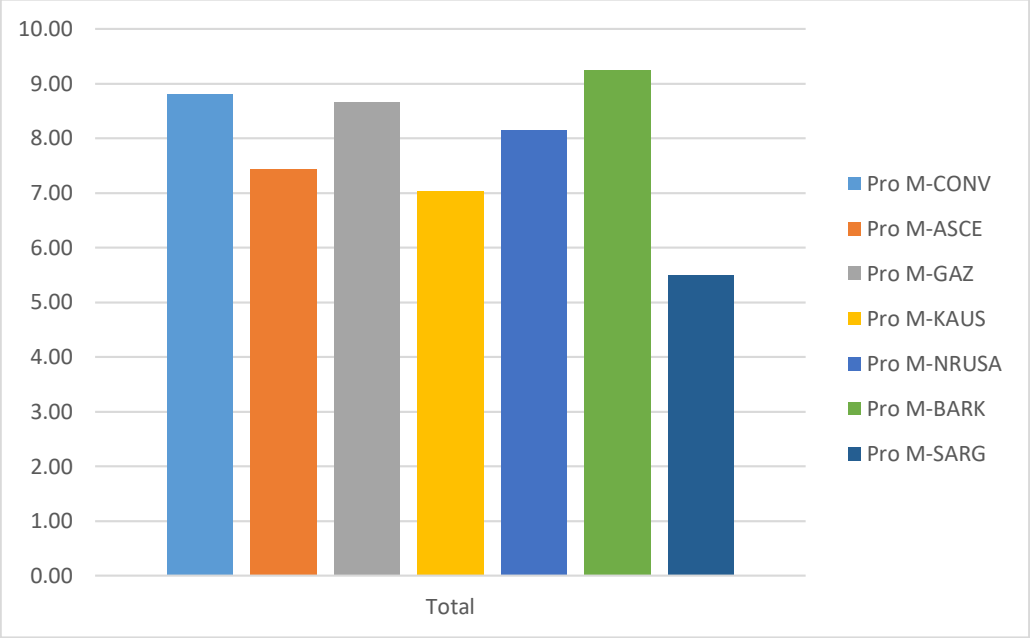


Figura 175: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos menos en el modelo dinámico de Barkan.

Tabla 118: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
28.50	25.43	26.42	21.84	27.23	30.53	17.32

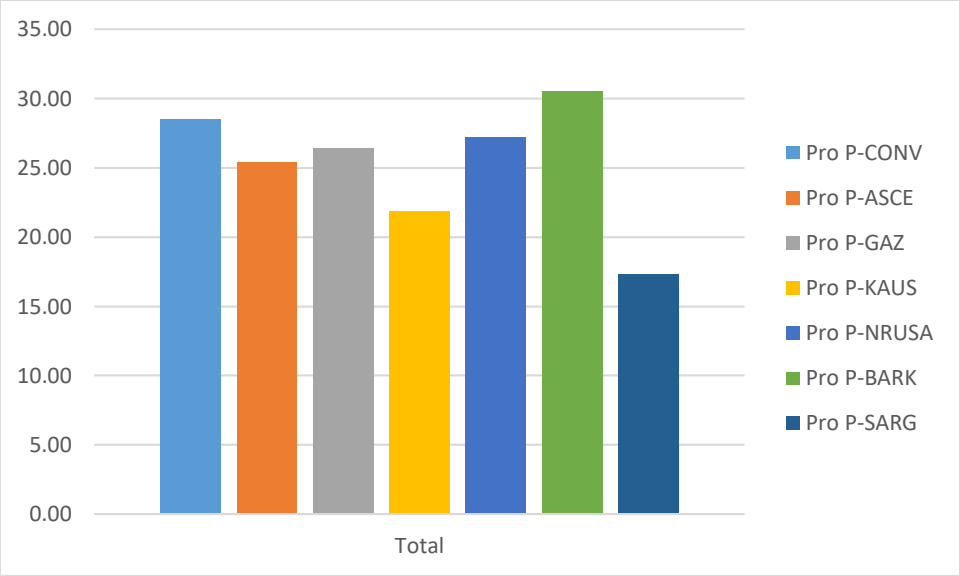


Figura 176: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos menos en el modelo dinámico de Barkan.

Tabla 119: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
28.57	26.53	29.82	23.09	26.32	29.80	18.36

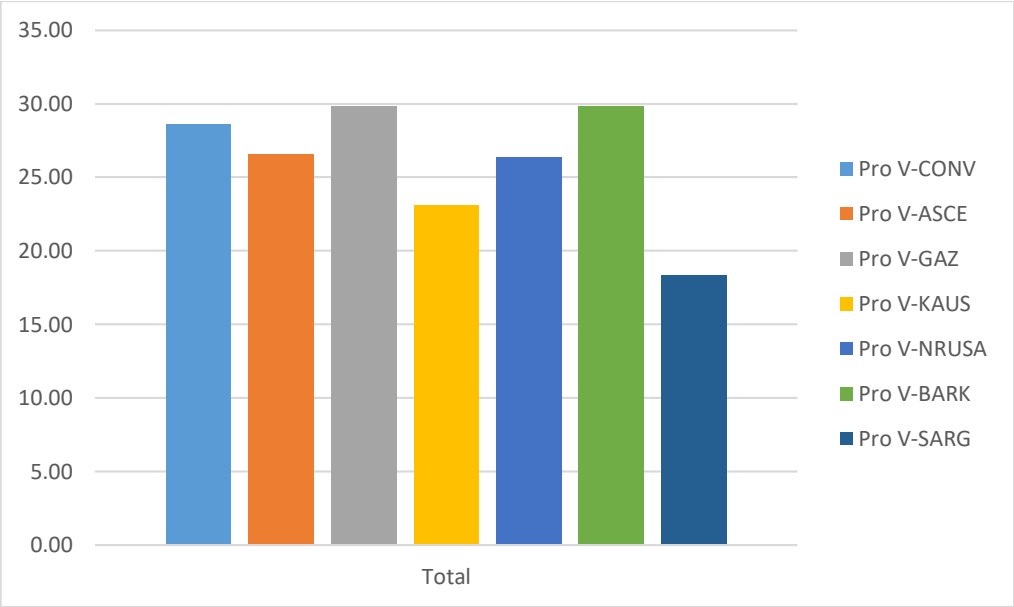


Figura 177: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos menos en el modelo dinámico de Barkan y Gazetas.

Tabla 120: Momento Flector Promedio en Muro.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
58.79	51.20	59.40	46.22	54.00	61.54	37.54

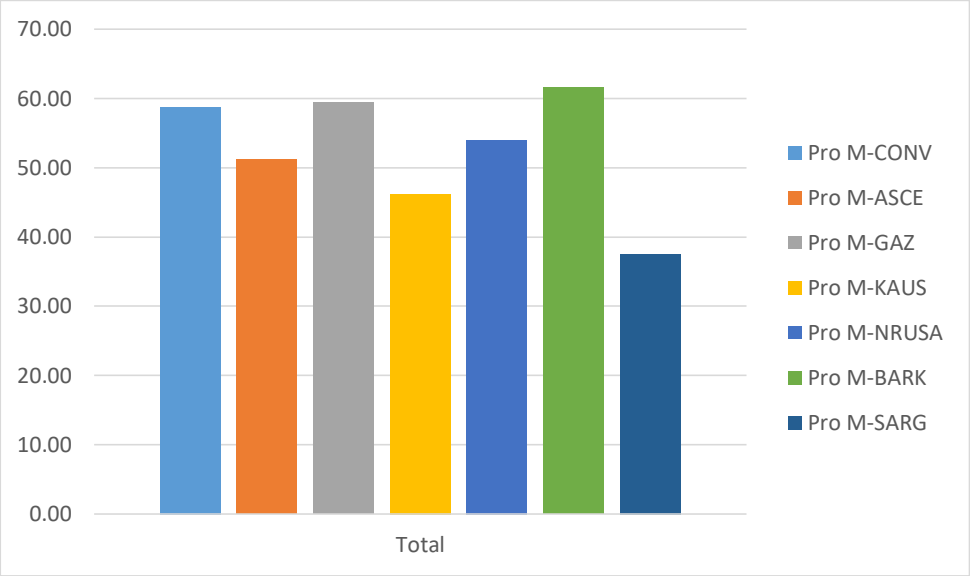


Figura 178: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos menos en el modelo dinámico de Barkan y Gazetas.

Tabla 121: Momento Torsor Promedio en Viga.

Pro de T-CONV	Pro de T-ASCE	Pro de T-GAZE	Pro de T-KAUS	Pro de T-NRUSA	Pro de T-BARKAN	Pro de T-SARG
0.13	0.12	0.12	0.10	0.13	0.14	0.08

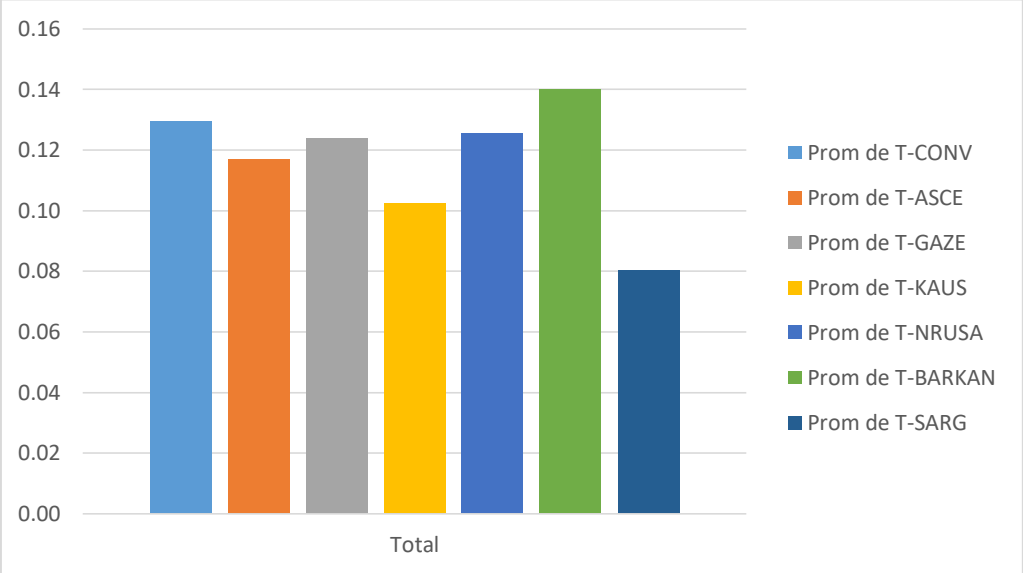


Figura 179: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento torsor obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos menos en el modelo dinámico de Barkan.

Tabla 122: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

Pro de V-CONV	Pro de V-ASCE	Pro de V-GAZE	Pro de V-KAUS	Pro de V-NRUSA	Pro de V-BARKAN	Pro de V-SARG
1.94	1.66	1.85	1.46	1.85	2.07	1.14

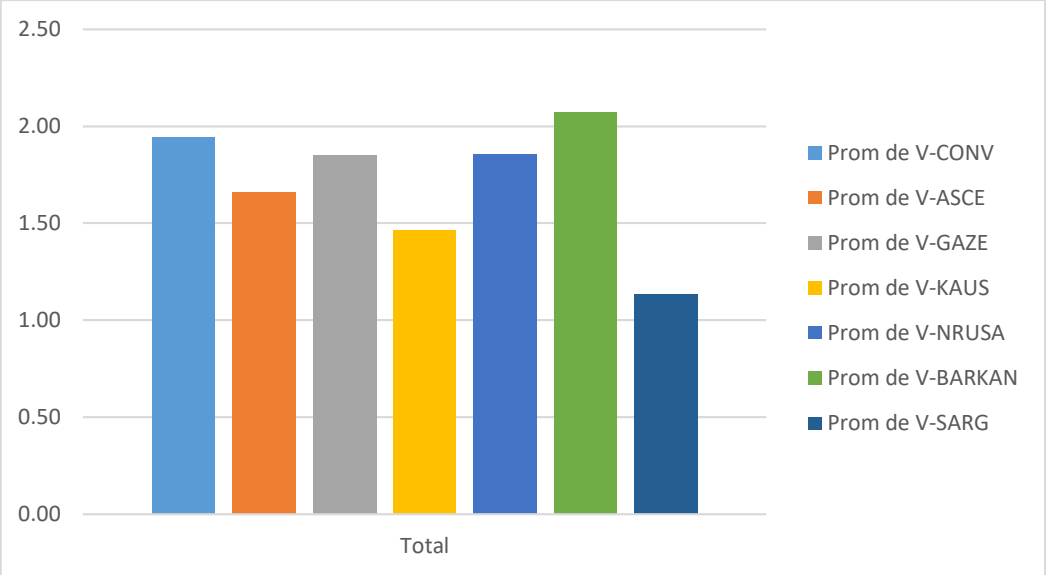


Figura 180: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos menos en el modelo dinámico de Barkan.

Tabla 123: Momento Flector Promedio en Viga.

Pro de M-CONV	Pro de M-ASCE	Pro de M-GAZE	Pro de M-KAUS	Pro de M-NRUSA	Pro de M-BARKAN	Pro de M-SARG
3.82	3.31	3.57	3.16	3.65	4.08	2.36

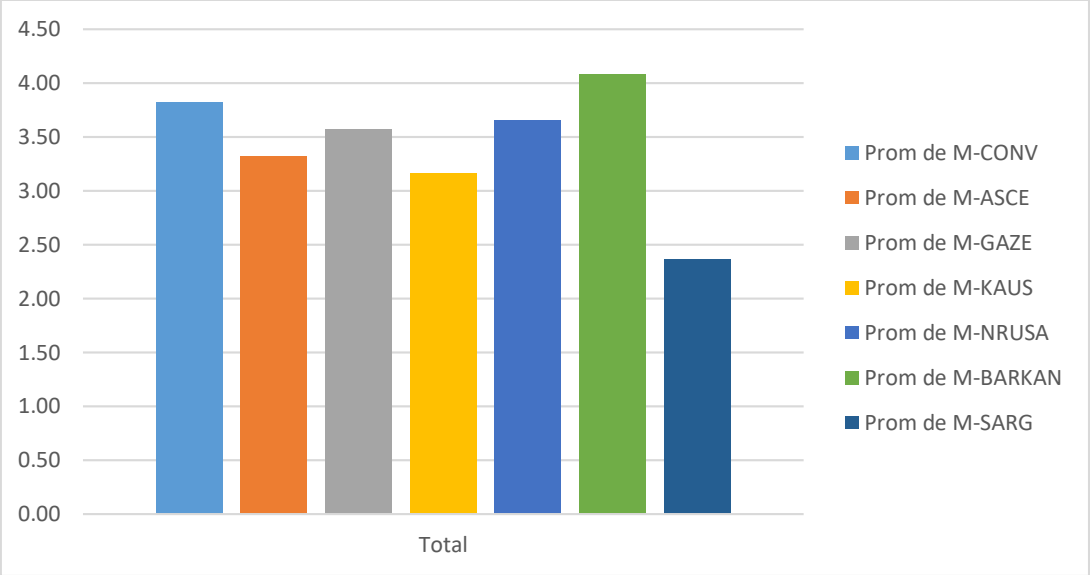


Figura 181: Momento Flector Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos menos en el modelo dinámico de Barkan.

DIRECCIÓN Y

REGISTRO DE LIMA 1966

Tabla 124: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
11.20	10.34	8.84	9.44	13.49	14.61	6.55

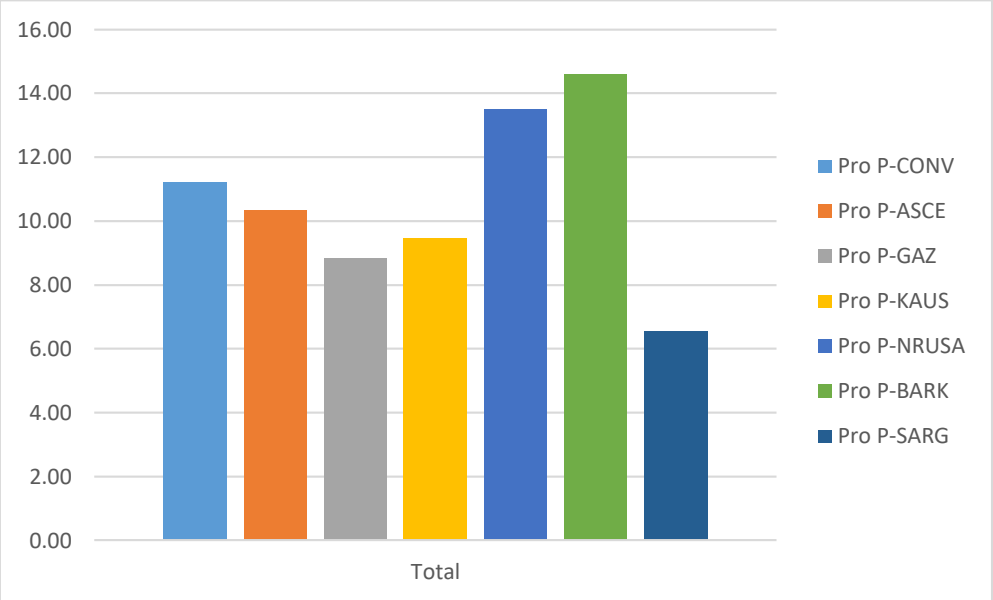


Figura 182: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, sin embargo, en los modelos de la Nrusa y Barkan, sucede lo contrario.

Tabla 125: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
3.96	5.11	4.60	4.62	6.76	7.12	3.28

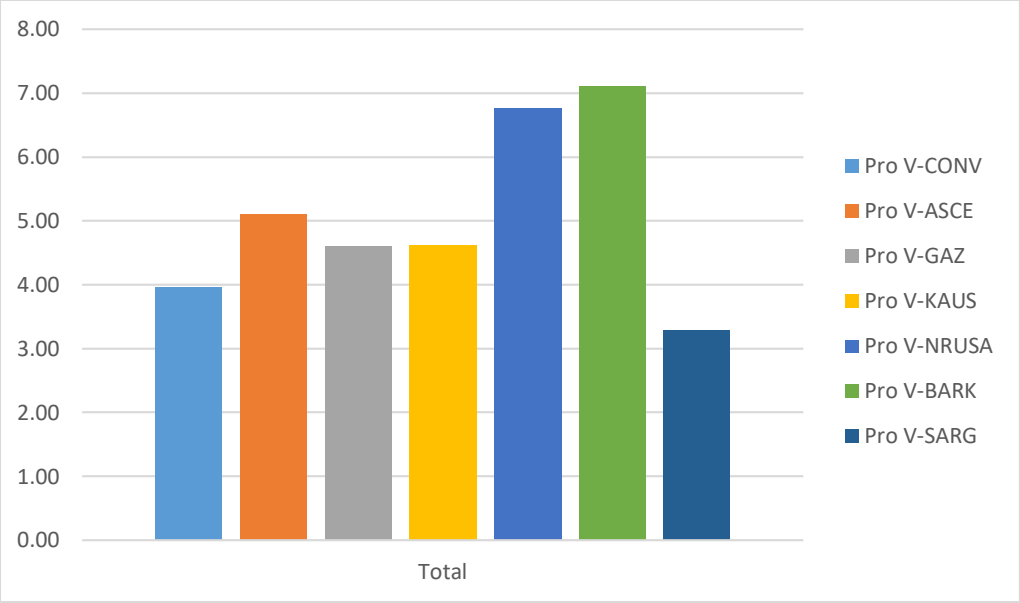


Figura 183: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver el amento de los esfuerzos en los modelos dinámicos, sin embargo, en los modelos de la Sargsian, sucede lo contrario.

Tabla 126: Momento Flector Promedio en Columna.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
7.23	7.71	6.92	6.99	10.23	10.77	4.91

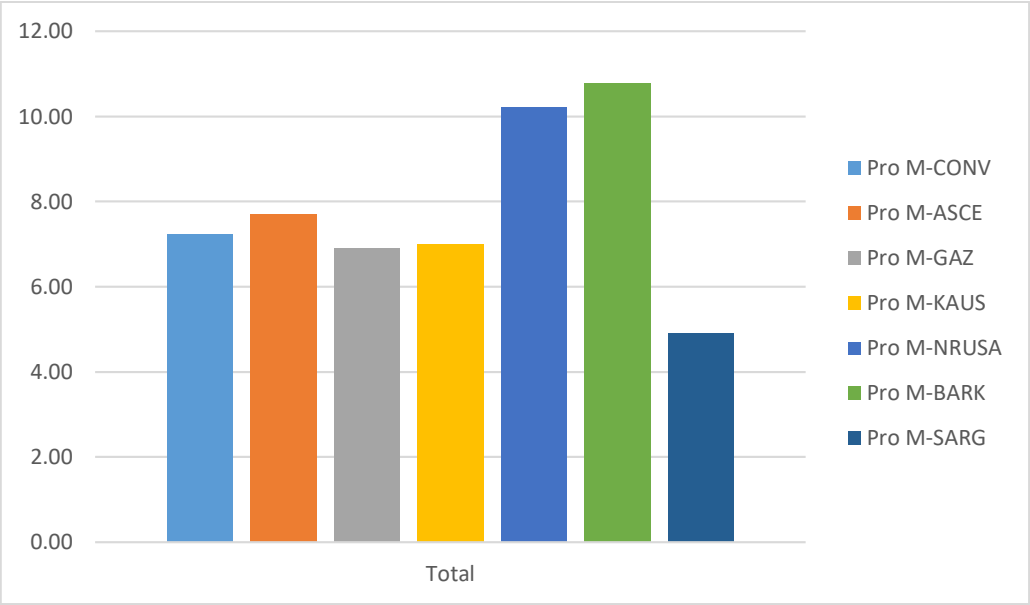


Figura 184: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver el amento de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Asce, Nrusa y Barkan, sin embargo, en los otros modelos, sucede lo contrario.

Tabla 127: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
18.72	74.59	12.22	12.71	17.67	18.27	9.19

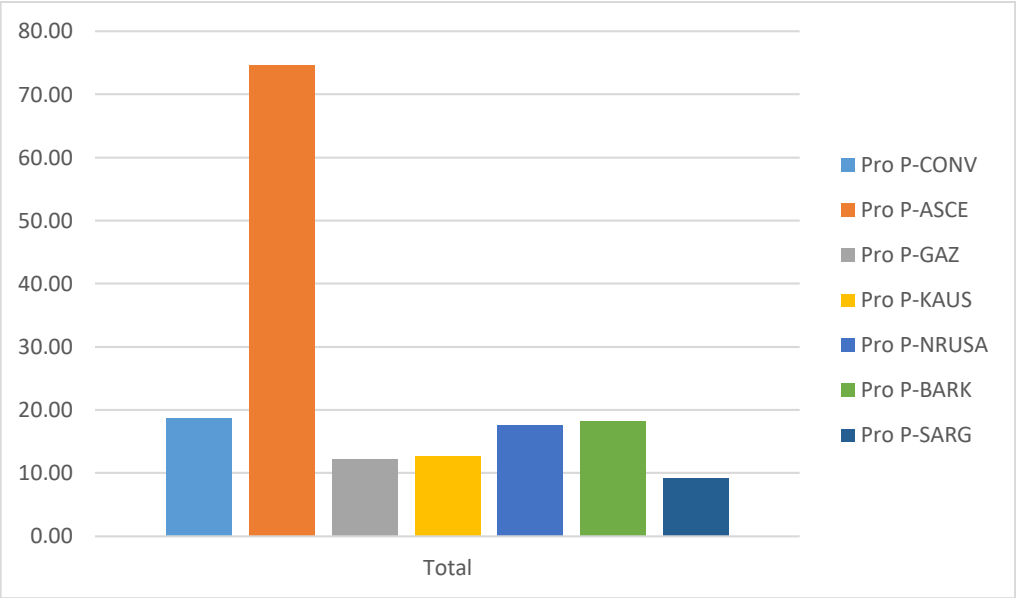


Figura 185: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver el amento de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Asce, sin embargo, en los otros modelos disminuyen los esfuerzos, siendo los modelos dinámicos de Nrusa y Barkan cercanos al modelo convencional.

Tabla 128: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
29.53	15.30	17.89	17.28	29.23	29.08	10.73

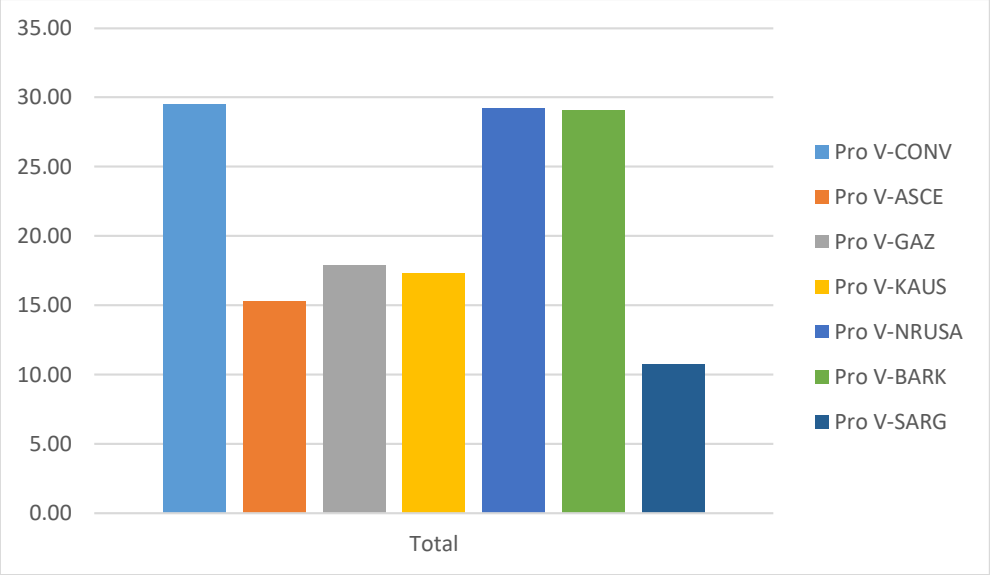


Figura 186: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminucion de los esfuerzos en los modelos dinámicos, siendo los modelos dinámicos de Nrusa y Barkan cercanos al modelo convencional.

Tabla 129: Momento Flector Promedio en Muro.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
65.64	26.39	38.89	38.04	62.81	62.53	24.01

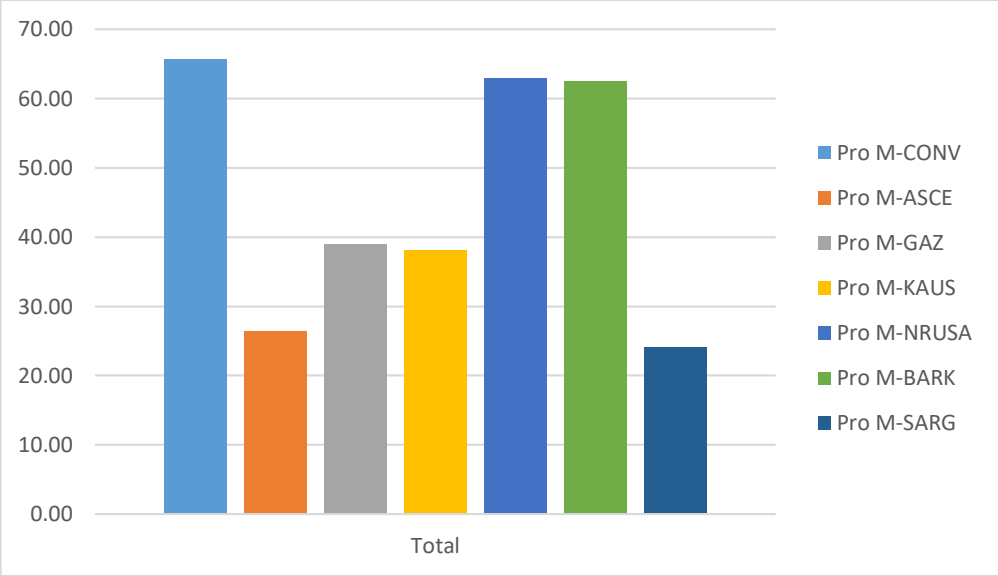


Figura 187: Momento Flector Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, siendo los modelos dinámicos de Nrusa y Barkan cercanos al modelo convencional.

Tabla 130: Momento Torsor Promedio en Viga.

Pro de T-CONV	Pro de T-ASCE	Pro de T-GAZE	Pro de T-KAUS	Pro de T-NRUSA	Pro de T-BARKAN	Pro de T-SARG
0.08	0.08	0.06	0.07	0.08	0.09	0.04

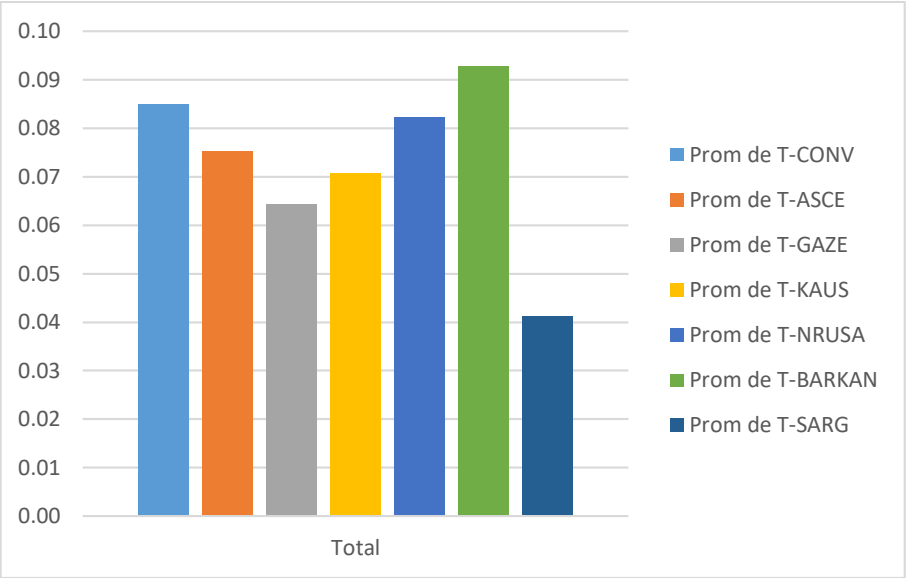


Figura 188: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento torsor obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, contrario en modelo dinámico de Barkan, siendo los modelos dinámicos de Nrusa y Asce cercanos al modelo convencional.

Tabla 131: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

Pro de V-CONV	Pro de V-ASCE	Pro de V-GAZE	Pro de V-KAUS	Pro de V-NRUSA	Pro de V-BARKAN	Pro de V-SARG
2.34	1.54	1.37	1.36	2.18	2.20	0.90

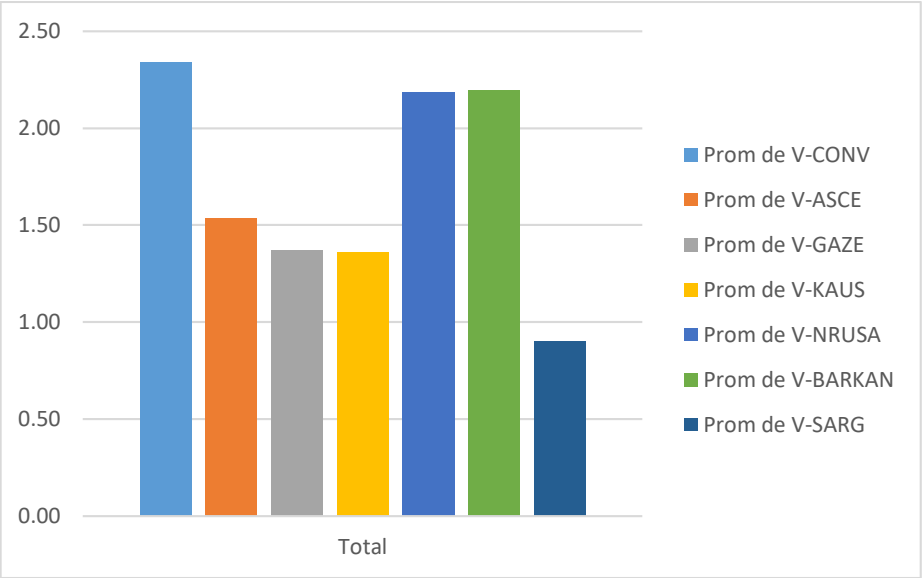


Figura 189: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, siendo los modelos dinámicos de Nrusa y Barkan cercanos al modelo convencional.

Tabla 132: Momento Flector Promedio en Viga.

Pro de M-CONV	Pro de M-ASCE	Pro de M-GAZE	Pro de M-KAUS	Pro de M-NRUSA	Pro de M-BARKAN	Pro de M-SARG
5.60	3.70	3.31	3.45	4.96	5.17	2.39

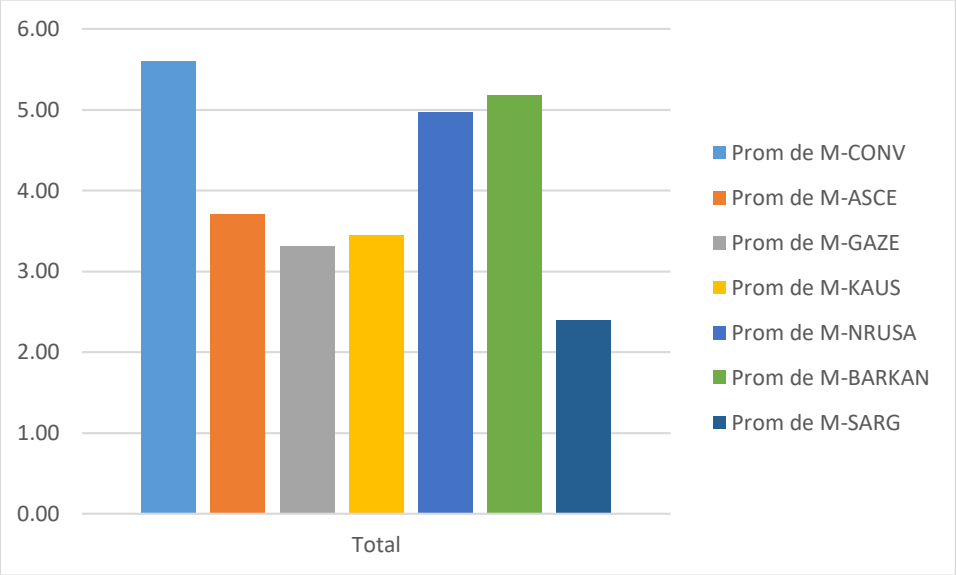


Figura 190: Momento Flector Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, siendo los modelos dinámicos de Nrusa y Barkan cercanos al modelo convencional.

REGISTRO DE LIMA 1970

Tabla 133: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
15.30	11.90	10.90	9.01	14.39	16.51	7.74

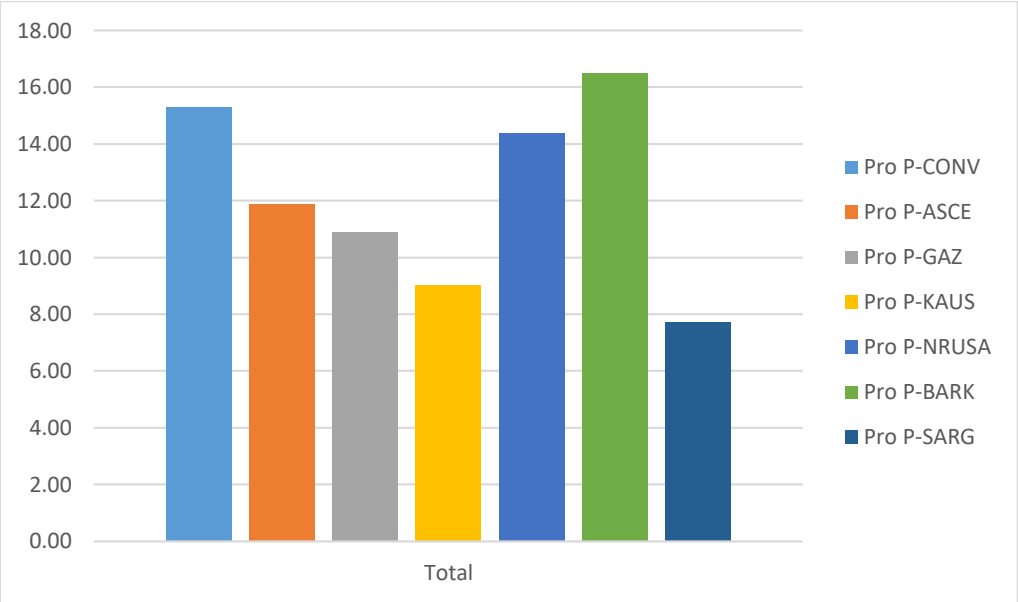


Figura 191: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, pero en los modelos dinámicos de Barkan ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de la Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 134: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
7.51	5.69	5.33	4.22	7.09	7.68	3.74

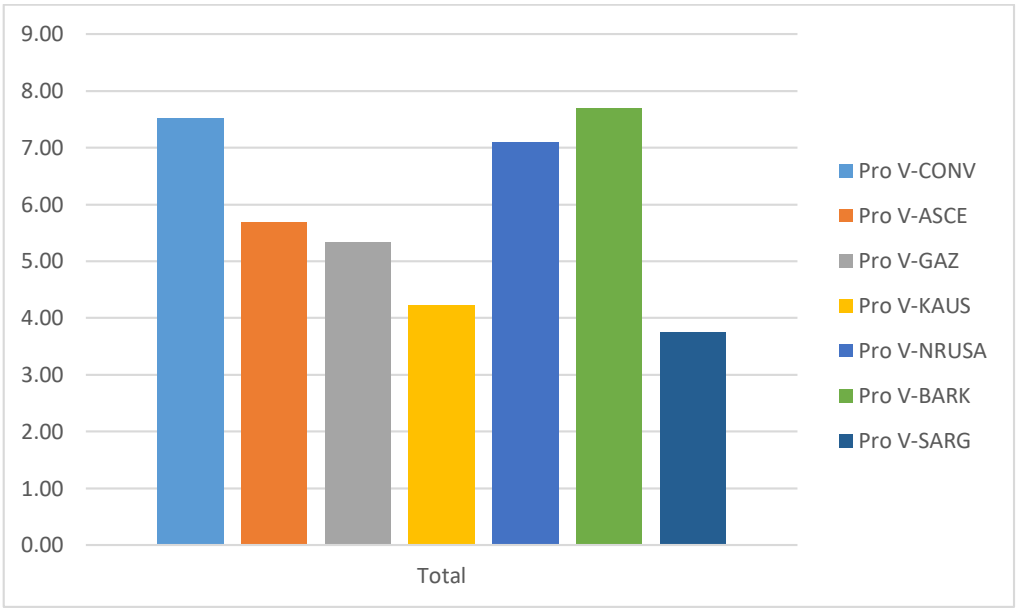


Figura 192: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, pero en los modelos dinámicos de Barkan ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de la Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 135: Momento Flector Promedio en Columna.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
11.41	8.70	8.09	6.40	10.73	11.69	5.67

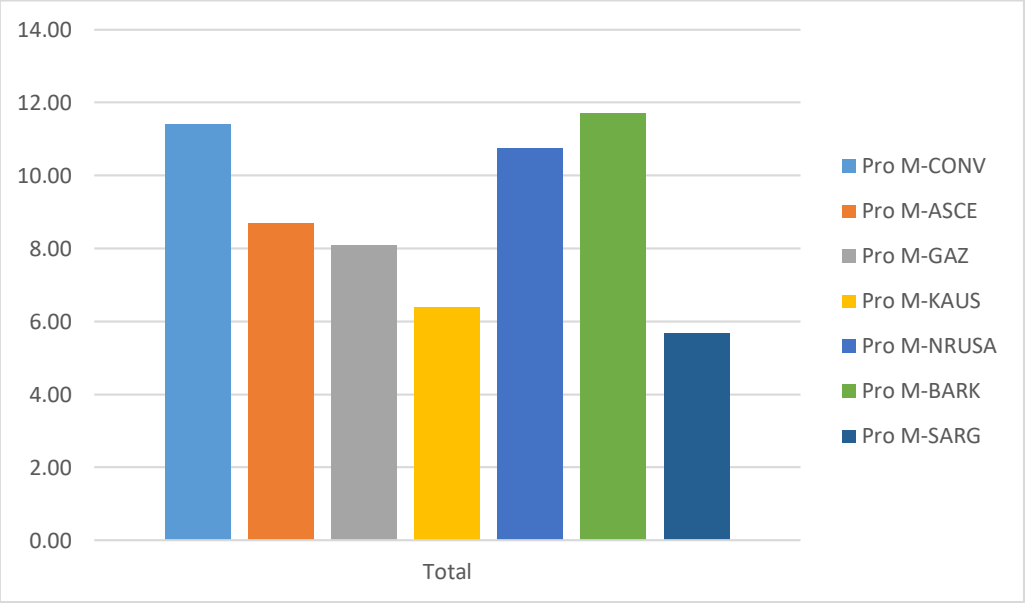


Figura 193: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, pero en los modelos dinámicos de Barkan ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de la Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 136: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
18.72	15.53	13.42	10.67	18.27	69.21	7.56

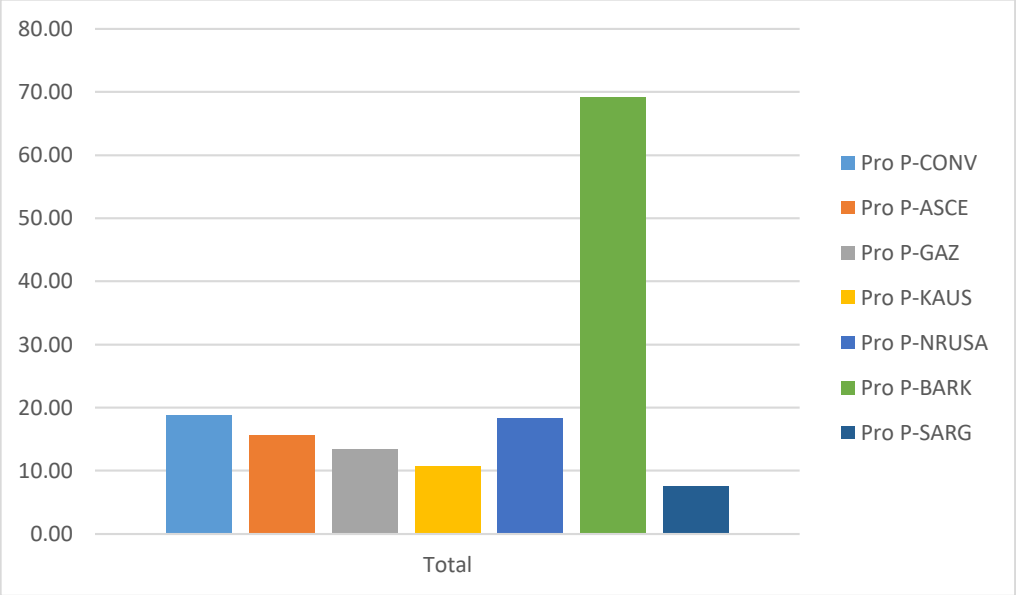


Figura 194: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, pero en los modelos dinámicos de Barkan ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de la Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 137: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
29.53	21.74	20.28	15.66	26.71	13.64	12.98

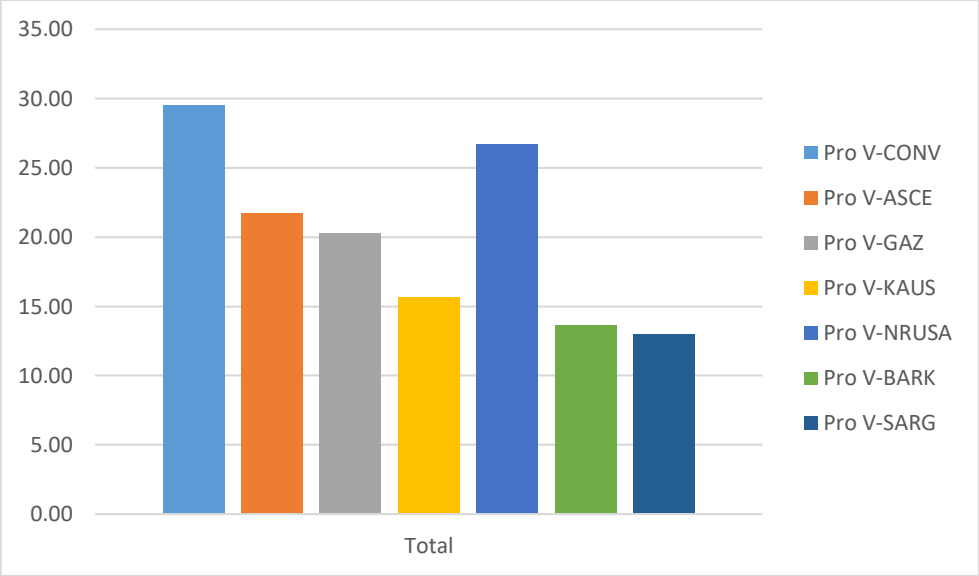


Figura 195: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo el modelo dinámico de la Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 138: Momento Flector Promedio en Muro.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
65.64	48.44	45.40	34.26	59.08	22.21	28.35

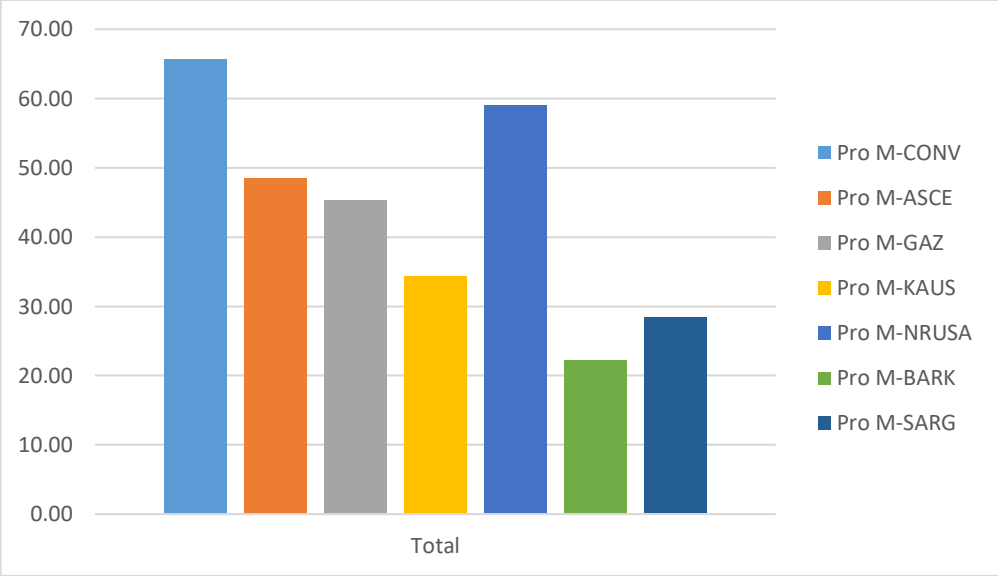


Figura 196: Momento Flector Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo el modelo dinámico de la Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 139: Momento Torsor Promedio en Viga.

Pro de T-CONV	Pro de T-ASCE	Pro de T-GAZE	Pro de T-KAUS	Pro de T-NRUSA	Pro de T-BARKAN	Pro de T-SARG
0.08	0.08	0.08	0.06	0.09	0.11	0.05

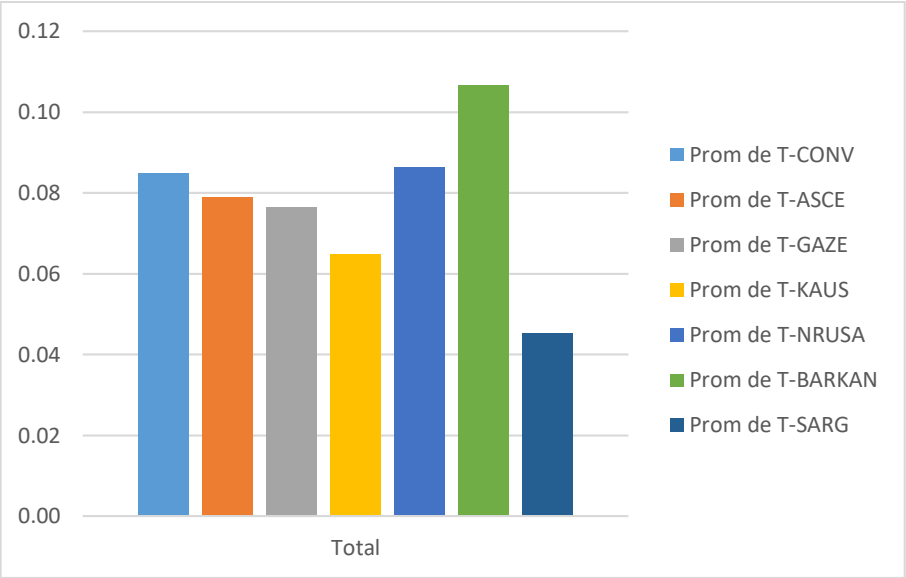


Figura 197: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento torsor obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, pero en los modelos dinámicos de Nrusa y Barkan ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de la Asce y Gazetas se asemeja al modelo convencional.

Tabla 140: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

Pro de V-CONV	Pro de V-ASCE	Pro de V-GAZE	Pro de V-KAUS	Pro de V-NRUSA	Pro de V-BARKAN	Pro de V-SARG
2.34	1.88	1.74	1.32	2.29	2.60	1.08

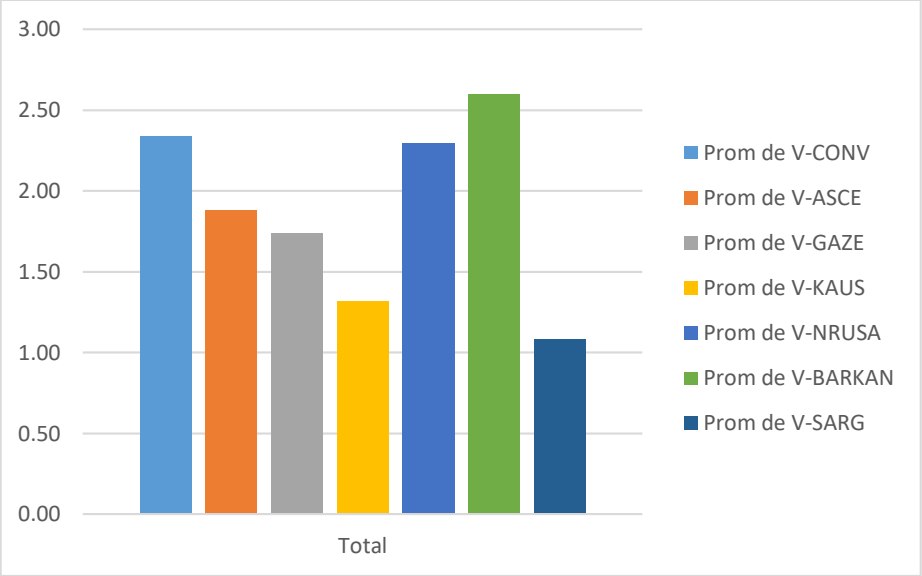


Figura 198: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento torsor obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, pero en los modelos dinámicos de Barkan ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de la Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 141: Momento flector Promedio en Viga.

Pro de M-CONV	Pro de M-ASCE	Pro de M-GAZE	Pro de M-KAUS	Pro de M-NRUSA	Pro de M-BARKAN	Pro de M-SARG
5.60	4.36	4.05	3.13	5.27	5.90	2.86

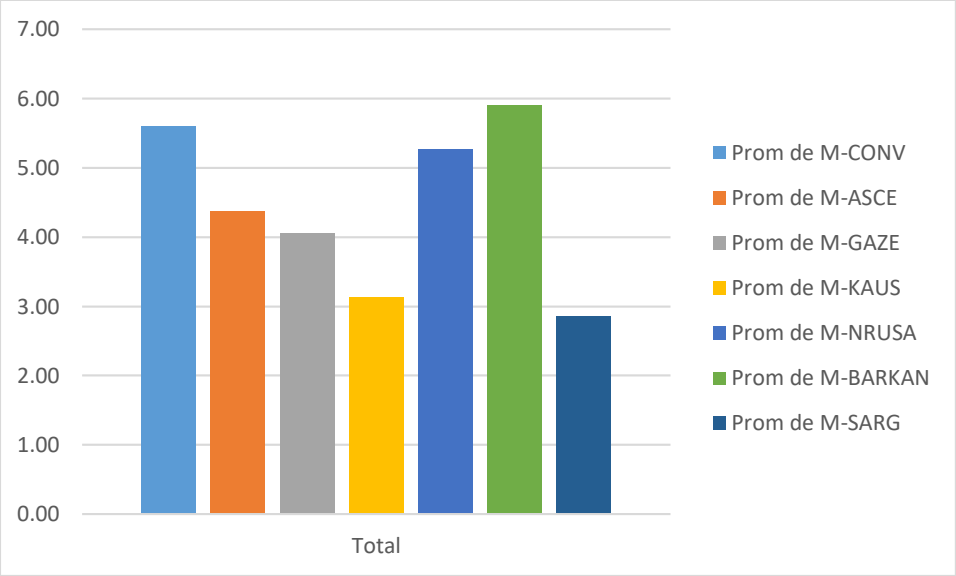


Figura 199: Momento Flector Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, pero en los modelos dinámicos de Barkan ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de la Nrusa se asemeja al modelo convencional.

REGISTRO DE LIMA 1974

Tabla 142: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
16.20	12.38	11.46	10.12	8.25	16.19	8.58

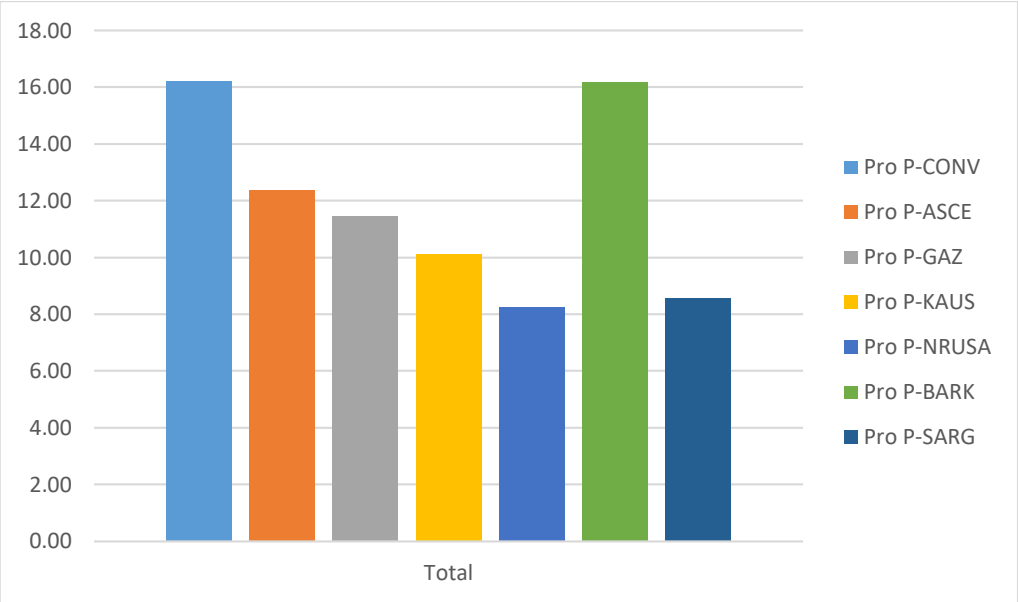


Figura 200: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, asimismo el modelo dinámico de Barkan se asemeja al modelo convencional.

Tabla 143: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
7.78	5.42	5.25	4.65	12.70	7.59	4.00

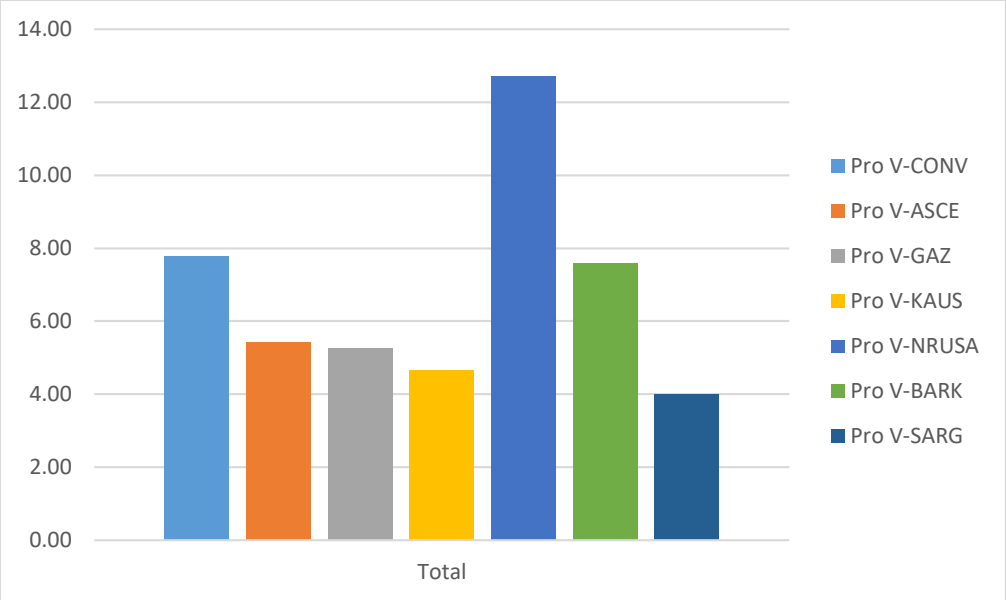


Figura 201: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, pero en el modelo dinámico de Nrusa ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Barkan se asemeja al modelo convencional.

Tabla 144: Momento Flector Promedio en Columna.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
11.87	8.25	7.96	7.07	11.24	11.56	6.09

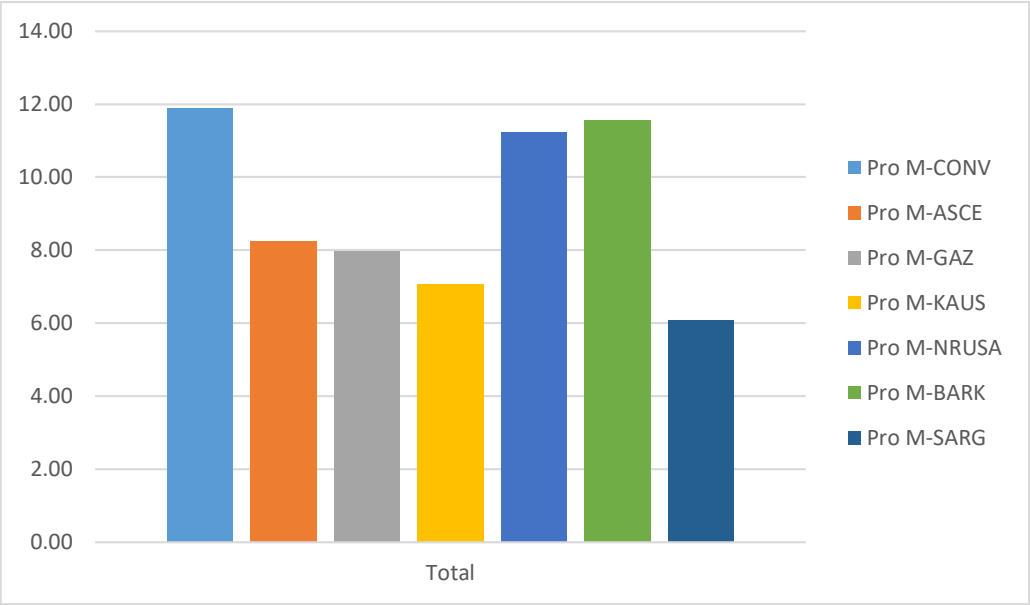


Figura 202: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 145: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
18.63	16.27	13.82	12.53	18.10	18.52	10.07

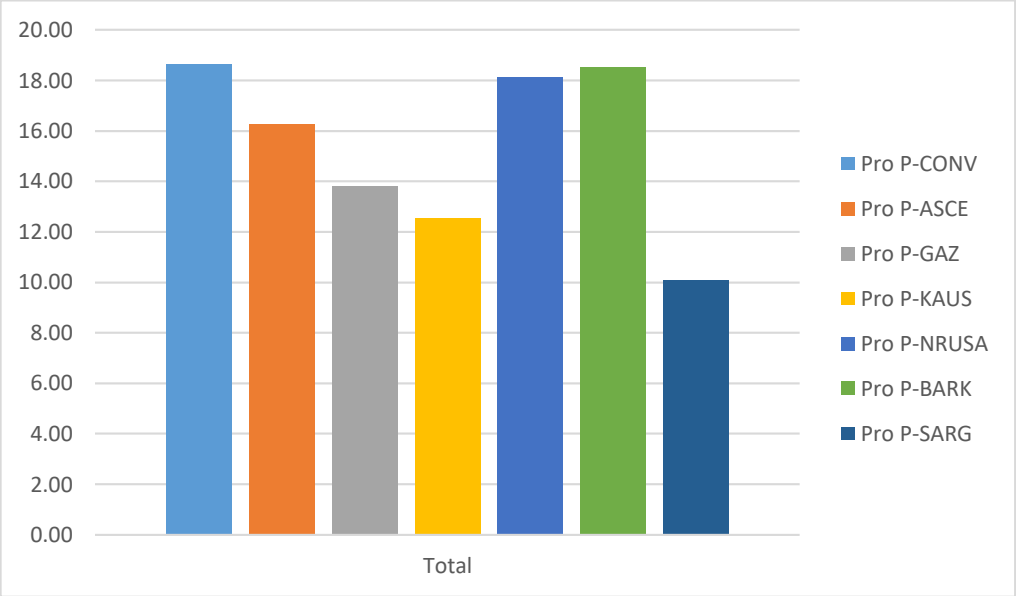


Figura 203: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 146: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
29.46	22.57	20.34	17.86	25.70	27.20	15.34

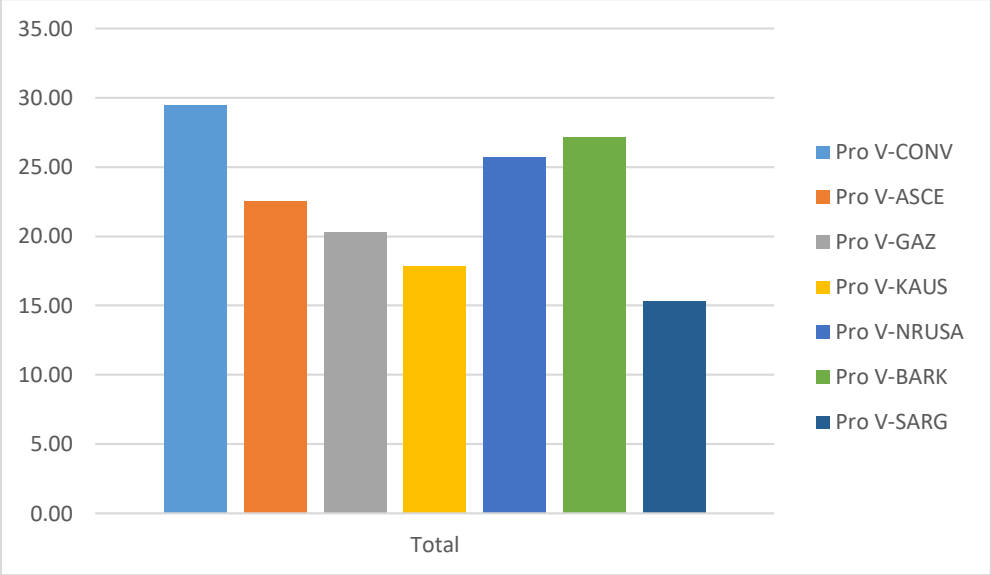


Figura 204: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 147: Momento Flector Promedio en Muro.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
65.95	50.12	45.20	40.25	56.36	59.63	33.02

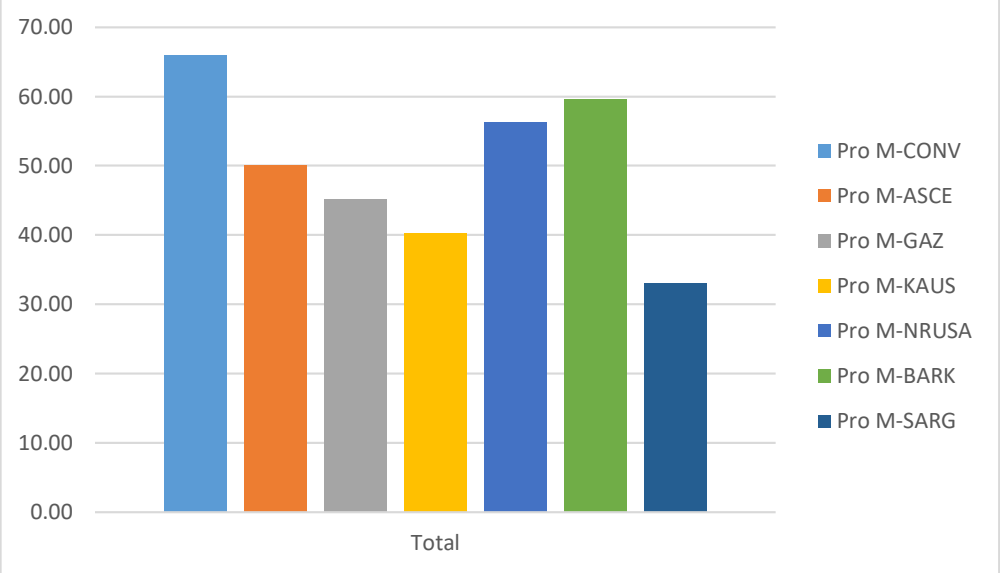


Figura 205: Momento Flector Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 148: Momento Torsor Promedio en Viga.

Pro de T-CONV	Pro de T-ASCE	Pro de T-GAZE	Pro de T-KAUS	Pro de T-NRUSA	Pro de T-BARKAN	Pro de T-SARG
0.09	0.09	0.09	0.07	0.09	0.10	0.05

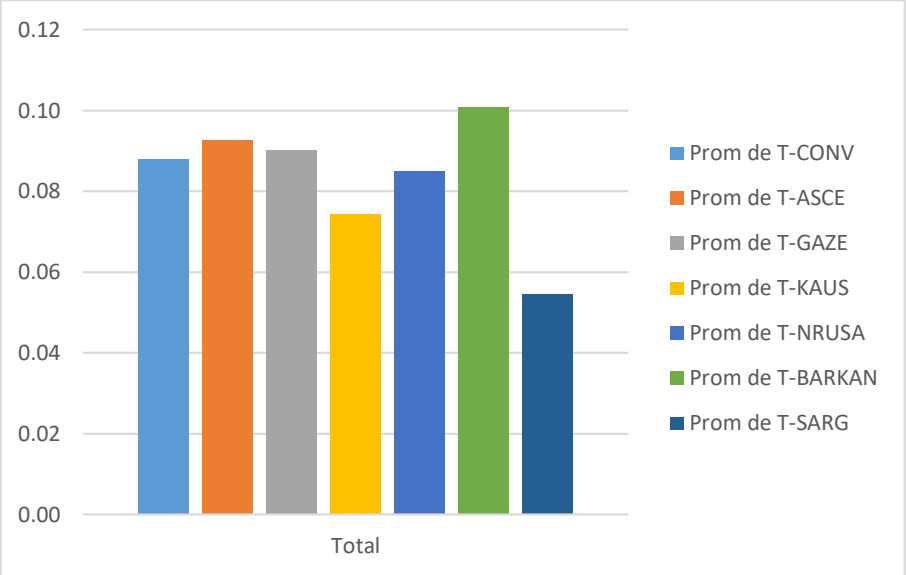


Figura 206: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento torsor obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 149: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

Pro de V-CONV	Pro de V-ASCE	Pro de V-GAZE	Pro de V-KAUS	Pro de V-NRUSA	Pro de V-BARKAN	Pro de V-SARG
2.36	1.96	1.85	1.51	2.18	2.22	1.34

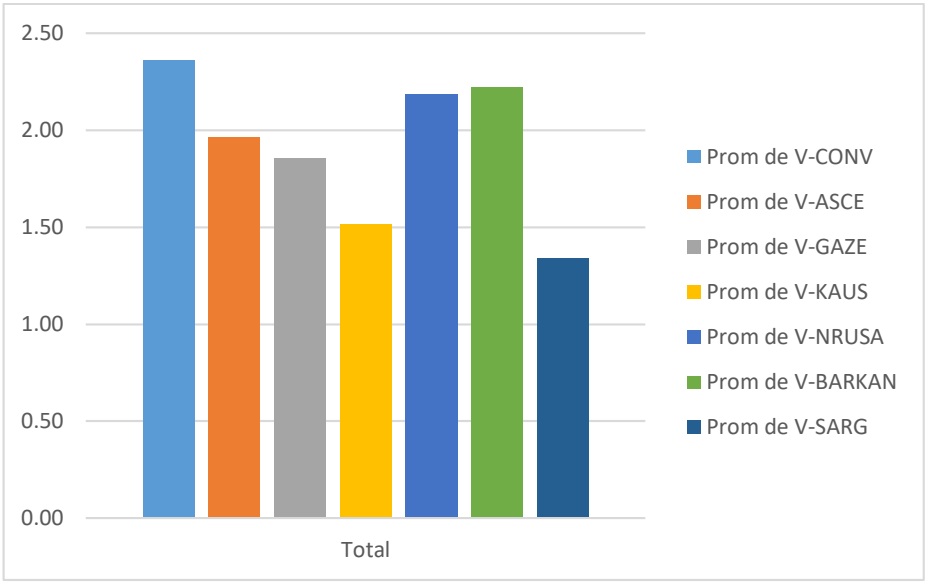


Figura 207: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 150: Momento Flector Promedio en Viga.

Pro de M-CONV	Pro de M-ASCE	Pro de M-GAZE	Pro de M-KAUS	Pro de M-NRUSA	Pro de M-BARKAN	Pro de M-SARG
5.74	4.43	4.22	3.52	5.29	5.67	3.11

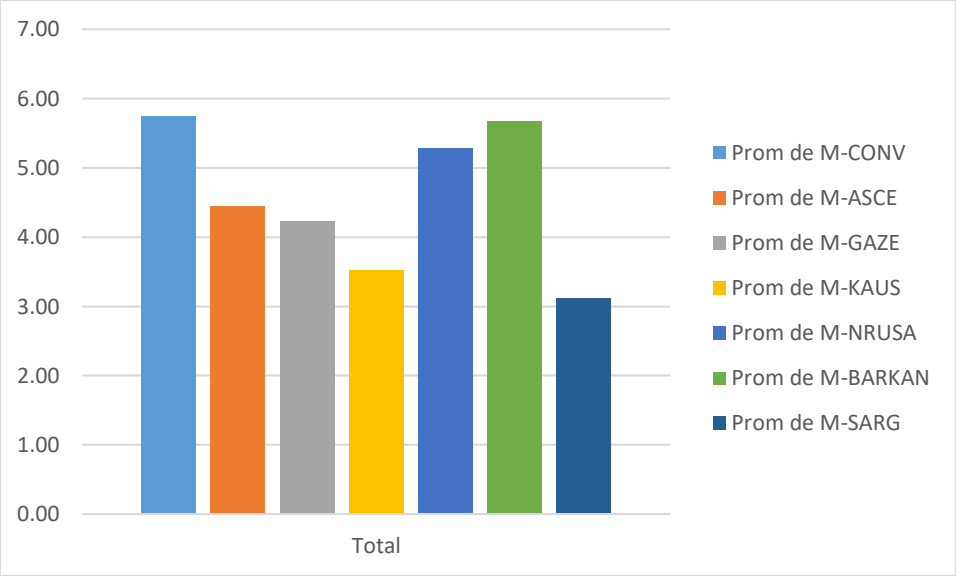


Figura 208: Momento Flector Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

REGISTRO DE MOQUEGUA 2001

Tabla 151: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
17.39	11.79	10.17	9.73	13.50	14.93	7.31

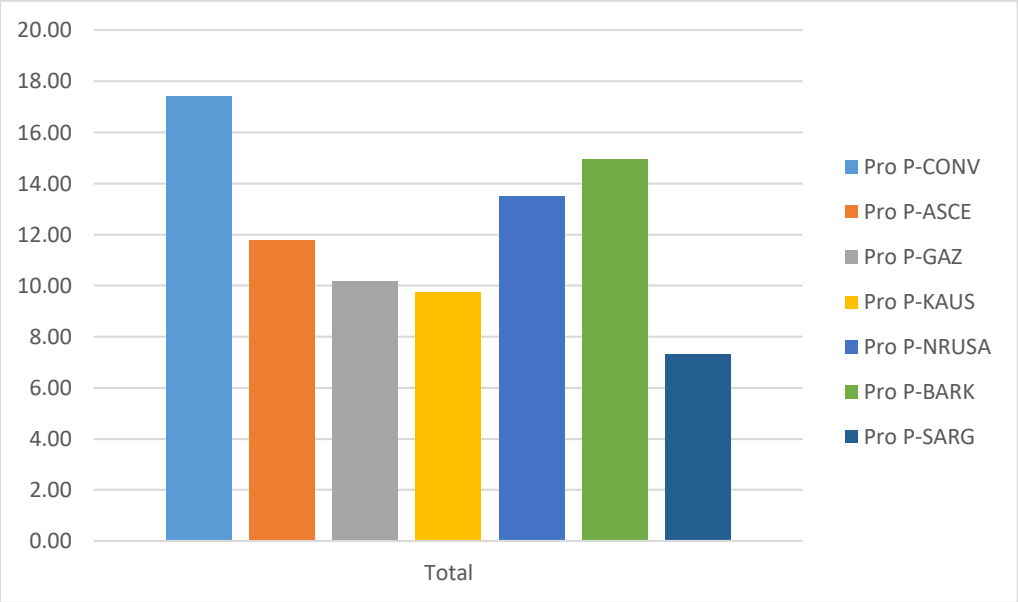


Figura 209: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan se asemeja al modelo convencional.

Tabla 152: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
8.16	5.64	5.20	4.64	6.92	7.27	3.46

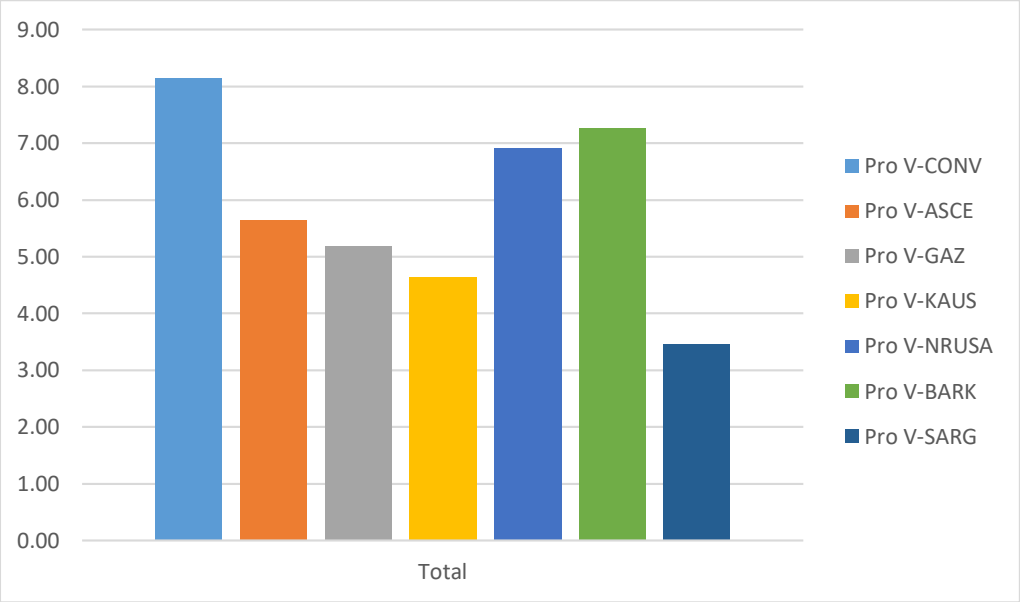


Figura 210: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan se asemeja al modelo convencional.

Tabla 153: Momento Flector Promedio en Columna.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
12.42	8.59	7.86	7.05	10.42	11.01	5.23

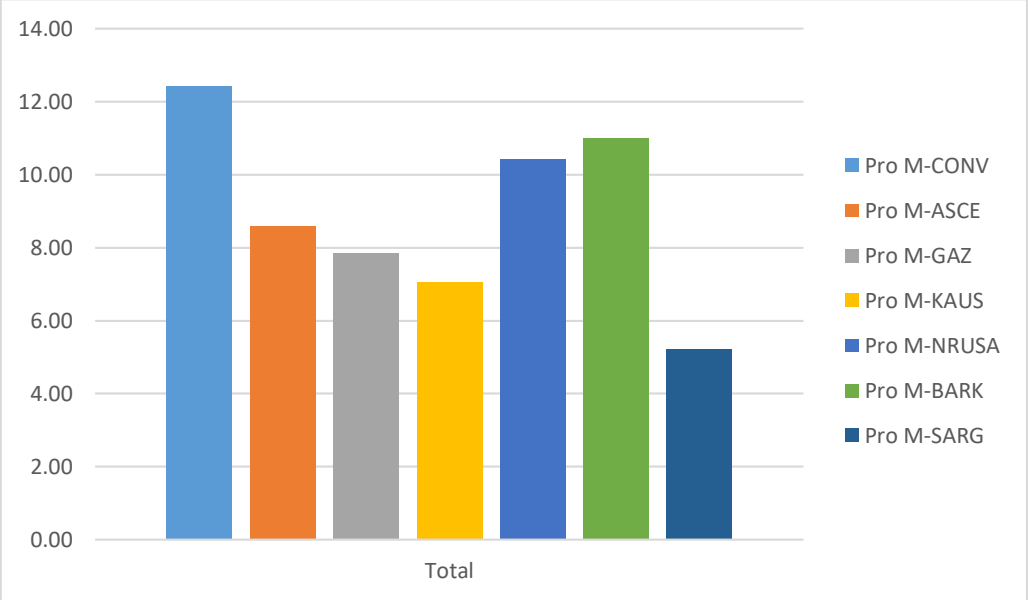


Figura 211: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan se asemeja al modelo convencional.

Tabla 154: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
20.54	17.86	13.20	13.69	17.42	18.93	9.15

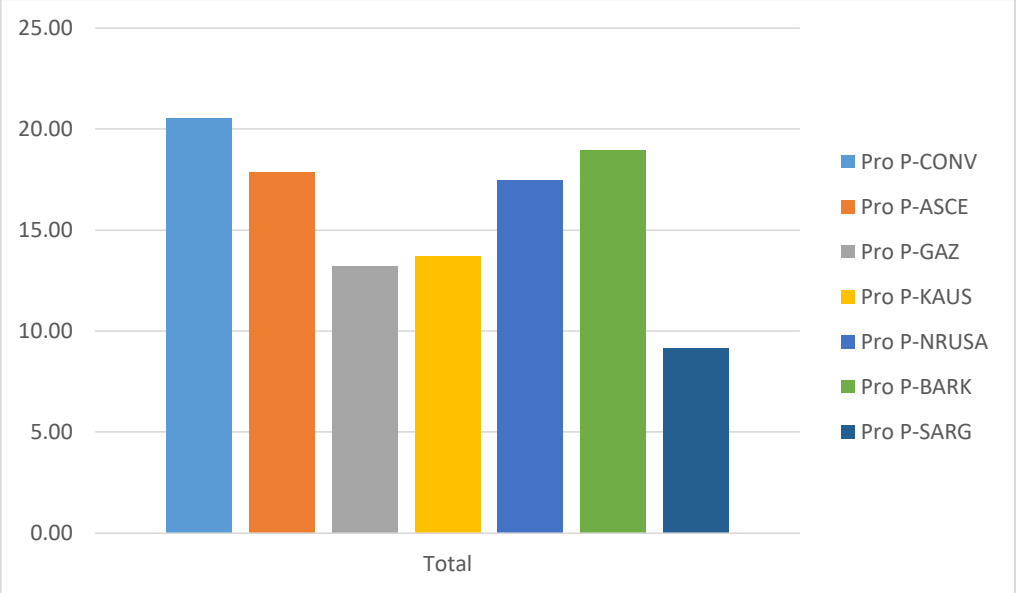


Figura 212: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan, Asce y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 155: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
32.91	27.15	19.52	19.25	24.97	29.73	13.92

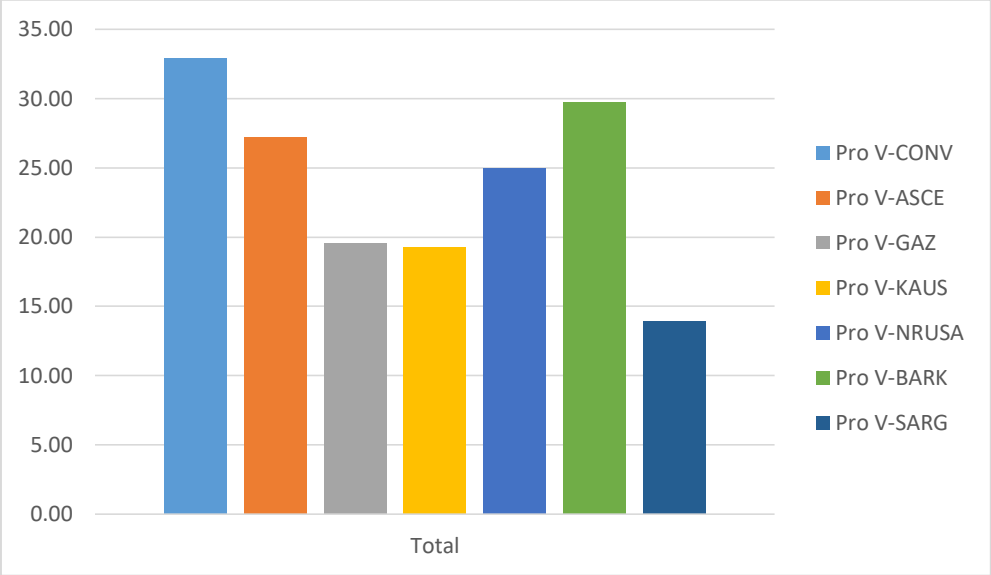


Figura 213: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan, Asce y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 156: Momento Flector Promedio en Muro.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
73.37	57.29	42.83	42.32	55.36	65.53	30.81

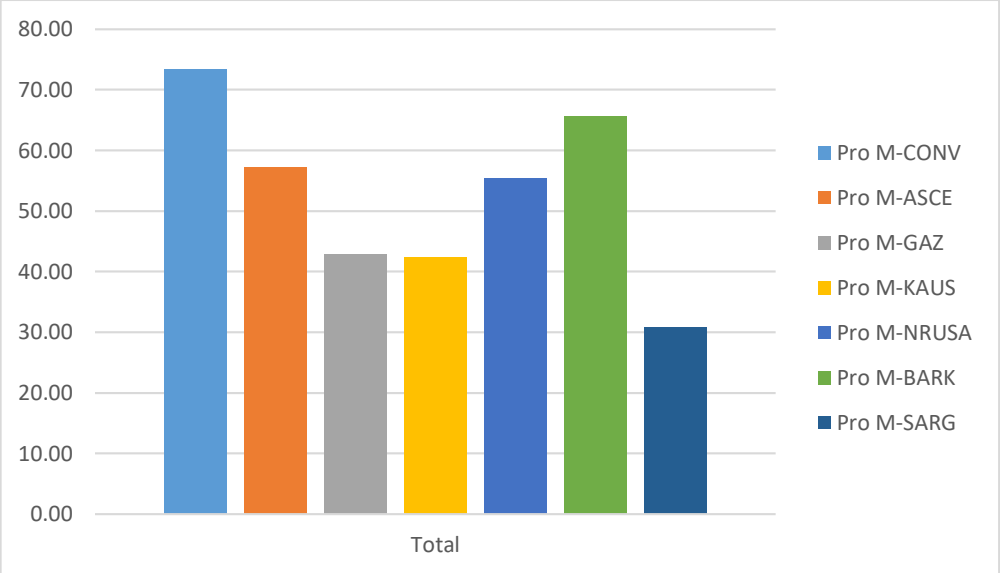


Figura 214: Momento Flector Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan, Asce y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 157: Momento Torsor Promedio en Viga.

Prom de T-CONV	Prom de T-ASCE	Prom de T-GAZE	Prom de T-KAUS	Prom de T-NRUSA	Prom de T-BARKAN	Prom de T-SARG
0.10	0.09	0.07	0.07	0.08	0.10	0.05

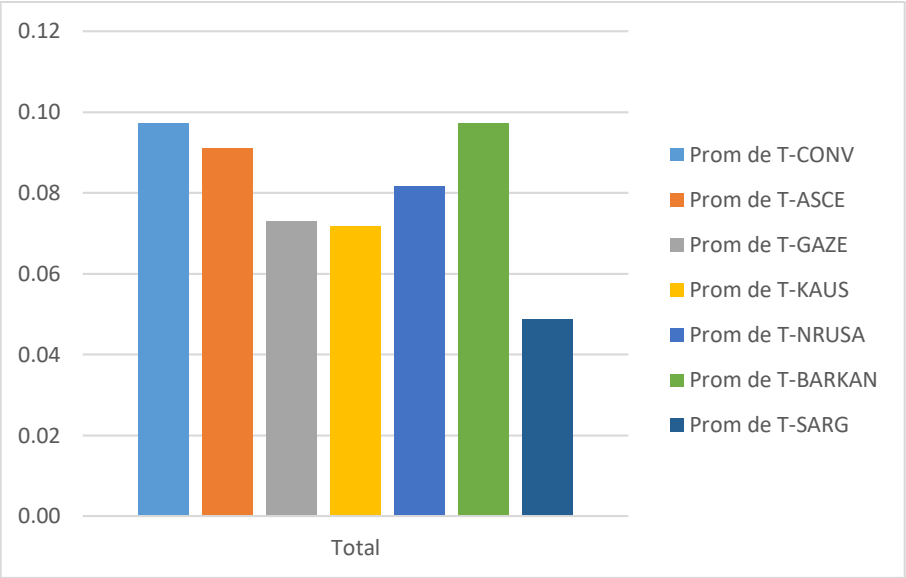


Figura 215: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento torsor obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan, Asce y Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 158: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

Pro de V-CONV	Pro de V-ASCE	Pro de V-GAZE	Pro de V-KAUS	Pro de V-NRUSA	Pro de V-BARKAN	Pro de V-SARG
2.66	1.98	1.62	1.53	1.98	2.34	1.13

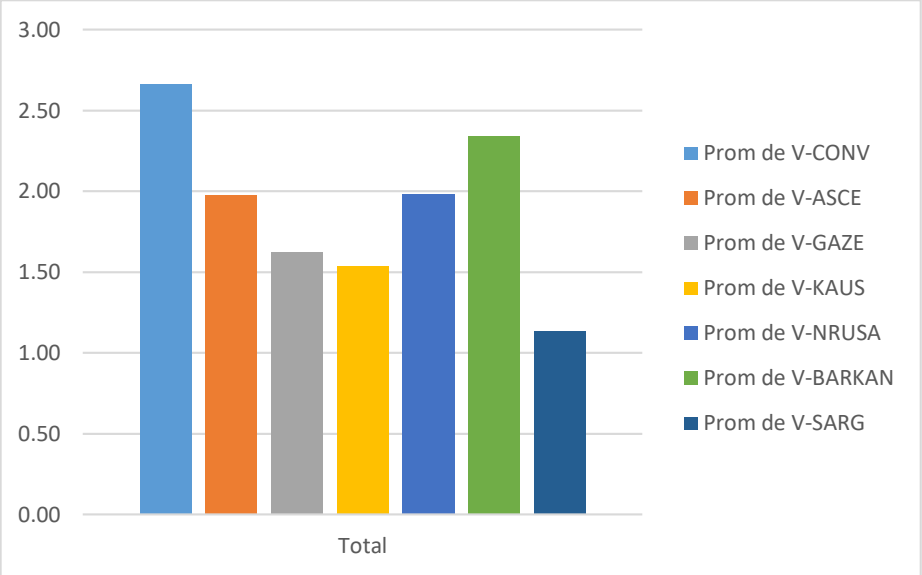


Figura 216: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan, se asemeja al modelo convencional.

Tabla 159: Momento Flector Promedio en Viga.

Pro de M-CONV	Pro de M-ASCE	Pro de M-GAZE	Pro de M-KAUS	Pro de M-NRUSA	Pro de M-BARKAN	Pro de M-SARG
6.14	4.45	3.81	3.50	4.95	5.44	2.63

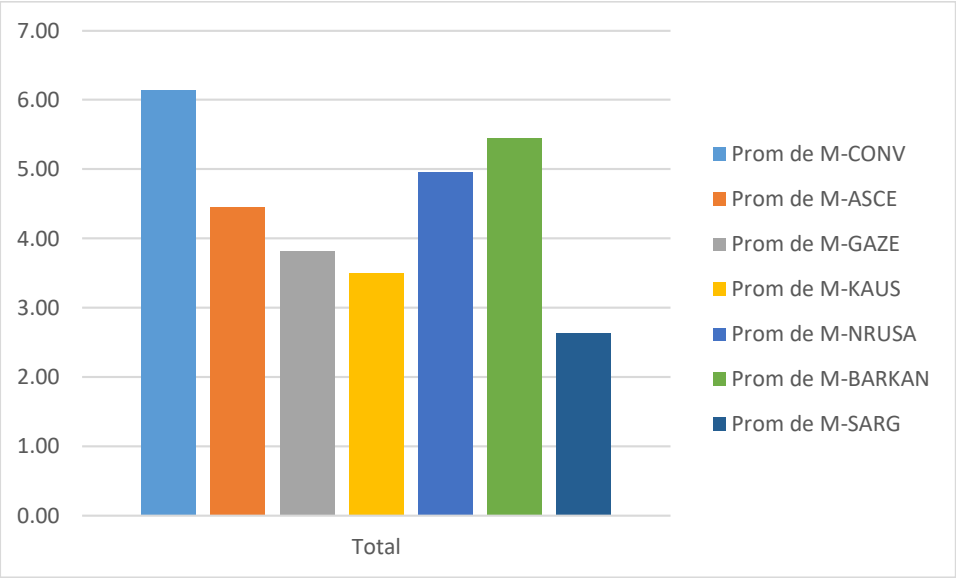


Figura 217: Momento Flector Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos, asimismo el modelo dinámico de Barkan, se asemeja al modelo convencional.

REGISTRO DE ICA 2007

Tabla 160: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
21.34	20.77	20.11	25.16	17.93	16.84	20.19

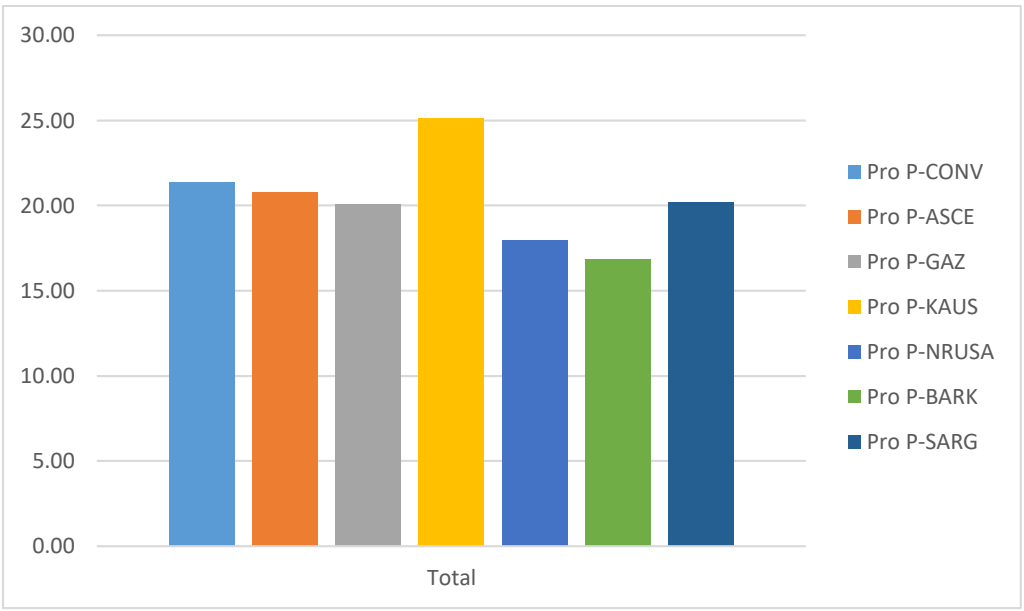


Figura 218: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, mientras que en el modelo dinámico de Kausel ocurre lo contrario, asimismo los modelos de Asce, Gazetas y Sargsian se asemeja al modelo convencional.

Tabla 161: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
10.53	10.03	10.10	11.97	9.11	8.54	10.15

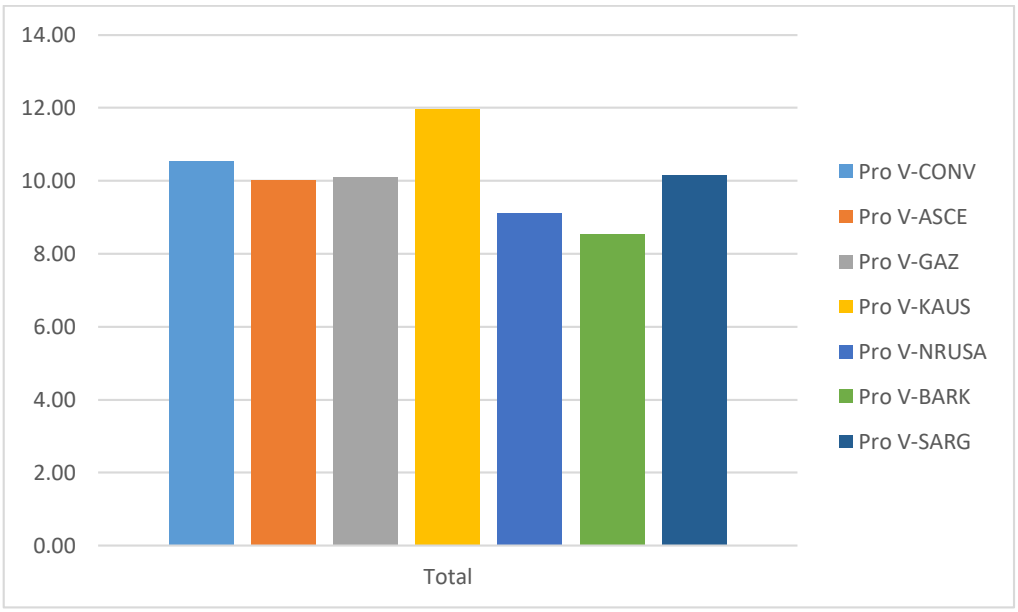


Figura 219: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, mientras que en el modelo dinámico de Kausel ocurre lo contrario, asimismo el modelo de Asce, Gazetas y Sargsian se asemeja al modelo convencional.

Tabla 162: Momento Flector Promedio en Columna.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
15.98	15.18	15.21	18.11	13.74	12.87	15.36

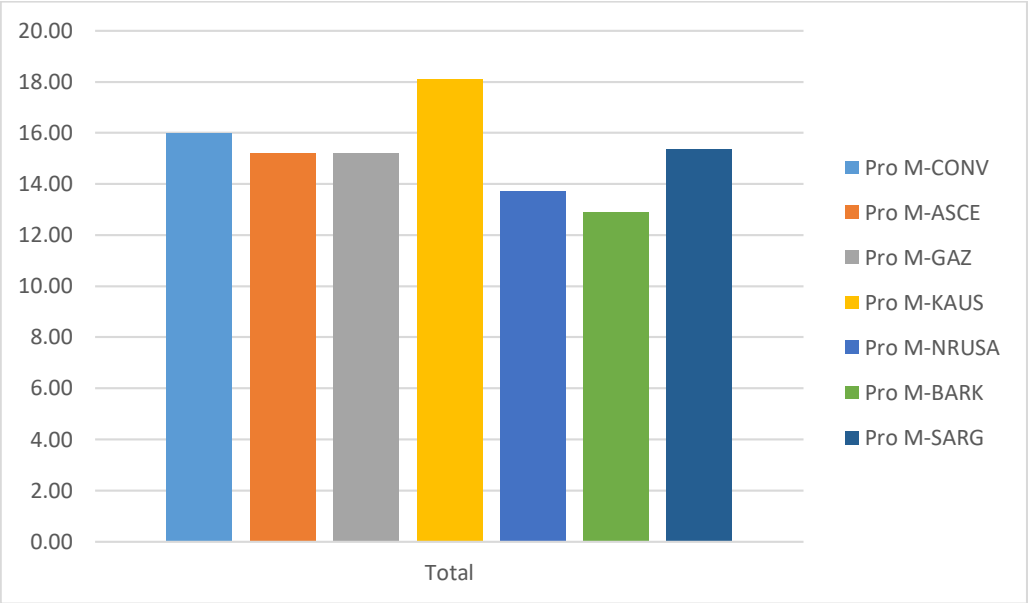


Figura 220: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, mientras que en el modelo dinámico de Kausel ocurre lo contrario, asimismo el modelo de Asce, Gazetas y Sargsian se asemeja al modelo convencional.

Tabla 163: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
23.63	26.43	24.20	29.51	23.00	21.95	22.44

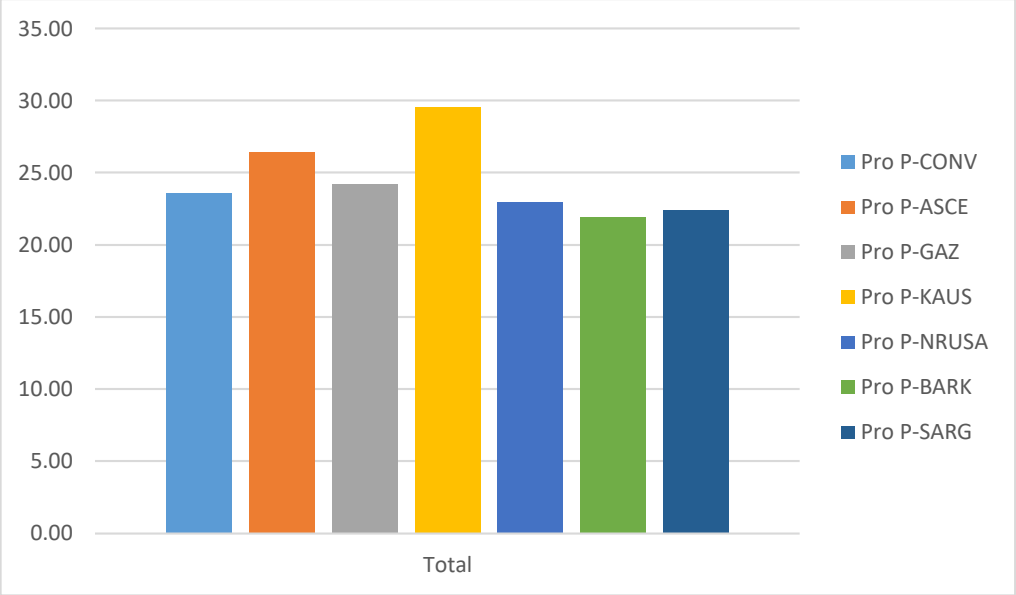


Figura 221: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo axial obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, mientras que en el modelo dinámico de Asce, Gazetas y Kausel, ocurre lo contrario, asimismo el modelo de Nrusa, Barkan y Sargsian se asemeja al modelo convencional.

Tabla 164: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
37.15	39.10	35.50	42.26	31.83	30.82	34.71

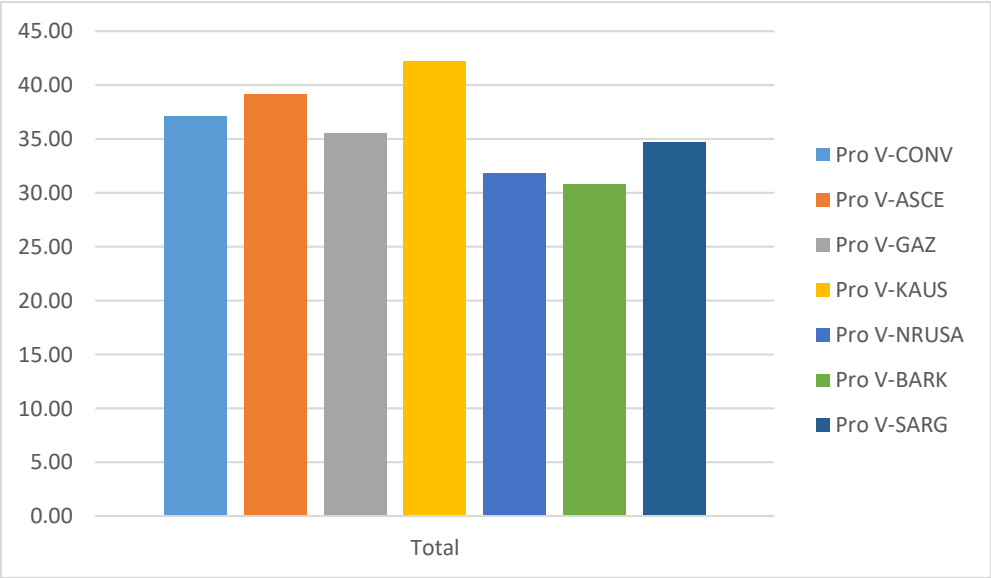


Figura 222: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, mientras que en el modelo dinámico de Asce y Kausel, ocurre lo contrario, asimismo el modelo de Gazetas y Sargsian se asemeja al modelo convencional.

Tabla 165: Momento Flector Promedio en Muro.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
83.38	84.53	79.11	96.18	69.25	67.89	77.53

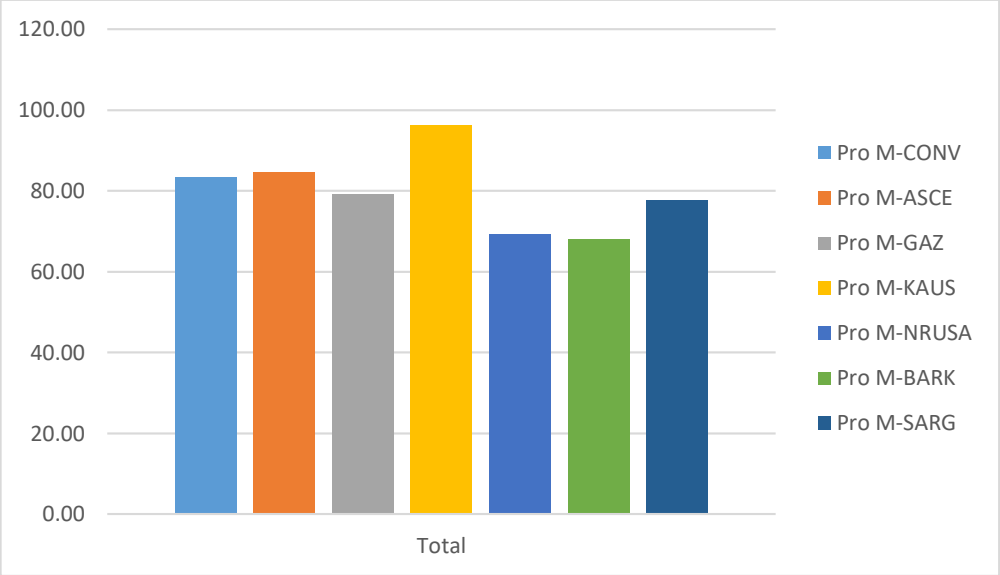


Figura 223: Momento Flector Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminución de los esfuerzos en los modelos dinámicos, mientras que en el modelo dinámico de Asce y Kausel, ocurre lo contrario, asimismo el modelo de Gazetas y Sargsian se asemeja al modelo convencional.

Tabla 166: Momento Torsor Promedio en Viga.

Prom de T-CONV	Prom de T-ASCE	Prom de T-GAZE	Prom de T-KAUS	Prom de T-NRUSA	Prom de T-BARKAN	Prom de T-SARG
0.10	0.13	0.13	0.17	0.10	0.11	0.11

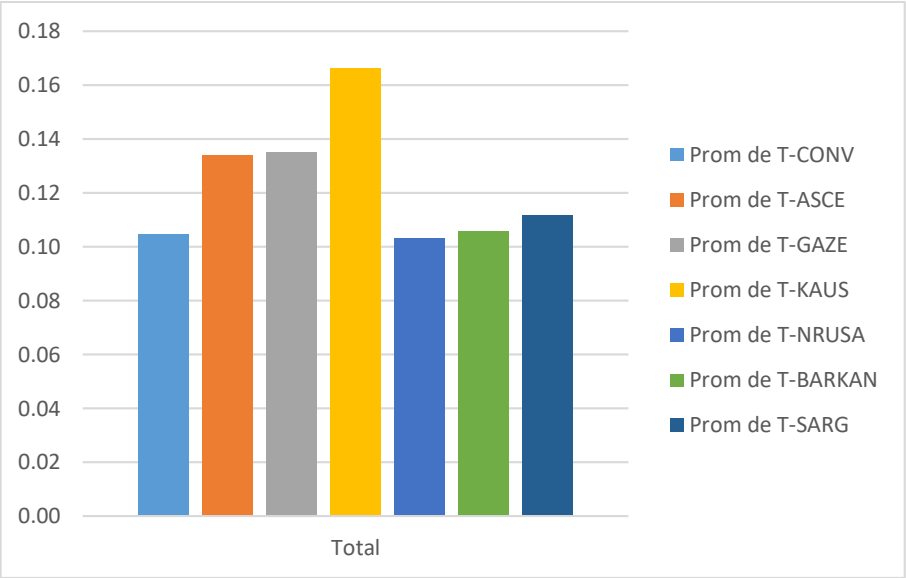


Figura 224: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento Torsor obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver el aumento de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Asce, Gazetas, Kausel, Sargsian y Barkan, mientras que el modelo de Nrusa ocurre lo contrario, asimismo el modelo de Nrusa se asemeja al modelo convencional.

Tabla 167: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

Prom de V-CONV	Prom de V-ASCE	Prom de V-GAZE	Prom de V-KAUS	Prom de V-NRUSA	Prom de V-BARKAN	Prom de V-SARG
3.13	3.18	3.15	3.73	2.62	2.45	3.20

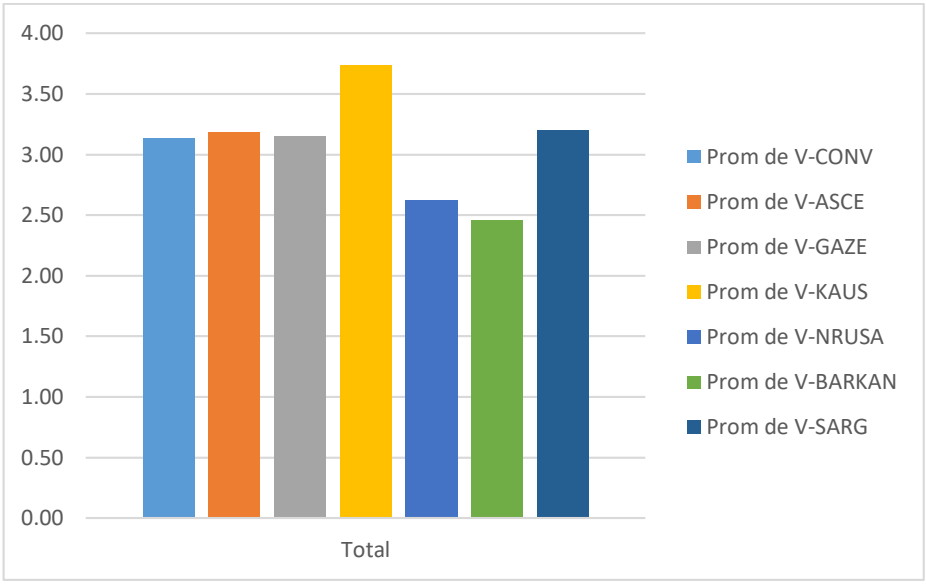


Figura 225: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del esfuerzo cortante obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver el aumento de los esfuerzos en los modelos dinámicos de Asce, Gazetas, Kausel y Sargsian, mientras que el modelo de Nrusa y Barkan ocurre lo contrario.

Tabla 168: Momento Flector Promedio en Viga.

Prom de M-CONV	Prom de M-ASCE	Prom de M-GAZE	Prom de M-KAUS	Prom de M-NRUSA	Prom de M-BARKAN	Prom de M-SARG
7.77	7.39	7.42	9.04	6.63	6.27	7.47

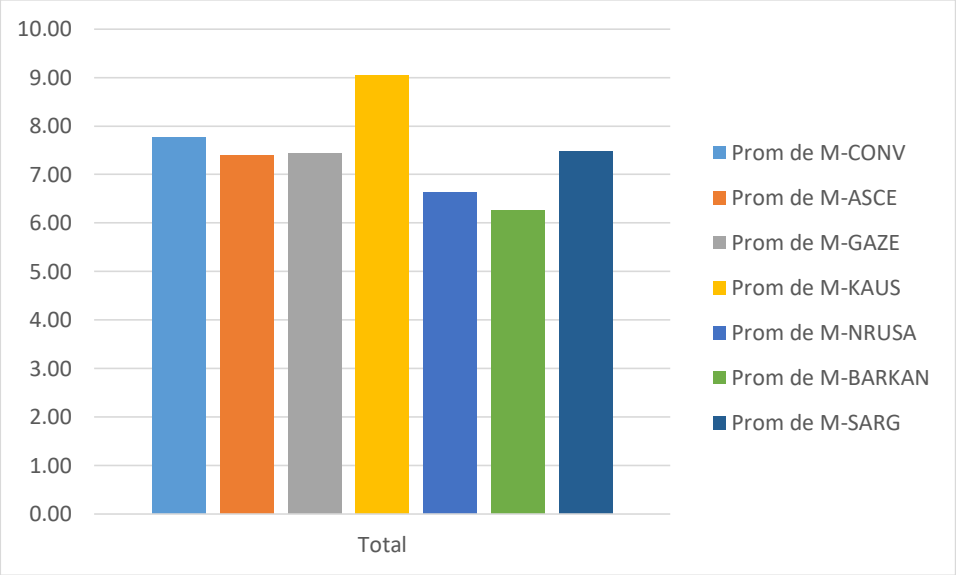


Figura 226: Momento Flector Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio del momento flector obtenidos para cada modelo y así mismo se puede ver la disminucio de los esfuerzos en los modelos dinámicos, mientras que el modelo de Kausel ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Sargsian se asemejan al modelo convencional.

ESFUERZOS MÁXIMOS PARA CADA DIRECCIÓN ANALIZADA DE LOS 5 REGISTROS ANALIZADOS.

DIRECCIÓN X

Tabla 169: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
17.16	13.89	14.68	15.24	14.56	16.17	10.29

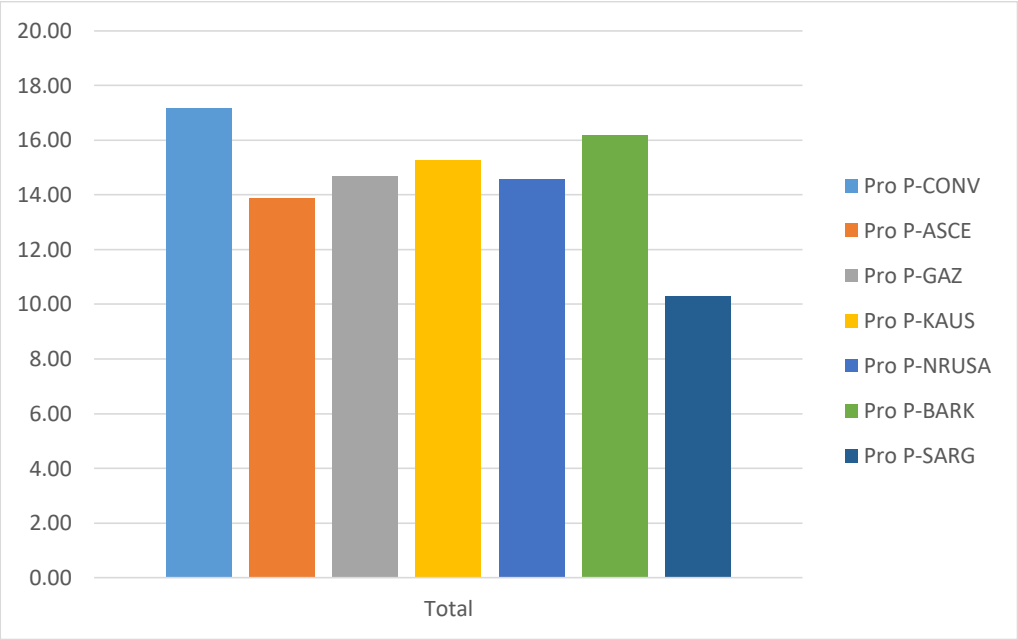


Figura 227: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, asimismo el modelo dinámico de Barkan se asemejan al modelo convencional.

Tabla 170: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
6.89	4.54	4.85	13.79	4.65	5.19	3.15

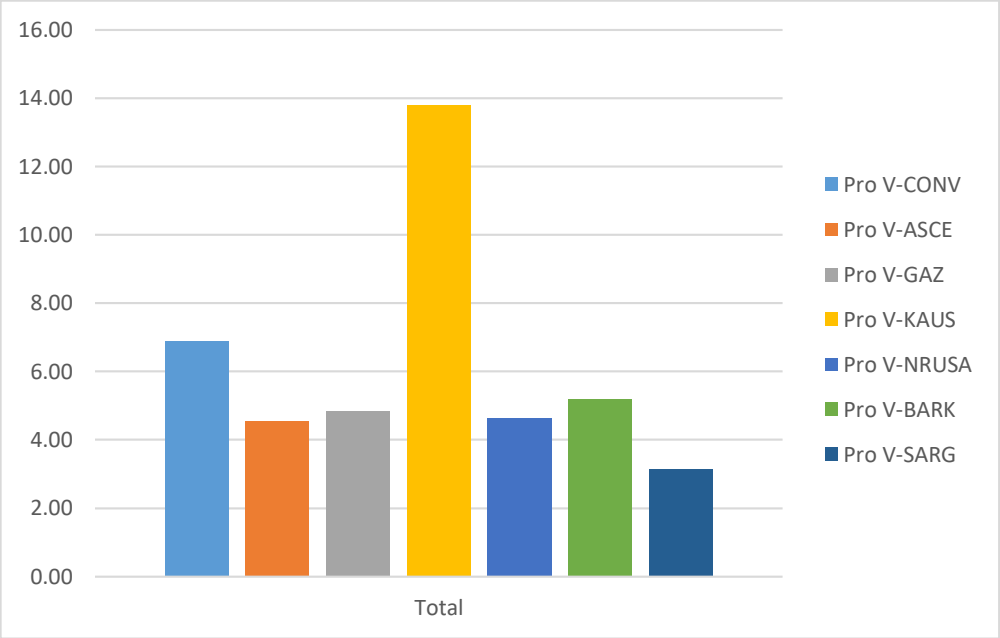


Figura 228: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Kausel ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Barkan se asemejan al modelo convencional.

Tabla 171: Momento Flector Promedio en Columna.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
10.00	8.10	8.69	12.76	8.33	9.29	5.81

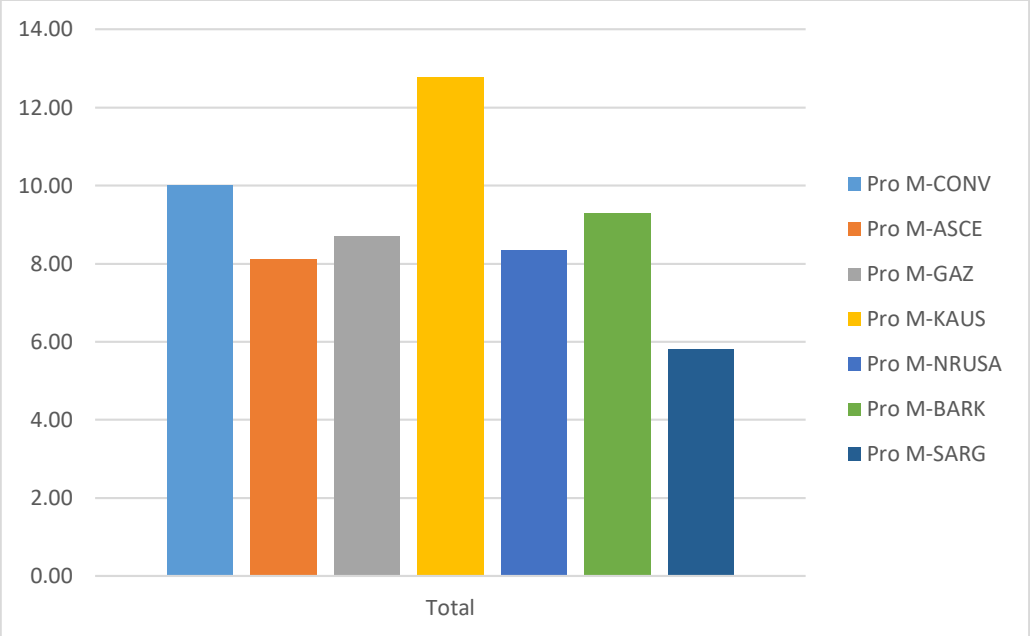


Figura 229: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Kausel ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Barkan se asemejan al modelo convencional.

Tabla 172: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
29.39	26.44	26.51	22.68	28.06	30.73	18.95

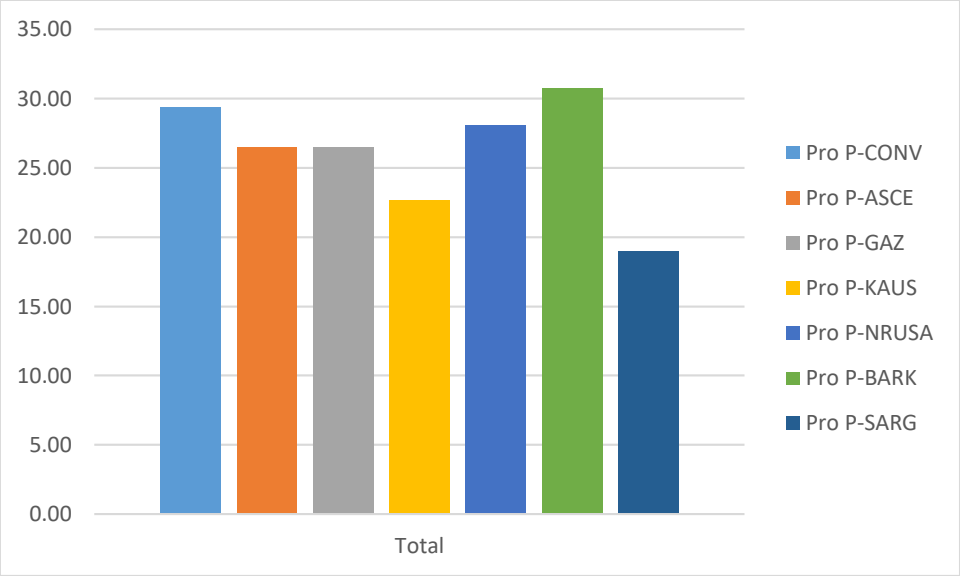


Figura 230: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Barkan ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Nrusa se asemejan al modelo convencional.

Tabla 173: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
29.06	28.90	34.48	23.79	27.63	30.19	19.44

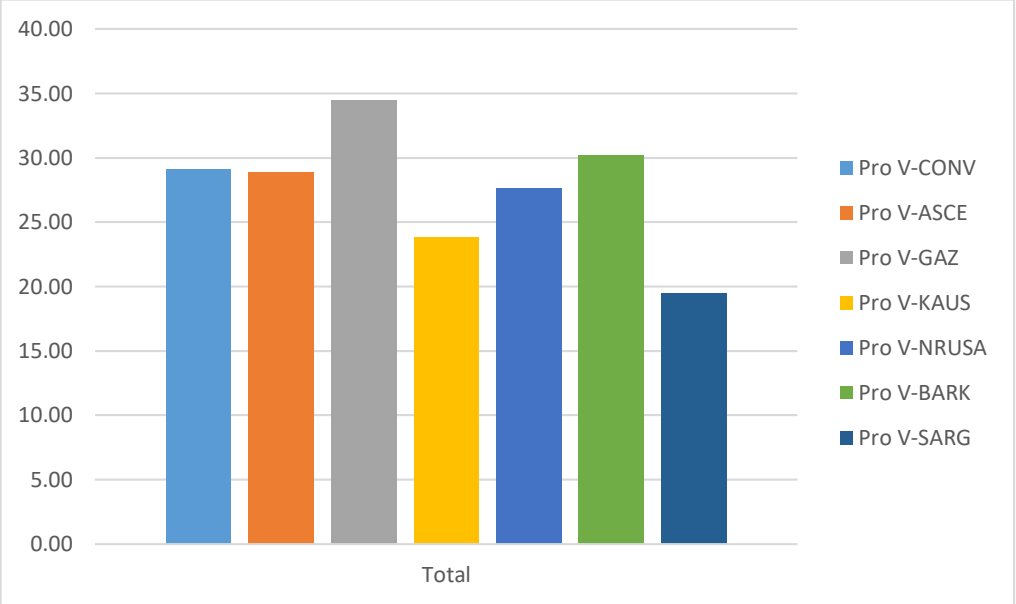


Figura 231: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Gazetas y Barkan ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Asce y Nrusa se asemejan al modelo convencional.

Tabla 174: Momento Flector Promedio en Muro.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
60.27	55.54	68.72	47.80	56.07	61.91	40.15

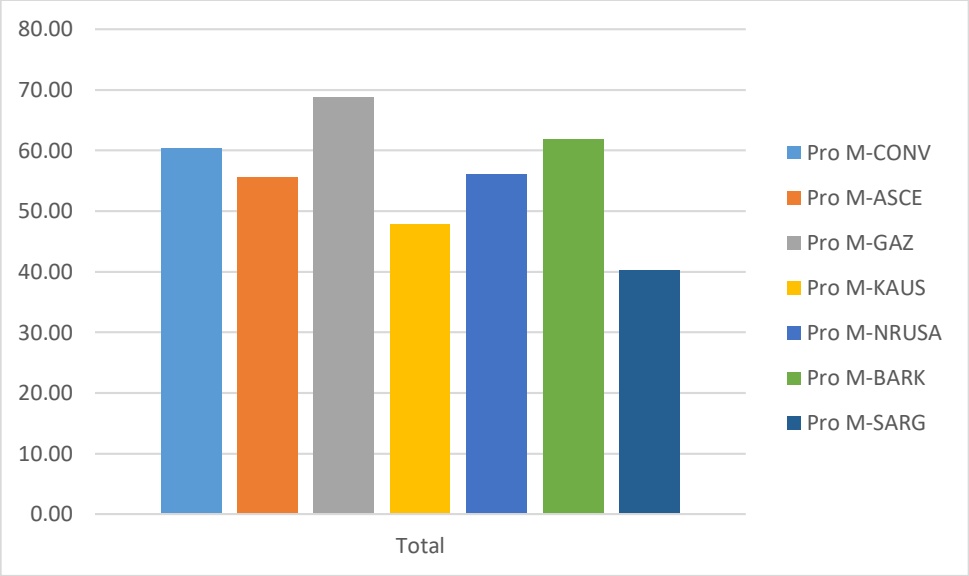


Figura 232: Momento Flector Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Gazetas y Barkan ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Asce y Nrusa se asemejan al modelo convencional.

Tabla 175: Momento Torsor Promedio en Viga.

Prom de T-CONV	Prom de T-ASCE	Prom de T-GAZE	Prom de T-KAUS	Prom de T-NRUSA	Prom de T-BARKAN	Prom de T-SARG
0.13	0.12	0.12	0.11	0.13	0.14	0.08

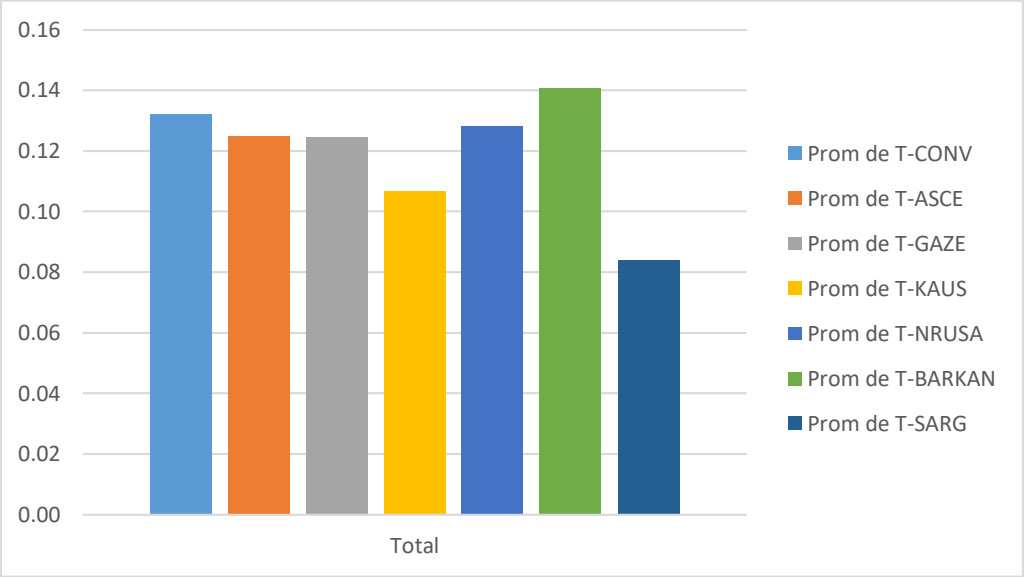


Figura 233: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Barkan ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Asce, Gazetas y Nrusa se asemejan al modelo convencional.

Tabla 176: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

Prom de V-CONV	Prom de V-GAZE	Prom de V-ASCE	Prom de V-KAUS	Prom de V-NRUSA	Prom de V-BARKAN	Prom de V-SARG
1.96	1.86	1.73	1.49	1.87	2.08	1.18

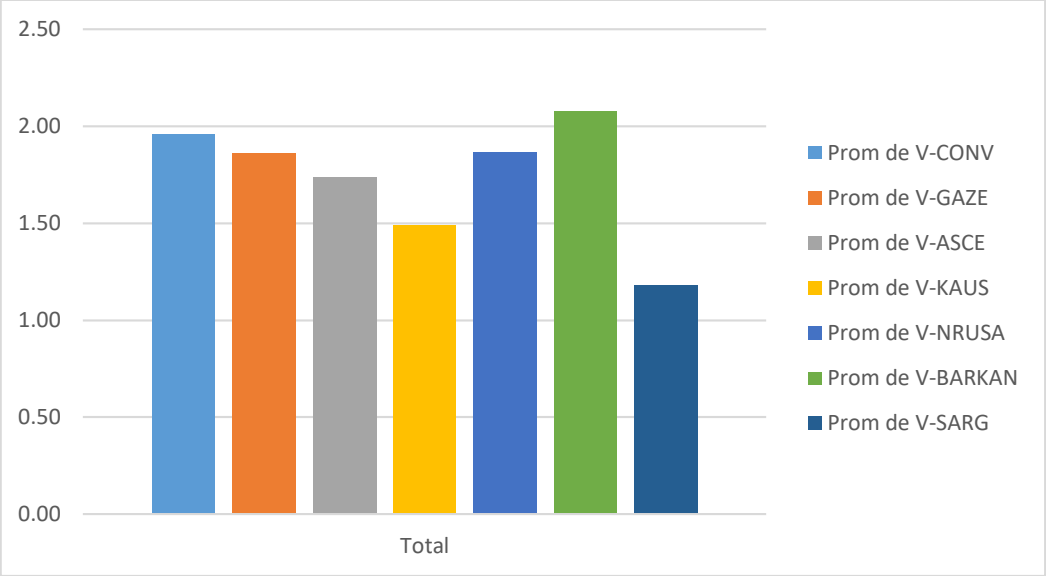


Figura 234: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Barkan ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Asce y Nrusa se asemejan al modelo convencional.

Tabla 177: Momento Flector Promedio en Viga.

Pro de M-CONV	Pro de M-ASCE	Pro de M-GAZE	Pro de M-KAUS	Pro de M-NRUSA	Pro de M-BARKAN	Pro de M-SARG
3.85	3.47	3.59	3.27	3.68	4.08	1.91

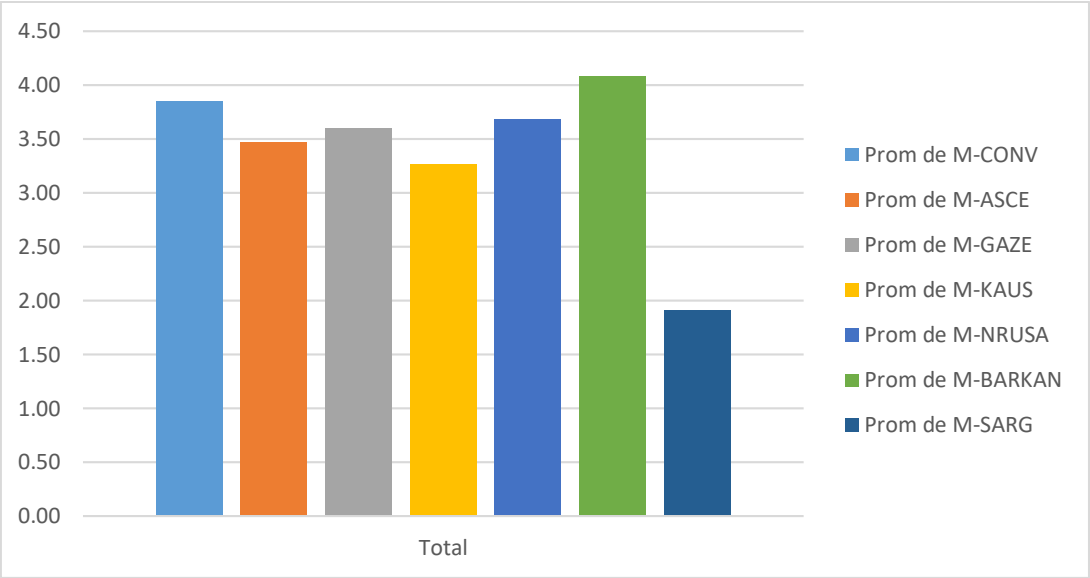


Figura 235: Momento Flector Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Barkan ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Asce, Gazetas y Nrusa se asemejan al modelo convencional.

DIRECCIÓN Y

Tabla 178: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
23.16	20.77	20.12	25.16	19.94	18.08	20.20

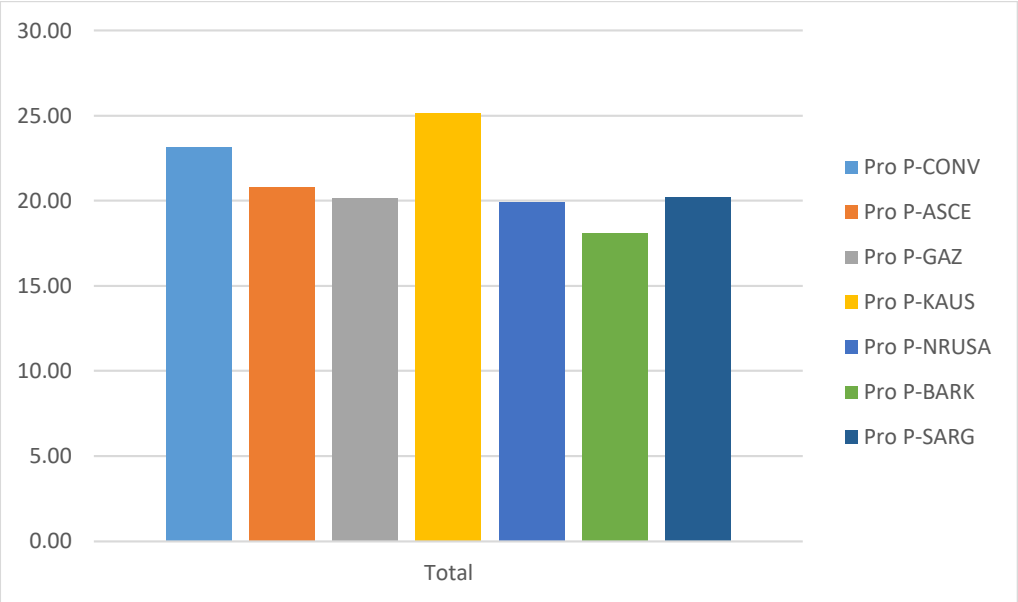


Figura 236: Esfuerzo Axial Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Kausel ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Asce, Gazetas, Sargsian y Nrusa se asemejan al modelo convencional.

Tabla 179: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
10.62	10.05	10.10	11.97	14.87	9.00	10.15

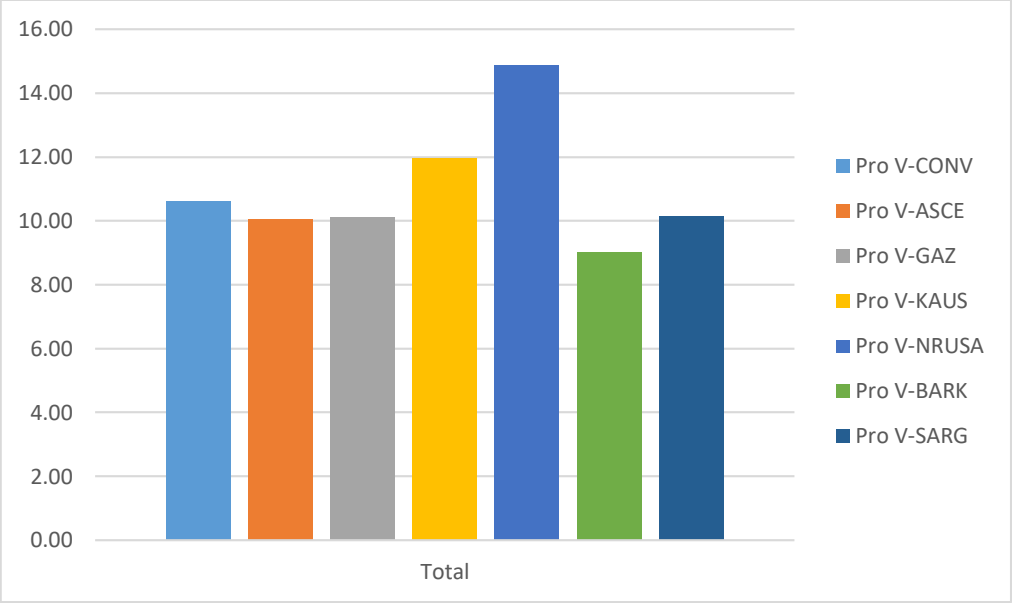


Figura 237: Esfuerzo Cortante Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Kausel y Nrusa ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Asce, Gazetas y Sargsian se asemejan al modelo convencional.

Tabla 180: Momento Flector Promedio en Columna.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
16.16	15.21	15.21	18.12	16.81	13.59	15.37

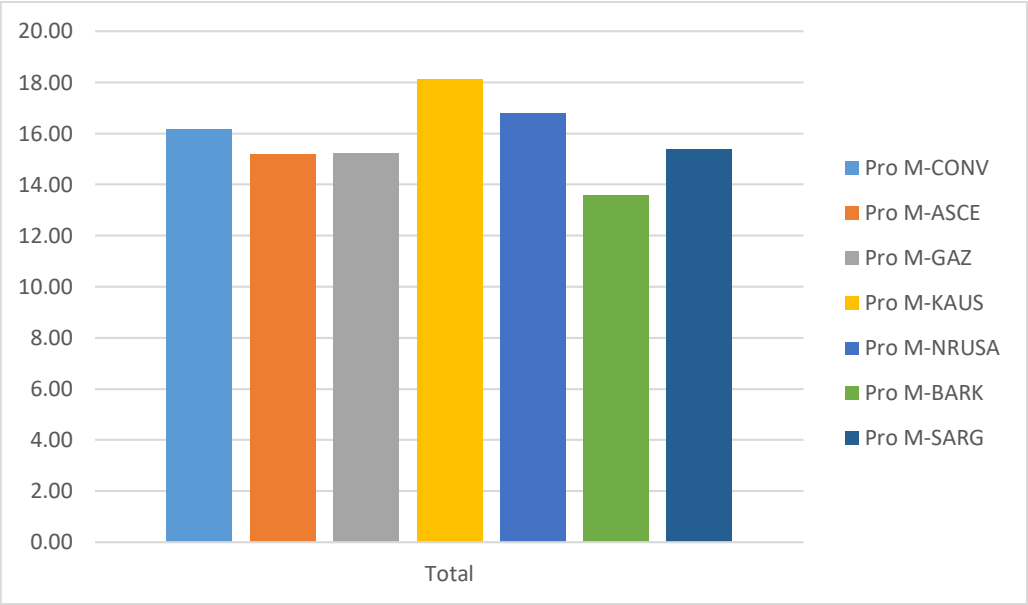


Figura 238: Momento Flector Promedio en Columna.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Kausel y Nrusa ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Asce, Gazetas y Sargsian se asemejan al modelo convencional.

Tabla 181: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

Pro P-CONV	Pro P-ASCE	Pro P-GAZ	Pro P-KAUS	Pro P-NRUSA	Pro P-BARK	Pro P-SARG
24.67	75.06	24.21	29.53	23.40	69.26	22.44

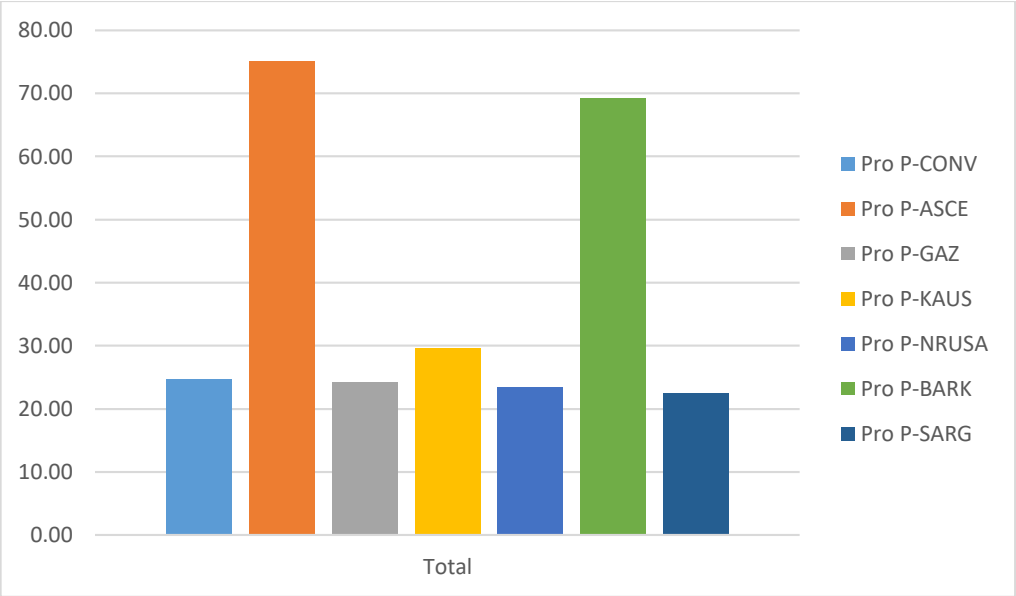


Figura 239: Esfuerzo Axial Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Asce, Kausel y Barkan ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Gazetas, Nrusa y Sargsian se asemejan al modelo convencional.

Tabla 182: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

Pro V-CONV	Pro V-ASCE	Pro V-GAZ	Pro V-KAUS	Pro V-NRUSA	Pro V-BARK	Pro V-SARG
38.09	40.87	35.52	42.26	32.56	33.57	34.72

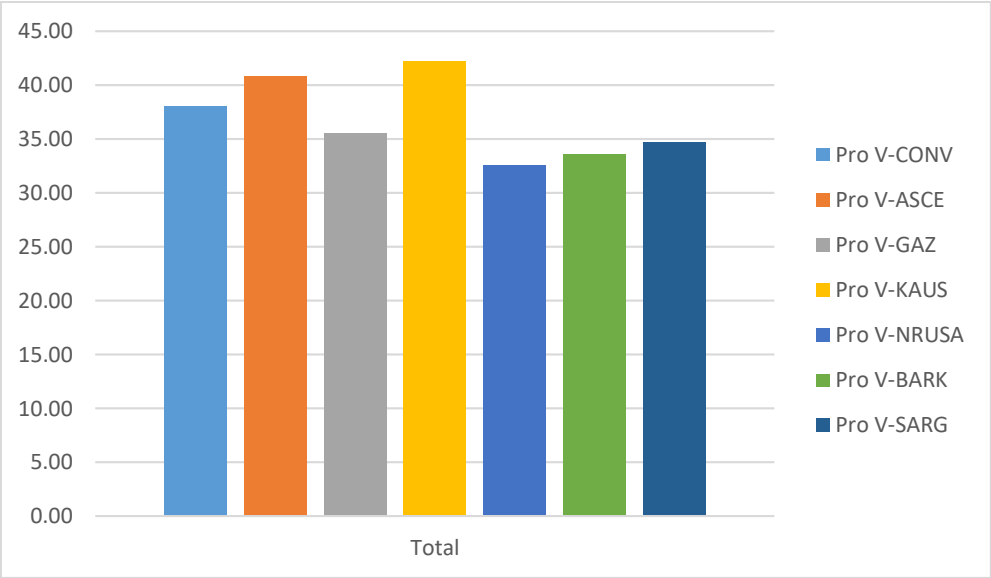


Figura 240: Esfuerzo Cortante Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Asce y Kausel ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Gazetas, y Sargsian se asemejan al modelo convencional.

Tabla 183: Momento Flector Promedio en Muro.

Pro M-CONV	Pro M-ASCE	Pro M-GAZ	Pro M-KAUS	Pro M-NRUSA	Pro M-BARK	Pro M-SARG
85.09	86.96	79.17	96.18	70.79	73.11	77.58

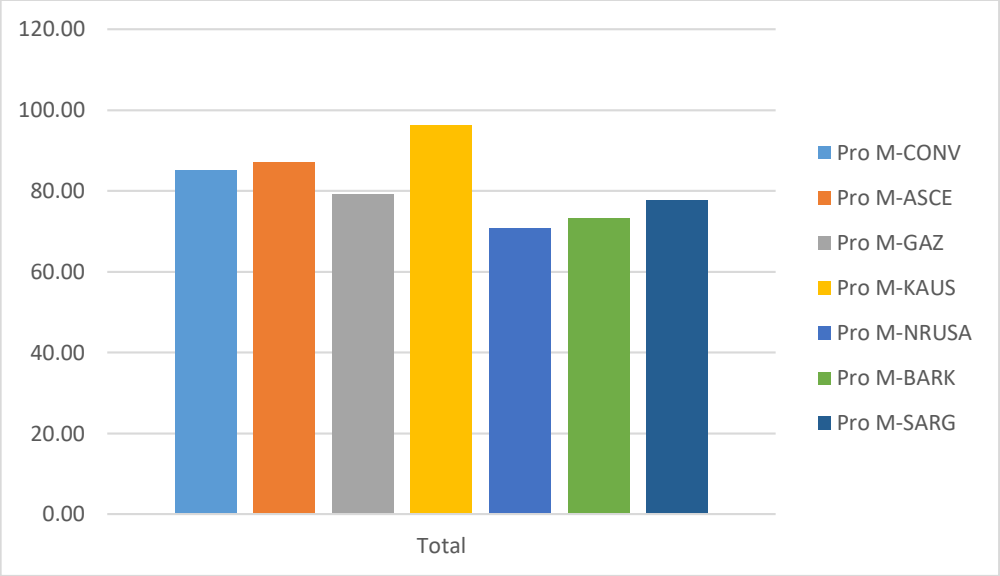


Figura 241: Momento Flector Promedio en Muro.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Asce y Kausel ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Gazetas, y Sargsian se asemejan al modelo convencional.

Tabla 184: Momento Torsor Promedio en Viga.

Prom de T-CONV	Prom de T-ASCE	Prom de T-GAZE	Prom de T-KAUS	Prom de T-NRUSA	Prom de T-BARKAN	Prom de T-SARG
0.11	0.14	0.14	0.17	0.11	0.11	0.11

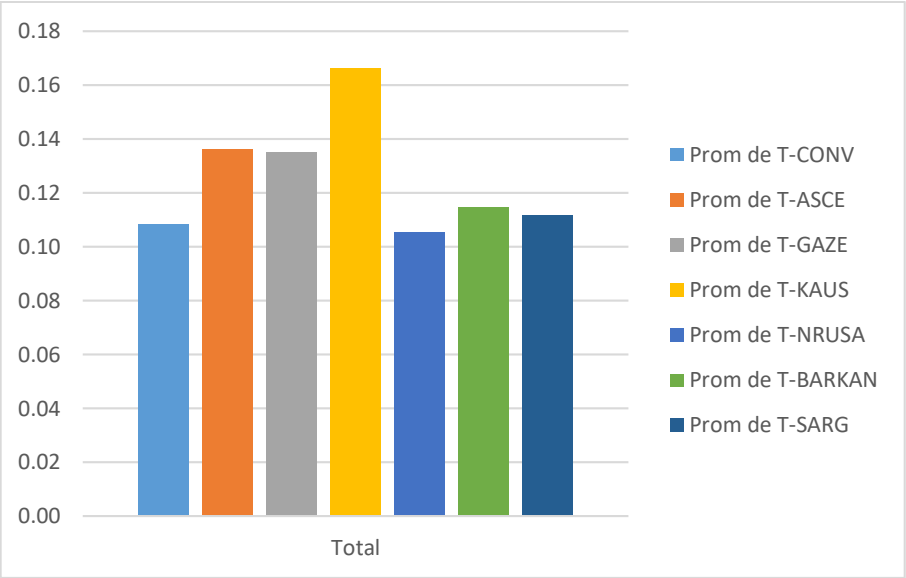


Figura 242: Momento Torsor Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Asce Gazetas y Kausel ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Nrusa, Barkan y Sargsian se asemejan al modelo convencional.

Tabla 185: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

Prom de V-CONV	Prom de V-ASCE	Prom de V-GAZE	Prom de V-KAUS	Prom de V-NRUSA	Prom de V-BARKAN	Prom de V-SARG
3.14	3.19	3.15	3.73	2.63	2.64	3.20

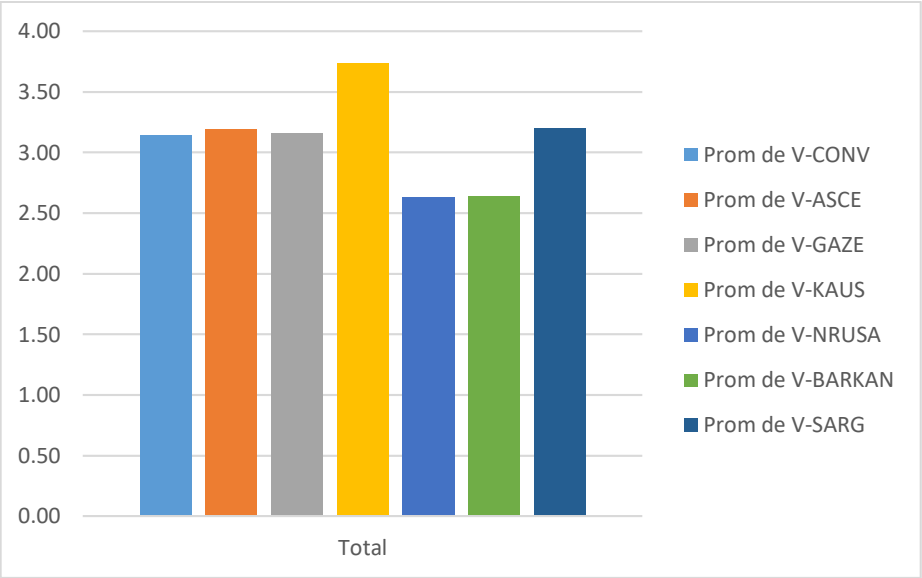


Figura 243: Esfuerzo Cortante Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Asce Gazetas, Kausel y Sargsian ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Nrusa y Barkan se asemejan al modelo convencional.

Tabla 186: Momento Flector Promedio en Viga.

Prom de M-CONV	Prom de M-ASCE	Prom de M-GAZE	Prom de M-KAUS	Prom de M-NRUSA	Prom de M-BARKAN	Prom de M-SARG
7.78	7.40	7.42	9.04	6.65	6.54	3.18

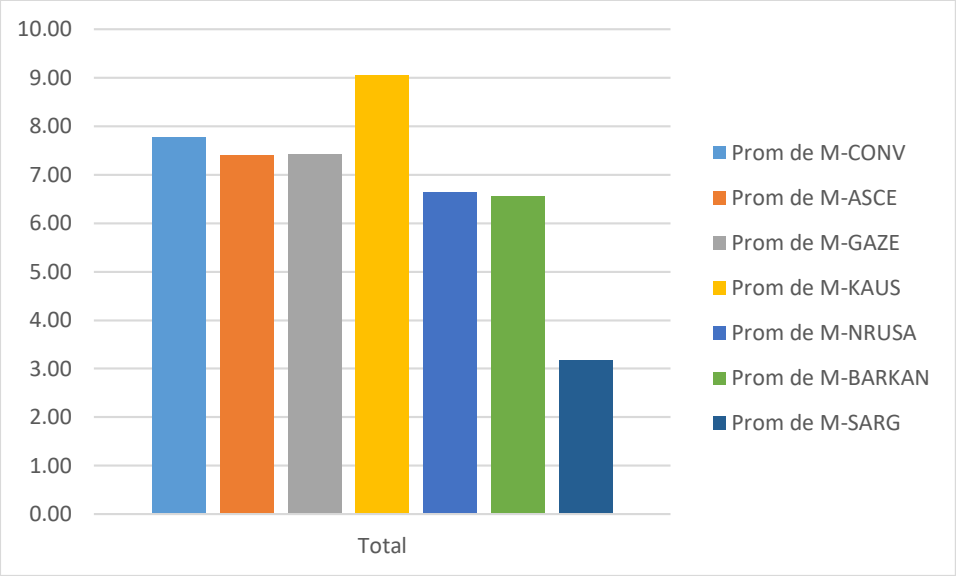


Figura 244: Momento Flector Promedio en Viga.

En la tabla y figura se aprecia el promedio de los esfuerzos máximos de los 5 registros tomados asimismo podemos observar la disminución de los esfuerzos obtenidos para cada modelo dinámico, mientras que con el modelo dinámico de Kausel, ocurre lo contrario, asimismo el modelo dinámico de Asce y Gazetas se asemejan al modelo convencional.

5.1.3.3 PERIODOS DE VIBRACIÓN

El análisis modal depende de las masas y de la rigidez de la estructura, debido a la interacción suelo estructura los modelos dinámicos tendrán diferentes rigideces, por lo cual los periodos serán distintos. La respuesta dinámica de una edificación durante un sismo depende de la relación entre el período de vibración de las ondas sísmicas y su propio periodo de vibración son iguales a los periodos calculado en el análisis dinámico.

Tabla 187: Modos de Vibración & Periodo(s).

Modos de Vibración & Periodo(s)							
MODOS	Empotrado	ASCE	GAZETAS	KAUSEL	NRUSA	BARKAN	SARGSIAN
1	1.36	1.51	1.87	1.68	1.46	1.41	2.86
2	1.10	1.27	1.28	1.49	1.13	1.12	1.85
3	0.85	1.17	1.16	1.20	0.94	0.96	1.56
4	0.44	0.45	0.50	0.50	0.44	0.44	0.60
5	0.37	0.39	0.40	0.41	0.38	0.37	0.50
6	0.31	0.33	0.37	0.38	0.32	0.31	0.47
7	0.27	0.28	0.30	0.30	0.28	0.27	0.32
8	0.23	0.24	0.26	0.26	0.23	0.23	0.28
9	0.19	0.20	0.21	0.21	0.20	0.19	0.23
10	0.17	0.18	0.19	0.19	0.17	0.17	0.21
11	0.16	0.17	0.18	0.18	0.17	0.17	0.19
12	0.13	0.14	0.15	0.15	0.14	0.14	0.16
13	0.13	0.14	0.14	0.14	0.13	0.13	0.14
14	0.12	0.12	0.13	0.13	0.12	0.12	0.13
15	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
16	0.10	0.11	0.12	0.12	0.11	0.11	0.12
17	0.10	0.11	0.11	0.11	0.10	0.10	0.11
18	0.09	0.10	0.10	0.11	0.10	0.09	0.11
19	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
20	0.07	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
21	0.07	0.08	0.08	0.08	0.07	0.07	0.08
22	0.07	0.07	0.08	0.08	0.07	0.07	0.08
23	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
24	0.06	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07

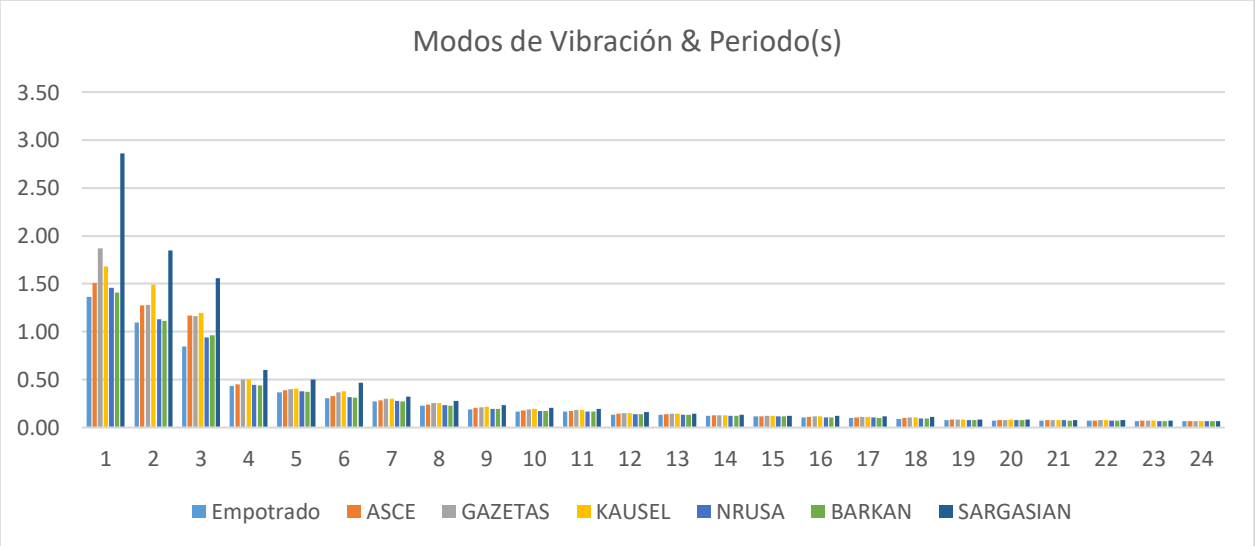


Figura 245: Modos de Vibración & Periodo(s).

En la tabla y figura se observa claramente los periodos de vibración de la estructura donde los periodos generados por los modelos dinámicos de Interacción suelo estructura son mayores que en el modelo convencional.

5.2 PRUEBA DE HIPÓTESIS

5.2.1 ANÁLISIS INFERENCIAL

Con el objetivo de seleccionar la prueba de hipótesis; los datos fueron sometidos a la comprobación de su distribución, si los datos se comportan normalmente, asimismo se proporcionó un resumen conciso de los datos. Para ello se aplicó la prueba de hipótesis.

Para realizar la prueba de hipótesis se siguió los siguientes pasos:

a) Se realizó un análisis exploratorio de la data a través de los gráficos de diagrama de cajas e histograma.

b) Se realizó la prueba de prueba normalidad de Shapiro Wilk y se incluyó los gráficos de normalidad.

c) Se realizó el test de homogeneidad de varianzas, para determinar si se realiza una prueba de paramétrica o una prueba no paramétrica.

d) Se utilizó test paramétricos y no paramétricos de comparación de dos medias o medianas respectivamente de muestras dependientes o apareadas para realizar la prueba de hipótesis.

e) Se planteó la Hipótesis nula Ho y la hipótesis alternativa H1, Ho: $\mu 1 \leq \mu 2$ y H1 $\mu 1 < \mu 2$,

Dimensión: Esfuerzos

Objetivo General: 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.

Análisis Dinámico

Columnas: Axial

Análisis Exploratorio de los datos:

A. Diagrama de Cajas:

a.) Columnas

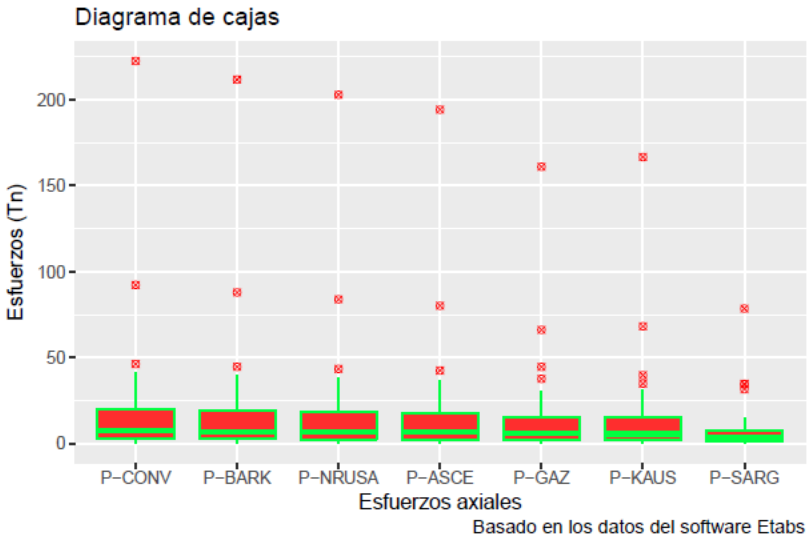


Figura 246: Diagrama de Cajas para Esfuerzos Axiales en columnas.

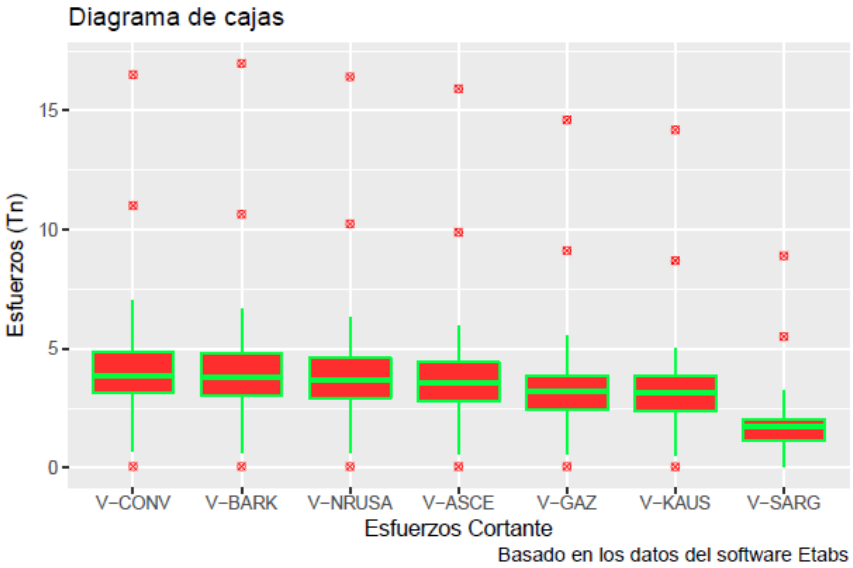


Figura 247: Diagrama de Cajas para Esfuerzos Cortantes en columnas.

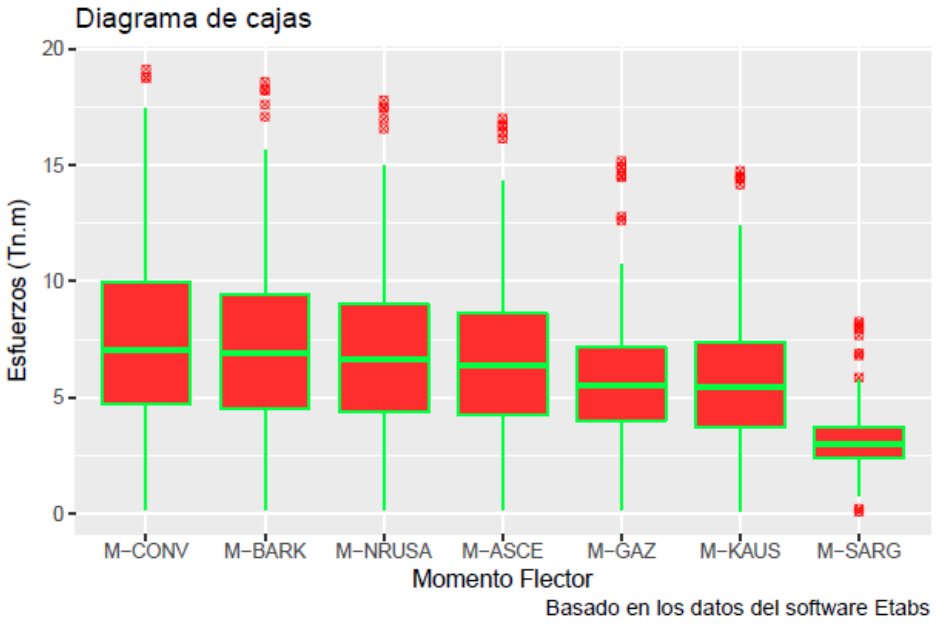


Figura 248: Diagrama de Cajas para Momentos Flectores en columnas.

b.) Muros

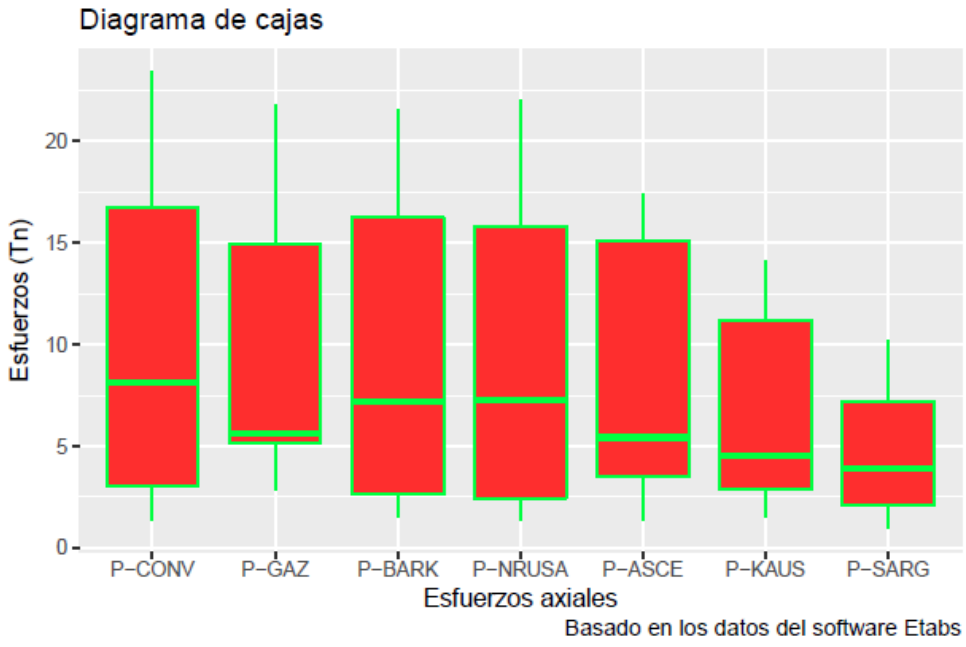


Figura 249: Diagrama de Cajas para Esfuerzos Axiales en muros.

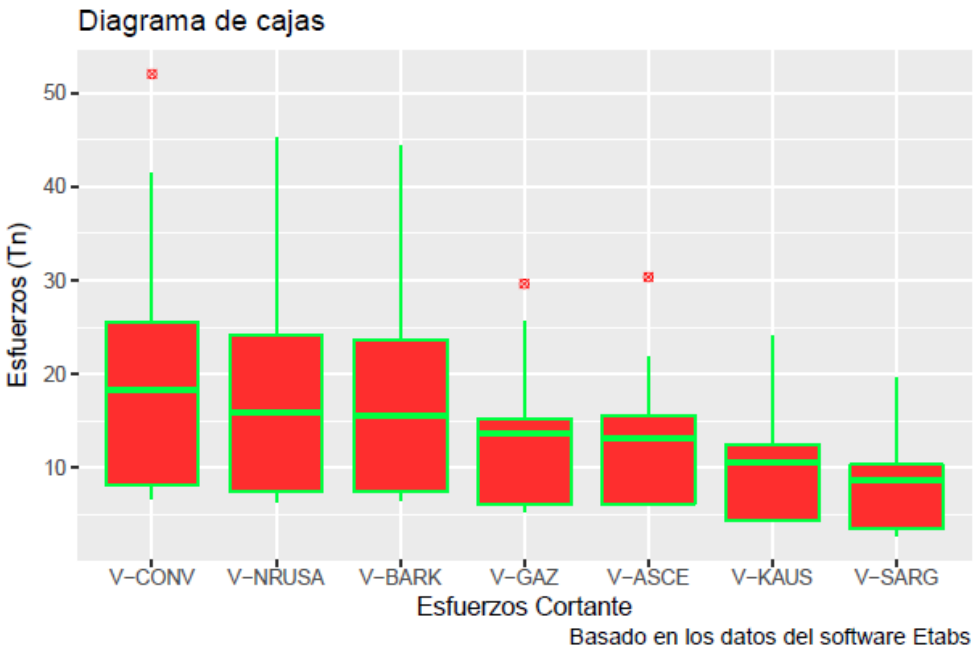


Figura 250: Diagrama de Cajas para Esfuerzos Cortantes en muros.

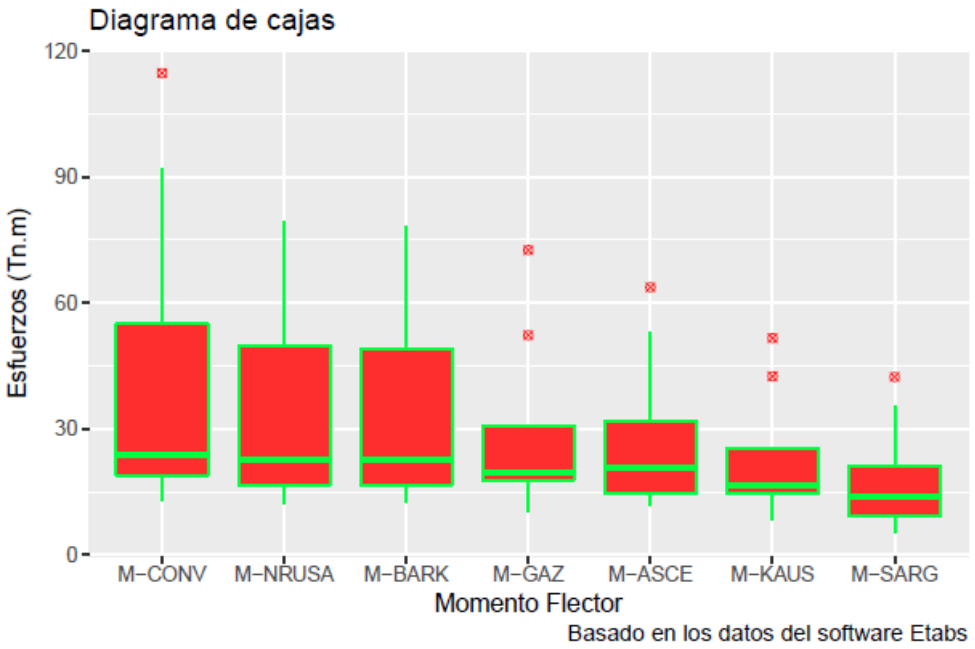


Figura 251: Diagrama de Cajas para Momentos Flectores en muros.

c.) Vigas

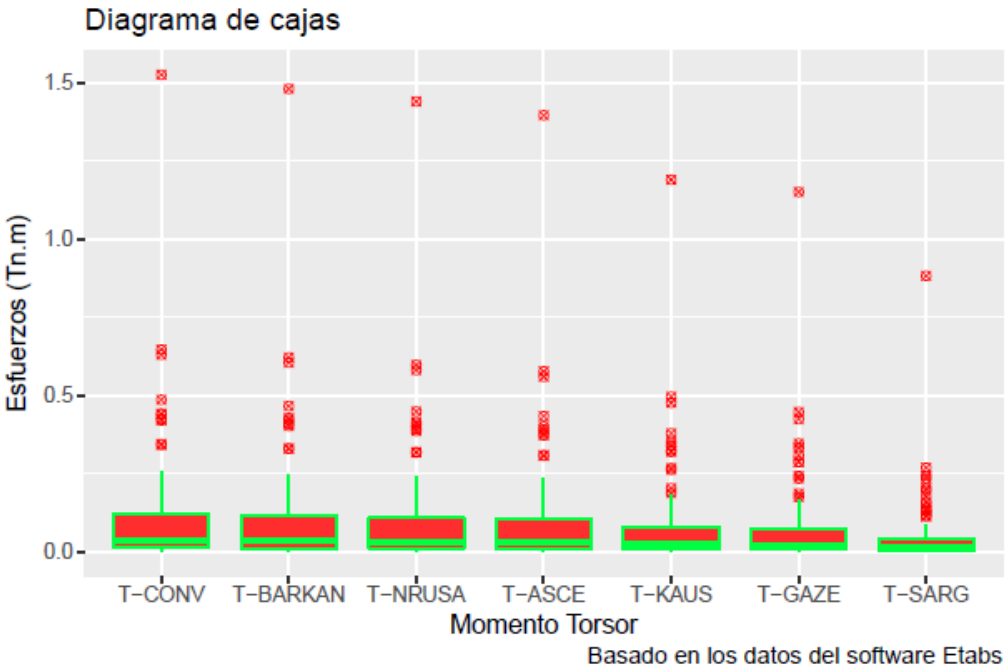


Figura 252: Diagrama de Cajas para Momentos Torsores en vigas.

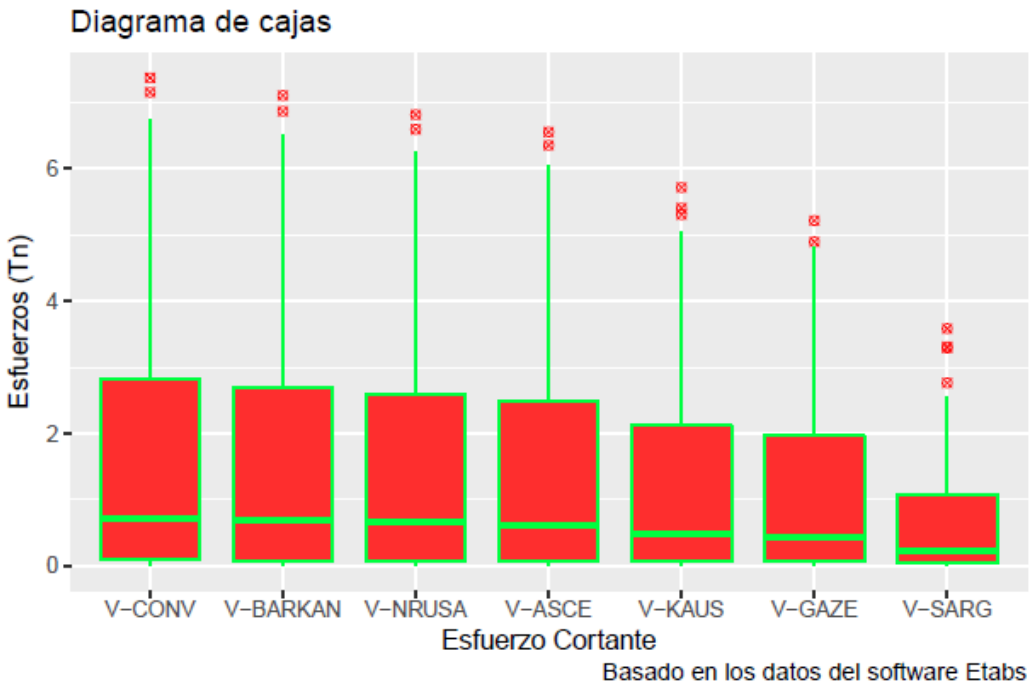


Figura 253: Diagrama de Cajas para Esfuerzos Cortantes en vigas.

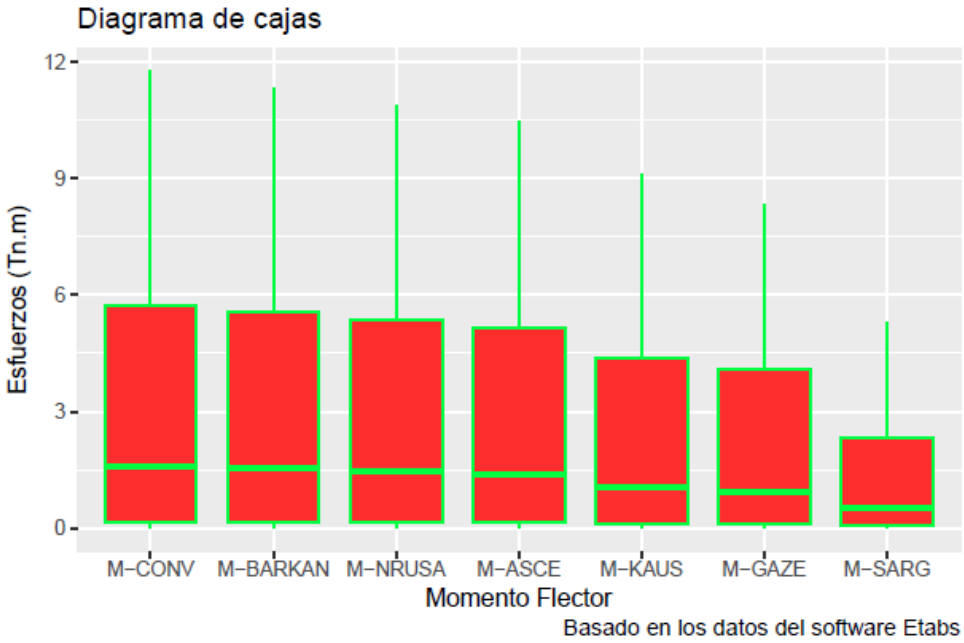


Figura 254: Diagrama de Cajas para Momentos Flectores en vigas.

B. HISTOGRAMAS:

b.1 Columnas

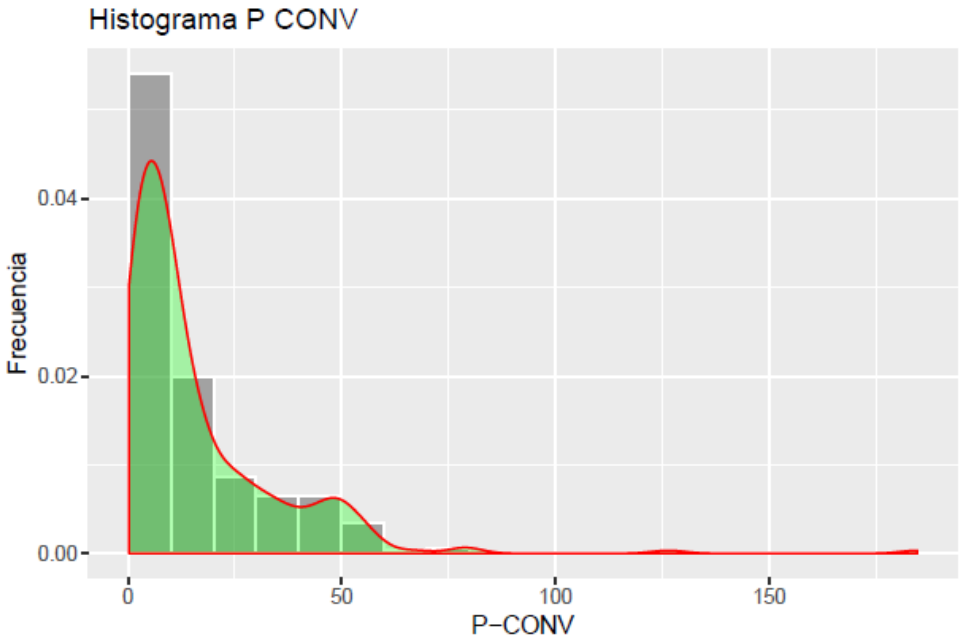


Figura 255: Histograma para Esfuerzos Axiales en columnas.

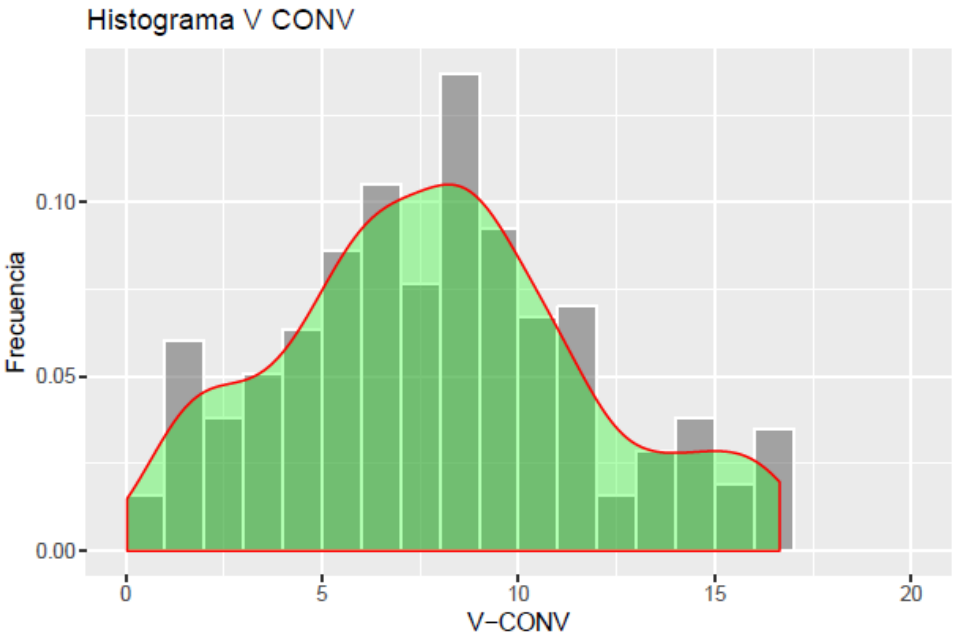


Figura 256: Histograma para Esfuerzos Cortantes en columnas.

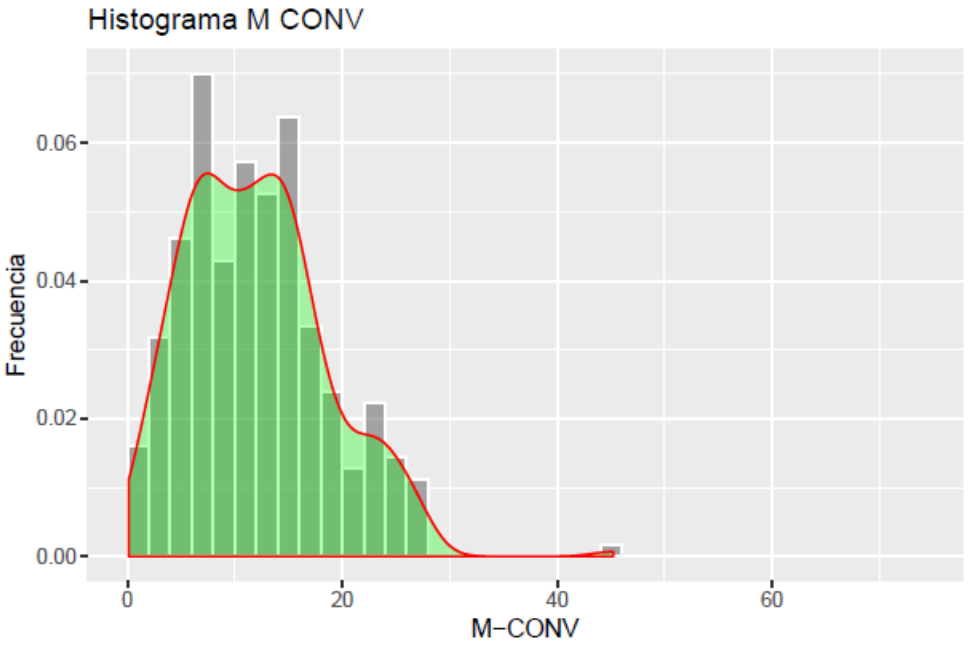


Figura 257: Histograma para Momentos Flectores en columnas.

b.1 Muros

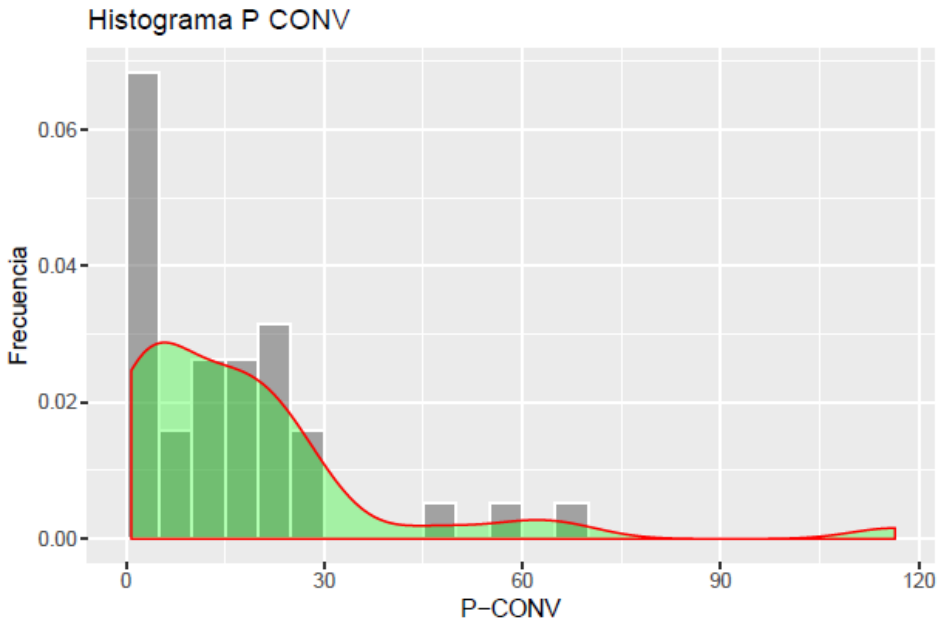


Figura 258: Histograma para Esfuerzos Axiales en muros.

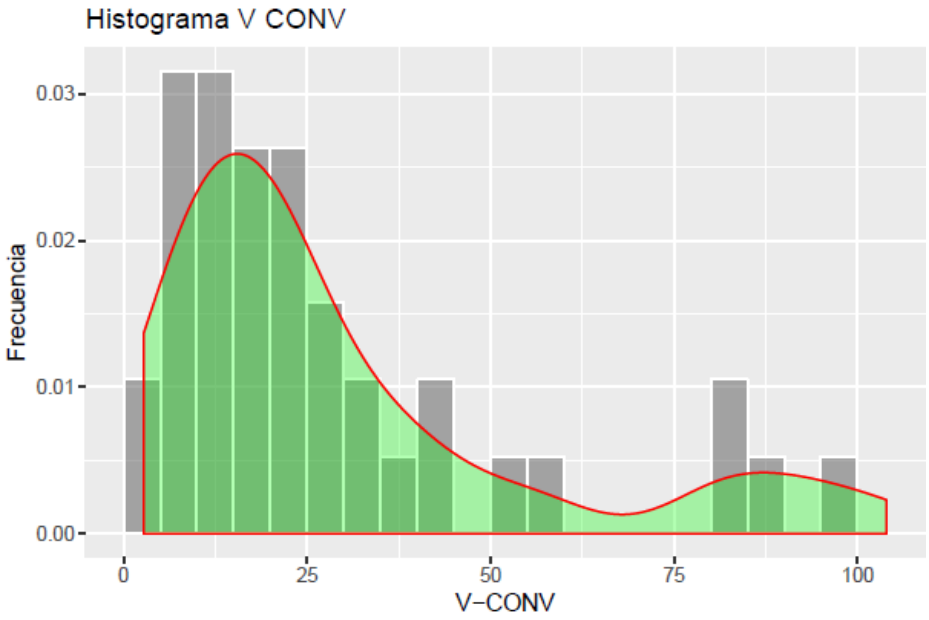


Figura 259: Histograma para Esfuerzos Cortantes en muros.

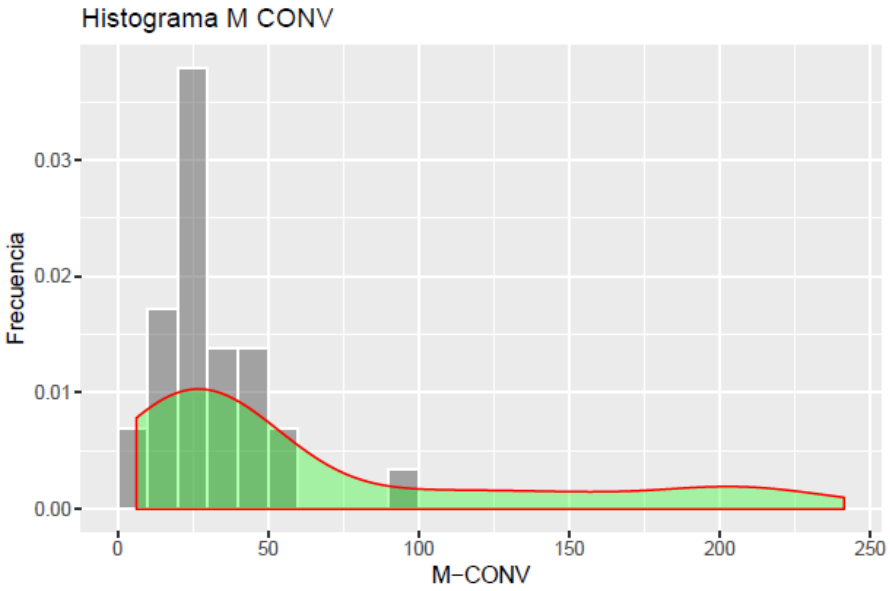


Figura 260: Histograma para Momentos Flectores en muros.

b.1 Vigas

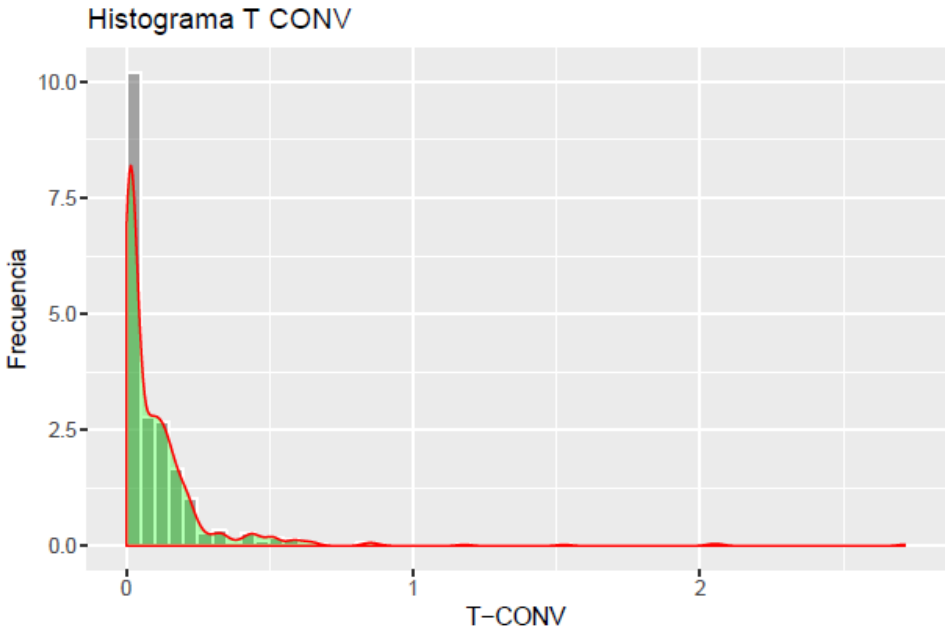


Figura 261: Histograma para Momentos Torsores en vigas.

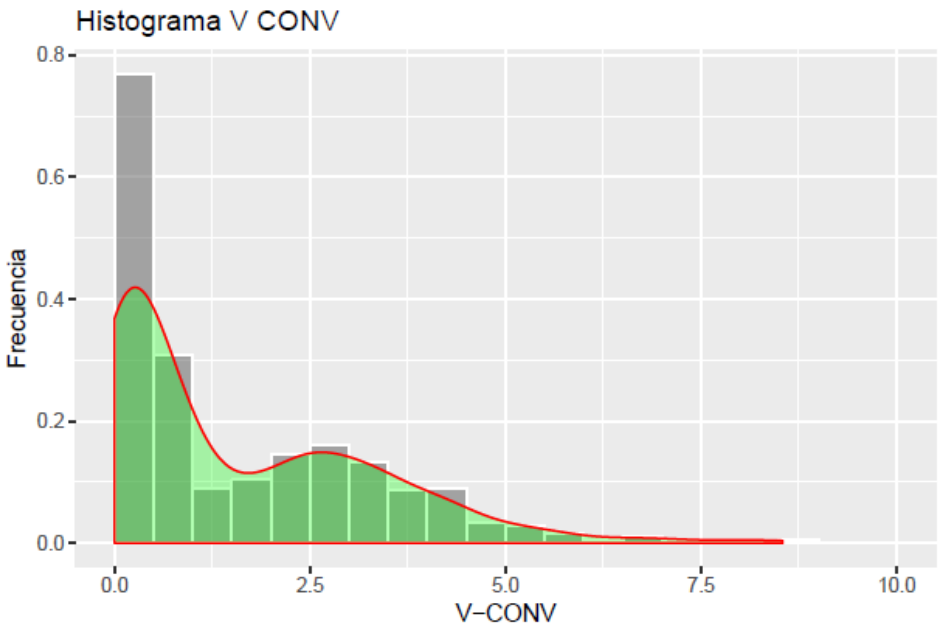


Figura 262: Histograma para Esfuerzos Cortantes en vigas.

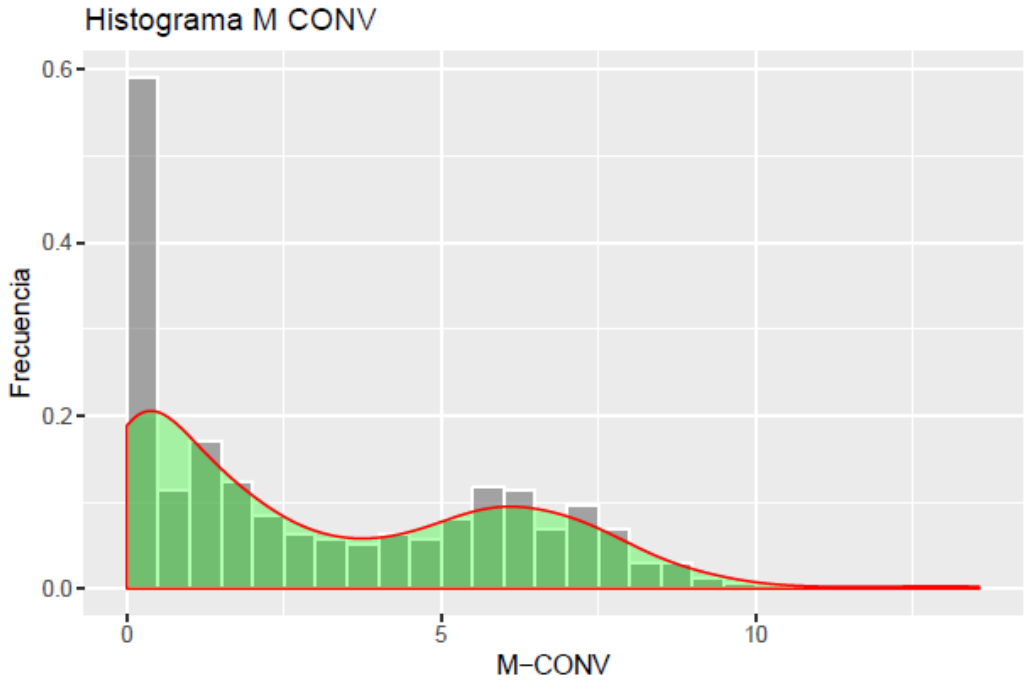


Figura 263: Histograma para Momentos Flectores en vigas.

Realizamos la prueba de homogeneidad de varianzas, para saber si debo realizar una prueba de T o de U.

Tabla 188: Prueba de Homogeneidad de los Esfuerzos Axiales.

Prueba Axial	Estadístico	Gl	p-value	EXISTE HOM
PCONV-PASCE	1.3016	85	0.2263	SI
PCONV-PGAZ	1.8517	85	0.004957	NO
PCONV-PKAUS	1.7516	85	0.01047	NO
PCONV-PNRUSA	1.1969	85	0.4091	SI
PCONV-PBARK	1.0996	85	0.6628	SI
PCONV-PSARG	6.707	85	2.2E-16	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 188, se observa los resultados de la prueba de homogeneidad de varianzas (muestra = 86, mayor a 30).
Se puede apreciar que algunos modelos dinámicos existen homogeneidad, tales en el caso de Asce, Nrusa, Barkan.

Tabla 189: Prueba de Normalidad de los Esfuerzos Axiales.

Prueba	Estadístico	p-value	Normalidad
PCONV-PASCE	0.41689	2.2E-16	NO
PCONV-PGAZ	0.42096	2.2E-16	NO
PCONV-PKAUS	0.43124	2.2E-16	NO
PCONV-PNRUSA	0.41433	2.2E-16	NO
PCONV-PBARK	0.38526	2.2E-16	NO
PCONV-PSARG	0.42983	2.2E-16	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 189, se observa los resultados de la prueba de normalidad mediante Shapiro-Wilk de (muestra = 86, mayor a 30) se puede ver la significancia para modelo dinámico, sin embargo, no existe distribución normal (sig.=2.2E-16).

En base a los resultados, se realizará la prueba de Wilcoxon para muestras dependientes o apareadas.

PRUEBA DE HIPÓTESIS

H0: Me pre test ≤ Me post test (los esfuerzos convencionales son menores o iguales del método convencional y modelo dinámico de Interacción Suelo estructura).

H1: Me pre test > Me post test (los esfuerzos por el método convencional son mayores a los modelos dinámicos de Interacción Suelo estructura).

Tabla 190: Prueba de Wilcoxon de los Esfuerzos Axiales.

PRUEBA DE CONTRASTE		Estadístico	Gl	p-value
WILCOXON	**PCONV-PASCE**	3741	85	4.064E-16
WILCOXON	**PCONV-PGAZ**	3617	85	2.775E-14
WILCOXON	**PCONV-PKAUS**	3741	85	4.064E-16
WILCOXON	**PCONV-PNRUSA**	3741	85	4.064E-16
WILCOXON	**PCONV-PBARK**	3741	85	4.064E-16
WILCOXON	**PCONV-PSARG**	3741	85	4.064E-16

Fuente: Elaboración propia

Objetivo: contrastar =

$$H_0: \mu_X - \mu_Y \leq \overbrace{0}^{D_0} \text{ frente a } H_1: \mu_X - \mu_Y > 0$$

(Contraste unilateral)

Por lo tanto, como p-value < α=0.05, rechazamos la hipótesis nula a este nivel de confianza del 95%, por lo tanto, se valida la hipótesis alternativa.

Columnas: Cortante

Realizamos la prueba de homogeneidad de varianzas, para saber si debo realizar una prueba de T o de U.

Tabla 191: Prueba de Homogeneidad de los Esfuerzos Cortantes en columnas.

Prueba	Estadístico	Gl	p-value	EXISTE HOM
VCONV-VASCE	1.1536	85	0.5116	SI
VCONV-VGAZ	1.3913	85	0.1299	SI
VCONV-VKAUS	1.4759	85	0.07452	SI
VCONV-VNRUSA	1.0769	85	0.7336	SI
VCONV-VBARK	0.99986	85	0.9995	SI
VCONV-VSARG	3.6606	85	7.772E-09	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 191, se observa los resultados de la prueba de homogeneidad de varianzas (muestra = 86, mayor a 30).
Se puede apreciar que existe homogeneidad de varianzas en los modelos dinámicos a excepción del modelo dinámico de Sargsian.

Tabla 192: Prueba de Normalidad de los Esfuerzos Cortantes en columnas.

Prueba	Estadístico	p-value	Normalidad
VCONV-VASCE	0.97129	0.05229	SI
VCONV-VGAZ	0.96571	0.02199	NO
VCONV-VKAUS	0.95266	0.003231	NO
VCONV-VNRUSA	0.9733	0.07165	SI
VCONV-VBARK	0.91869	0.00004548	NO
VCONV-VSARG	0.92181	0.00006473	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 192, se observa los resultados de la prueba de normalidad mediante Shapiro-Wilk de (muestra = 86, mayor a 30) se puede ver la significancia para el modelo dinámico, sin embargo, no existe distribución normal para los modelos dinámicos de Nrusa y Asce.

En base a los resultados de las pruebas anteriores al no cumplir con las pruebas de homogeneidad y una distribución normal, se realizará la prueba de Wilcoxon para muestras dependientes o apareadas.

PRUEBA DE HIPÓTESIS

H0: Me pre test ≤ Me post test (los esfuerzos convencionales son menores o iguales del método convencional y modelo dinámico de Interacción Suelo estructura).
H1: Me pre test > Me post test (los esfuerzos por el método convencional son mayores a los modelos dinámicos de Interacción Suelo estructura).

Tabla 193: Prueba de Wilcoxon y Tstudent de los Esfuerzos Cortantes en columnas.

PRUEBA DE CONTRASTE		Estadístico	Gl	p-value
T.STUDENT	**VCONV-VASCE**	17.824	85	2.2E-16
WILCOXON	**VCONV-VGAZ**	3741	85	4.065E-16
WILCOXON	**VCONV-VKAUS**	3741	85	4.065E-16
T.STUDENT	**VCONV-VNRUSA**	17.824	85	2.2E-16
WILCOXON	**VCONV-VBARK**	3494	85	1.388E-12
WILCOXON	**VCONV-VSARG**	3741	85	4.065E-16

Fuente: Elaboración propia

Objetivo: contrastar =

$$H_0: \mu_X - \mu_Y \leq \overbrace{0}^{D_0} \text{ frente a } H_1: \mu_X - \mu_Y > 0$$

(Contraste unilateral)

Por lo tanto, como p-value < α=0.05, rechazamos la hipótesis nula a este nivel de confianza del 95%, por lo tanto, se valida la hipótesis alternativa.

Columnas: Momento

Realizamos la prueba de homogeneidad de varianzas, para saber si debo realizar una prueba de T o de U.

Tabla 194: Prueba de Homogeneidad de los Momentos Flectores en columnas.

Prueba Momento	Estadístico	df	p-value	EXISTE HOM
MCONV-MASCE	1.2402	85	0.3229	SI
MCONV-MGAZ	1.6658	85	0.01964	NO
MCONV-MKAUS	1.6486	85	0.02226	NO
MCONV-MNRUSA	1.1411	85	0.5442	SI
MCONV-MBARK	1.0471	85	0.8323	SI
MCONV-MSARG	6.0221	85	7.105E-15	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 194, se observa los resultados de la prueba de homogeneidad de varianzas (muestra = 86, mayor a 30).

Se puede apreciar que existe homogeneidad de varianzas en los modelos dinámicos a excepción del modelo dinámico de Gazetas, Nrusa y Barkan.

Tabla 195: Prueba de Normalidad de los Momentos Flectores en columnas.

Prueba	estadístico	p-value	Normalidad
MCONV-MASCE	0.93054	0.0001806	NO
MCONV-MGAZ	0.94451	0.00106	NO
MCONV-MKAUS	0.94999	0.002226	NO
MCONV-MNRUSA	0.93454	0.0002946	NO
MCONV-MBARK	0.96048	0.009997	NO
MCONV-MSARG	0.95141	0.00271	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 195, se observa los resultados de la prueba de normalidad mediante Shapiro-Wilk de (muestra = 85, mayor a 30) se puede ver la significancia para el modelo dinámico, sin embargo, no existe distribución normal para los modelos dinámicos.

En base a los resultados de las pruebas anteriores al no cumplir con las pruebas de homogeneidad y una distribución normal, se realizará la prueba de Wilcoxon para muestras dependientes o apareadas.

PRUEBA DE HIPÓTESIS

H0: Me pre test ≤ Me post test (los esfuerzos convencionales son menores o iguales del método convencional y modelo dinámico de Interacción Suelo estructura).

H1: Me pre test > Me post test (los esfuerzos por el método convencional son mayores a los modelos dinámicos de Interacción Suelo estructura).

Tabla 196: Prueba de Wilcoxon de los Momentos Flectores en columnas.

PRUEBA DE CONTRASTE		Estadistico	Gl	p-value
WILCOXON	**MCONV-MASCE**	3741	85	4.065E-16
WILCOXON	**MCONV-MGAZ**	3741	85	4.065E-16
WILCOXON	**MCONV-MKAUS**	3741	85	4.065E-16
WILCOXON	**MCONV-MNRUSA**	3741	85	4.065E-16
WILCOXON	**MCONV-MBARK**	3741	85	1.331E-15
WILCOXON	**MCONV-MSARG**	3741	85	4.065E-16

Fuente: Elaboración propia

Objetivo: contrastar =

$$H_0: \mu_X - \mu_Y \leq \overbrace{0}^{D_0} \text{ frente a } H_1: \mu_X - \mu_Y > 0$$

(Contraste unilateral)

Por lo tanto, como p-value < α=0.05, rechazamos la hipótesis nula a este nivel de confianza del 95%, por lo tanto, se valida la hipótesis alternativa.

Análisis Dinámico

Muros: Axial

Realizamos la prueba de homogeneidad de varianzas, para saber si debo realizar una prueba de T o de U.

Tabla 197: Prueba de Homogeneidad de los Esfuerzos Axiales en muros.

Prueba Axial	estadístico	Gl	p-value	EXISTE HOM
PCONV-PASCE	1.9471	8	0.3652	SI
PCONV-PGAZ	1.5963	8	0.5233	SI
PCONV-PKAUS	3.2492	8	0.1156	SI
PCONV-PNRUSA	1.1591	8	0.8397	SI
PCONV-PBARK	1.2081	8	0.7957	SI
PCONV-PSARG	5.8316	8	0.02217	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 197, se observa los resultados de la prueba de homogeneidad de varianzas (muestra = 9, menor a 30).

Se puede apreciar que existe homogeneidad de varianzas en los modelos dinámicos a excepción del modelo dinámico de Sargsian.

Tabla 198: Prueba de Normalidad de los Esfuerzos Axiales en muros.

Prueba	estadístico	p-value	Normalidad
PCONV-PASCE	0.82947	0.04405	NO
PCONV-PGAZ	0.91297	0.3372	SI
PCONV-PKAUS	0.87753	0.1479	NO
PCONV-PNRUSA	0.84087	0.05905	SI
PCONV-PBARK	0.79312	0.01704	NO
PCONV-PSARG	0.83717	0.05372	SI

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 198, se observa los resultados de la prueba de normalidad mediante Shapiro-Wilk de (muestra = 9 menor a 30) se puede ver la significancia para el modelo dinámico, sin embargo, no existe distribución normal excepto en los modelos dinámicos de Gazetas, Nrusa y Sargsian.

En base a los resultados de las pruebas anteriores al no cumplir con las pruebas de homogeneidad y una distribución normal, se realizará la prueba de Wilcoxon para muestras dependientes o apareadas.

PRUEBA DE HIPÓTESIS

H0: Me pre test ≤ Me post test (los esfuerzos convencionales son menores o iguales del método convencional y modelo dinámico de Interacción Suelo estructura).

H1: Me pre test > Me post test (los esfuerzos por el método convencional son mayores a los modelos dinámicos de Interacción Suelo estructura).

Tabla 199: Prueba de Wilcoxon y T student de los Esfuerzos Axiales en muros.

PRUEBA DE CONTRASTE		Estadistico	Gl	p-value
WILCOXON	**PCONV-PASCE**	40	8	0.01953
T.STUDENT	**PCONV-PGAZ**	0.53552	8	0.3034
WILCOXON	**PCONV-PKAUS**	44	8	0.003906
T.STUDENT	**PCONV-PNRUSA**	3.4378	8	0.004427
WILCOXON	**PCONV-PBARK**	44	8	0.003906
T.STUDENT	**PCONV-PSARG**	3.4191	8	0.00455

Fuente: Elaboración propia

Objetivo: contrastar =

$$H_0: \mu_X - \mu_Y \leq \overbrace{0}^{D_0} \text{ frente a } H_1: \mu_X - \mu_Y > 0$$

(Contraste unilateral)

Por lo tanto, como p-value < α=0.05, rechazamos la hipótesis nula a este nivel de confianza del 95%, por lo tanto, se valida la hipótesis alternativa.

Muros: Cortante

Realizamos la prueba de homogeneidad de varianzas, para saber si debo realizar una prueba de T o de U.

Tabla 200: Prueba de Homogeneidad de los Esfuerzos Cortantes en muros.

Prueba Cortante	estadístico	Gl	p-value	EXISTE HOM
VCONV-VASCE	3.6315	8	0.08661	SI
VCONV-VGAZ	3.2707	8	0.1137	SI
VCONV-VKAUS	5.3199	8	0.02931	NO
VCONV-VNRUSA	1.5984	8	0.5221	SI
VCONV-VBARK	1.6853	8	0.4767	SI
VCONV-VSARG	7.299	8	0.0109	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 200, se observa los resultados de la prueba de homogeneidad de varianzas (muestra = 9, menor a 30).

Se puede apreciar que existe homogeneidad de varianzas en los modelos dinámicos de Asce, Gazetas, Nrusa y Barkan, mientras que en los otros no.

Tabla 201: Prueba de Normalidad de los Esfuerzos Cortantes en muros.

Prueba	estadístico	p-value	Normalidad
VCONV-VASCE	0.86095	0.09818	SI
VCONV-VGAZ	0.83255	0.04769	NO
VCONV-VKAUS	0.85294	0.08028	SI
VCONV-VNRUSA	0.69269	0.001166	NO
VCONV-VBARK	0.71534	0.002143	NO
VCONV-VSARG	0.84678	0.06867	SI

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 201, se observa los resultados de la prueba de normalidad mediante Shapiro-Wilk de (muestra = 9 menor a 30) se puede ver la significancia para el modelo dinámico, sin embargo, no existe distribución normal excepto en los modelos dinámicos de Gazetas, Nrusa y Barkan.

En base a los resultados de las pruebas anteriores al no cumplir con las pruebas de homogeneidad y una distribución normal, se realizará la prueba de Wilcoxon para muestras dependientes o apareadas.

PRUEBA DE HIPÓTESIS

H0: Me pre test ≤ Me post test (los esfuerzos convencionales son menores o iguales del método convencional y modelo dinámico de Interacción Suelo estructura).

H1: Me pre test > Me post test (los esfuerzos por el método convencional son mayores a los modelos dinámicos de Interacción Suelo estructura).

Tabla 202: Prueba de Wilcoxon y T student de los Esfuerzos Cortantes en muros.

PRUEBA DE CONTRASTE		Estadistico	Gl	p-value
T.STUDENT	**VCONV-VASCE**	3.1864	8	0.006437
WILCOXON	**VCONV-VGAZ**	45	8	0.001953
T.STUDENT	**VCONV-VKAUS**	3.5937	8	0.003523
WILCOXON	**VCONV-VNRUSA**	45	8	0.001953
WILCOXON	**VCONV-VBARK**	45	8	0.001953
T.STUDENT	**VCONV-VSARG**	3.812	8	0.002574

Fuente: Elaboración propia

Objetivo: contrastar =

$$H_0: \mu_X - \mu_Y \leq \overbrace{0}^{D_0} \text{ frente a } H_1: \mu_X - \mu_Y > 0$$

(Contraste unilateral)

Por lo tanto, como p-value < α=0.05, rechazamos la hipótesis nula a este nivel de confianza del 95%, por lo tanto, se valida la hipótesis alternativa.

Muros: Momento Flector

Realizamos la prueba de homogeneidad de varianzas, para saber si debo realizar una prueba de T o de U.

Tabla 203: Prueba de Homogeneidad de los Momentos Flectores en muros.

Prueba Momento	estadístico	df	p-value	EXISTE HOM
MCONV-MASCE	3.9662	8	0.06826	SI
MCONV-MGAZ	3.2141	8	0.1189	SI
MCONV-MKAUS	6.1239	8	0.01905	NO
MCONV-MNRUSA	1.9495	8	0.3644	SI
MCONV-MBARK	2.0819	8	0.3199	SI
MCONV-MSARG	8.2401	8	0.007326	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 203, se observa los resultados de la prueba de homogeneidad de varianzas (muestra = 9, menor a 30).
Se puede apreciar que existe homogeneidad de varianzas en los modelos dinámicos de Asce, Gazetas, Nrusa y Barkan, mientras que en los otros no.

Tabla 204: Prueba de Normalidad de los Momentos Flectores en muros.

Prueba	estadístico	p-value	Normalidad
MCONV-MASCE	0.80703	0.02456	NO
MCONV-MGAZ	0.82792	0.04232	NO
MCONV-MKAUS	0.81675	0.03167	NO
MCONV-MNRUSA	0.59788	0.00009035	NO
MCONV-MBARK	0.61197	0.0001322	NO
MCONV-MSARG	0.82639	0.04068	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 204, se observa los resultados de la prueba de normalidad mediante Shapiro-Wilk de (muestra = 9 menor a 30) se puede ver la significancia para el modelo dinámico, sin embargo, no existe una distribución normal para los modelos dinámicos.

En base a los resultados de las pruebas anteriores al no cumplir con las pruebas de homogeneidad y una distribución normal, se realizará la prueba de Wilcoxon para muestras dependientes o apareadas.

PRUEBA DE HIPÓTESIS

H0: Me pre test ≤ Me post test (los esfuerzos convencionales son menores o iguales del método convencional y modelo dinámico de Interacción Suelo estructura).

H1: Me pre test > Me post test (los esfuerzos por el método convencional son mayores a los modelos dinámicos de Interacción Suelo estructura).

Tabla 205: Prueba de Wilcoxon de los Momentos Flectores en muros.

PRUEBA DE CONTRASTE		Estadistico	Gl	p-value
WILCOXON	**MCONV-MASCE**	45	8	0.001953
WILCOXON	**MCONV-MGAZ**	43	8	0.005859
WILCOXON	**MCONV-MKAUS**	45	8	0.001953
WILCOXON	**MCONV-MNRUSA**	45	8	0.001953
WILCOXON	**MCONV-MBARK**	45	8	0.001953
WILCOXON	**MCONV-MSARG**	45	8	0.001953

Fuente: Elaboración propia

Objetivo: contrastar =

$$H_0: \mu_X - \mu_Y \leq \overbrace{0}^{D_0} \text{ frente a } H_1: \mu_X - \mu_Y > 0$$

(Contraste unilateral)

Por lo tanto, como p-value < α=0.05, rechazamos la hipótesis nula a este nivel de confianza del 95%, por lo tanto, se valida la hipótesis alternativa.

Vigas: Torsión

Realizamos la prueba de homogeneidad de varianzas, para saber si debo realizar una prueba de T o de U.

Tabla 206: Prueba de Homogeneidad de los Momentos Torsores en vigas.

Prueba Torsor	estadístico	df	p-value	EXISTE HOM
TCONV-TASCE	1.2351	184	0.1531	SI
TCONV-TGAZ	1.9223	184	0.00001145	NO
TCONV-TKAUS	1.6921	184	0.000397	NO
TCONV-TNRUSA	1.1516	184	0.3391	SI
TCONV-TBARK	1.0745	184	0.6266	SI
TCONV-TSARG	3.9329	184	2.2E-16	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 206, se observa los resultados de la prueba de homogeneidad de varianzas (muestra = 185, mayor a 30).
Se puede apreciar que existe homogeneidad de varianzas en los modelos dinámicos de Asce, Nrusa y Barkan, mientras que en los otros no.

Tabla 207: Prueba de Normalidad de los Momentos Torsores en vigas.

Prueba	estadístico	p-value	Normalidad
TCONV-TASCE	0.68197	2.2E-16	NO
TCONV-TGAZ	0.6599	2.2E-16	NO
TCONV-TKAUS	0.64524	2.2E-16	NO
TCONV-TNRUSA	0.68653	2.2E-16	NO
TCONV-TBARK	0.6881	2.2E-16	NO
TCONV-TSARG	0.65143	2.2E-16	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 207, se observa los resultados de la prueba de normalidad mediante Shapiro-Wilk de (muestra = 185 mayor a 30) se puede ver la significancia para el modelo dinámico, sin embargo, no existe una distribución normal para los modelos dinámicos.

En base a los resultados de las pruebas anteriores al no cumplir con las pruebas de homogeneidad y una distribución normal, se realizará la prueba de Wilcoxon para muestras dependientes o apareadas.

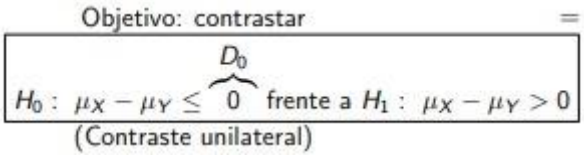
PRUEBA DE HIPÓTESIS

H0: Me pre test ≤ Me post test (los esfuerzos convencionales son menores o iguales del método convencional y modelo dinámico de Interacción Suelo estructura).
H1: Me pre test > Me post test (los esfuerzos por el método convencional son mayores a los modelos dinámicos de Interacción Suelo estructura).

Tabla 208: Prueba de Wilcoxon de los Momentos Torsores en vigas.

PRUEBA DE CONTRASTE		Estadistico	Gl	p-value
WILCOXON	**TCONV-TASCE**	16458	184	2.2E-16
WILCOXON	**TCONV-TGAZ**	17205	184	2.2E-16
WILCOXON	**TCONV-TKAUS**	17205	184	2.2E-16
WILCOXON	**TCONV-TNRUSA**	16471	184	2.2E-16
WILCOXON	**TCONV-TBARK**	14838	184	2.2E-16
WILCOXON	**TCONV-TSARG**	17205	184	2.2E-16

Fuente: Elaboración propia



Por lo tanto, como p-value < α=0.05, rechazamos la hipótesis nula a este nivel de confianza del 95%, por lo tanto, se valida la hipótesis alternativa.

Vigas: Cortante

Realizamos la prueba de homogeneidad de varianzas, para saber si debo realizar una prueba de T o de U.

Tabla 209: Prueba de Homogeneidad de los Esfuerzos Cortantes en vigas.

Prueba Cortante	estadístico	Gl	p-value	EXISTE HOM
VCONV-VASCE	1.2651	184	0.1117	SI
VCONV-VGAZ	2.0572	184	1.335E-06	NO
VCONV-VKAUS	1.6898	184	0.0004105	NO
VCONV-VNRUSA	1.1723	184	0.2818	SI
VCONV-VBARK	1.0814	184	0.5963	SI
VCONV-VSARG	5.8849	184	2.2E-16	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 209, se observa los resultados de la prueba de homogeneidad de varianzas (muestra = 185, mayor a 30).

Se puede apreciar que existe homogeneidad de varianzas en los modelos dinámicos de Asce, Nrusa y Barkan, mientras que en los otro no.

Tabla 210: Prueba de Normalidad de los Esfuerzos Cortantes en vigas.

Prueba	estadístico	p-value	Normalidad
VCONV-VASCE	0.84985	1.585E-12	NO
VCONV-VGAZ	0.85173	1.945E-12	NO
VCONV-VKAUS	0.86413	7.865E-12	NO
VCONV-VNRUSA	0.84837	1.35E-12	NO
VCONV-VBARK	0.8446	9.022E-13	NO
VCONV-VSARG	0.83408	3.036E-13	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 210, se observa los resultados de la prueba de normalidad mediante Shapiro-Wilk de (muestra = 185 mayor a 30) se puede ver la significancia para el modelo dinámico, sin embargo, no existe una distribución normal para los modelos dinámicos.

En base a los resultados de las pruebas anteriores al no cumplir con las pruebas de homogeneidad y una distribución normal, se realizará la prueba de Wilcoxon para muestras dependientes o apareadas.

PRUEBA DE HIPÓTESIS

H0: Me pre test ≤ Me post test (los esfuerzos convencionales son menores o iguales del método convencional y modelo dinámico de Interacción Suelo estructura).

H1: Me pre test > Me post test (los esfuerzos por el método convencional son mayores a los modelos dinámicos de Interacción Suelo estructura).

Tabla 211: Prueba de Wilcoxon y Tstudent de los Esfuerzos Cortantes en vigas.

PRUEBA DE CONTRASTE		Estadistico	Gl	p-value
T.STUDENT	**VCONV-VASCE**	12.389	184	0.05229
WILCOXON	**VCONV-VGAZ**	17205	184	2.2E-16
T.STUDENT	**VCONV-VKAUS**	12.907	184	2.2E-16
WILCOXON	**VCONV-VNRUSA**	16944	184	2.2E-16
WILCOXON	**VCONV-VBARK**	16884	184	2.2E-16
T.STUDENT	**VCONV-VSARG**	12.006	184	2.2E-16

Fuente: Elaboración propia

Objetivo: contrastar =

$$H_0: \mu_X - \mu_Y \leq \overbrace{0}^{D_0} \text{ frente a } H_1: \mu_X - \mu_Y > 0$$

(Contraste unilateral)

Por lo tanto, como p-value < α=0.05, rechazamos la hipótesis nula a este nivel de confianza del 95%, por lo tanto, se valida la hipótesis alternativa.

Vigas: Momento

Realizamos la prueba de homogeneidad de varianzas, para saber si debo realizar una prueba de T o de U.

Tabla 212: Prueba de Homogeneidad de los Momentos Flectores en vigas.

Prueba Momento	estadístico	Gl	p-value	EXISTE HOM
MCONV-MASCE	1.2802	184	0.09476	SI
MCONV-MGAZ	2.0951	184	7.27E-07	SI
MCONV-MKAUS	1.7079	184	0.0003133	NO
MCONV-MNRUSA	1.181	184	0.2601	SI
MCONV-MBARK	1.085	184	0.5807	SI
MCONV-MSARG	6.2618	184	2.2E-16	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 212, se observa los resultados de la prueba de homogeneidad de varianzas (muestra = 185, mayor a 30).

Se puede apreciar que existe homogeneidad de varianzas en los modelos dinámicos de Asce, Gazetas, Nrusa y Barkan, mientras que en los otro no.

Tabla 213: Prueba de Normalidad de los Momentos Flectores en vigas.

Prueba	estadístico	p-value	Normalidad
MCONV-MASCE	0.86913	1.417E-11	NO
MCONV-MGAZ	0.87732	3.836E-11	NO
MCONV-MKAUS	0.88506	1.025E-10	NO
MCONV-MNRUSA	0.86822	1.271E-11	NO
MCONV-MBARK	0.86542	9.144E-12	NO
MCONV-MSARG	0.86293	6.845E-12	NO

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 213, se observa los resultados de la prueba de normalidad mediante Shapiro-Wilk de (muestra = 185 mayor a 30) se puede ver la significancia para el modelo dinámico, sin embargo, no existe una distribución normal para los modelos dinámicos.

En base a los resultados de las pruebas anteriores al no cumplir con las pruebas de homogeneidad y una distribución normal, se realizará la prueba de Wilcoxon para muestras dependientes o apareadas.

PRUEBA DE HIPÓTESIS

H0: Me pre test ≤ Me post test (los esfuerzos convencionales son menores o iguales del método convencional y modelo dinámico de Interacción Suelo estructura).

H1: Me pre test > Me post test (los esfuerzos por el método convencional son mayores a los modelos dinámicos de Interacción Suelo estructura).

Tabla 214: Prueba de Wilcoxon de los Momentos Flectores en vigas.

PRUEBA DE CONTRASTE		Estadístico	Gl	p-value
WILCOXON	**MCONV-MASCE**	16905	184	2.2E-16
WILCOXON	**MCONV-MGAZ**	17205	184	2.2E-16
WILCOXON	**MCONV-MKAUS**	17205	184	2.2E-16
WILCOXON	**MCONV-MNRUSA**	16950	184	2.2E-16
WILCOXON	**MCONV-MBARK**	16684	184	2.2E-16
WILCOXON	**MCONV-MSARG**	17205	184	2.2E-16

Fuente: Elaboración propia

Objetivo: contrastar =

$$H_0: \mu_X - \mu_Y \leq \overbrace{0}^{D_0} \text{ frente a } H_1: \mu_X - \mu_Y > 0$$

(Contraste unilateral)

Por lo tanto, como p-value < α=0.05, rechazamos la hipótesis nula a este nivel de confianza del 95%, por lo tanto, se valida la hipótesis alternativa.

CAPÍTULO VI

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

1. Como resultado de los diferentes modelos dinámicos de interacción suelo-platea de cimentación-superestructura, se eligieron seis (6) modelos, que consideran la frecuencia de las rigideces dinámicas, la flexibilidad y propiedades inerciales del suelo de fundación (Barkan, Sargsian y Norma Rusa; Gazetas, Kausel y ASCE), que poseen una amplia aplicación y adaptación a los programas informáticos por elementos finitos para el análisis sísmico de edificaciones. Los cálculos numéricos se efectuaron a través del programa ETABS para los seis (6) modelos dinámicos anteriormente indicados.

2. El análisis sísmico con la integración de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, nos muestra que el coeficiente de rigidez influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo. 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%.

3. Considerar los modelos de interacción suelo-estructura realizando un análisis dinámico con la Norma Peruana E030, permite el incremento del período de la primera forma de vibración en promedio de 31.8%; incremento de los desplazamientos en el eje OX de 15.8% y en el eje OY de 31.5%; disminución de las fuerzas axiales promedio de 21.0%; disminución de las fuerzas cortantes promedio de 20.4% y disminución de los momentos flectores promedio de 20.5%.

4. Considerar los modelos de interacción suelo-estructura realizando un análisis tiempo historia con la Norma Peruana E030, permite el incremento del período de la primera forma de vibración de 31.9%; incremento de los desplazamientos en el eje OX de 25.5% y en el eje OY de 98.2%; incremento de las fuerzas axiales promedio de 9.9%; disminución de las fuerzas cortantes promedio de 13.4% y disminución de los momentos flectores promedio de 3.9%.

5. La comparación de los resultados de cálculos obtenidos con los diferentes modelos de interacción suelo-estructura, nos permite indicar que el mayor efecto de reducción de esfuerzos se da en el modelo de Sargsian y el menor efecto en el modelo de Barkan. Los modelos de interacción suelo estructura de la Norma Rusa, Gazetas, Kausel y ASCE se encuentran entre los dos modelos mencionados.

6. Del análisis espectral, para edificaciones de mediana altura (7 pisos) realizando un análisis sísmico espectral con interacción suelo-estructura los esfuerzos en los elementos estructurales se reducen con respecto a un modelo convencional.

7. Del análisis tiempo historia, se observa el aumento de los esfuerzos axiales en algunos modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, esto se debe a que los acelerogramas fueron escalados con el espectro de respuesta de la Norma E030 y sus aceleraciones son mayores a los del espectro en determinados periodos.

8. En base al programa ETABS se elaboró una forma de modelación de la edificación con platea de cimentación, considerando la interacción suelo-estructura para el análisis sísmico con la Norma Peruana E030 y bajo la acción de acelerogramas reales, pudiendo ser aplicado por cualquier programa informático.

6.2 RECOMENDACIONES.

1. Se debe generar espectros de respuesta de pseudo aceleraciones del terreno para cada zona y tipo de suelo para el análisis sísmico espectral con interacción suelo-estructura.

2. Se debe verificar el uso del modelo dinámico de Sargsian, porque los resultados obtenidos del análisis sísmico no fueron los esperados.

3. Se debe exigir en los Estudios de Mecánica de suelos valores para el Módulo de Corte y el coeficiente de Poissón para realizar un modelo dinámico de interacción suelo-estructura más real.

4. En futuros trabajos de investigación, se recomienda desarrollar un análisis interacción suelo estructura por el método de elementos finitos con el software FEM models.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. GENNER VILLAREAL, CASTRO, Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas, Libro Premio Nacional ANR 2006, Lima 2006.
2. GENNER VILLAREAL, CASTRO, Interacción suelo-estructura en edificaciones altos, Libro Premio Nacional ANR 2007, Lima 2007.
3. GENNER VILLAREAL, CASTRO, Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Plateas de Cimentación, Lima 2017.
4. ARTUR PAIS and EDUARDO KAUSEL, Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, USA 1988.
5. EDUARDO KAUSEL and SANDRA H. SCALE, Dynamic and Static impedances of cross-anisotropic halfpaces, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, USA 1990.
6. GEORGE GAZETAS, Formulas and Charts for Impedances of surface and Embedded Foundations, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, USA 1992.
7. RICARDO DOBRY and GEORGE GAZETAS, Dynamic Response of Arbitrarily Shaped Foundations, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, USA 1986.
8. GEORGE MYLONAKIS, SISSY NIKOLAOU, GEORGE GAZETAS, Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, USA 2006.
9. ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, USA 2014.
10. ASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and other Structures, USA 2010.
11. M.H EL NAGGAR and M. NOVAK, Design of Foundations for Dynamic Loads, USA 2008.
12. GENNER VILLAREAL, CASTRO, Diseño Sísmico de Edificaciones Problemas Resueltos, Lima 2015.

13. GENNER VILLAREAL, CASTRO, Ingeniería Sismo Resistente Prácticas y Exámenes UPC, Lima 2013.
14. GENNER VILLAREAL, CASTRO, Problemas Resueltos de Ingeniería Sismorresistente, Lima 2016.
15. F. E. RICHART, Jr.; J. R. HALL, Jr.; R. D. WOODS; Vibrations of soils and foundations, Editors Prentice-Hall International Series in Theoretical and Applied Mechanics, USA 1970.
16. D. D. BARKAN, Dynamics of Bases and Foundations, McGRAW-HILL series in soils Engineering and Foundations, USA 1962.
17. JOHN P. WOLF, Dynamic Soil-Structure Interaction, Editors Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, USA 1985.
18. H. L. WONG and J.E. LUCO, Tables of impedance functions for square foundations on layered media, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, USA 1985.
19. Norma Técnica de Edificaciones E.020 Cargas. Ministerio de Vivienda, Lima 2006.
20. Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente. Ministerio de Vivienda, Lima 2014.
21. Norma Técnica de Edificaciones E.050 Suelos y Cimentaciones. Ministerio de Vivienda, Lima 2006.
22. Norma Técnica de Edificaciones E.060 Concreto Armado. Ministerio de Vivienda, Lima 2009.

ANEXOS

ANEXO A: CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ Y/O COEFICIENTES DE IMPEDANCIA

MODELO DINÁMICO DE LA ASCE

G=	50000	KN/m2
Gmax=	50000	KN/m3
p=	1.85	Mg/m3 Ton/m3 18.15 KN/m3
L=	17.20	m L/B= 1.7641
B=	9.75	m
v=	0.40	
Ab=	657.62	m2
f=	0.84	Hz
β=	0.05	

Datos a ingresar

Ix=	66149.82	m4	Iy=	21255.98	m4
J=	87405.80	m4			
xcg=	9.75	m			
ycg=	17.20	m			

ω= 5.28 rad/s Vs= 164.40 m/s

$a_0 = \frac{\omega B}{V_s} =$ 0.31

$$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 1.2\right]$$

Kx,sur=	1863839.668	KN/m

$$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.4\frac{L}{B} + 0.8\right]$$

Ky,sur=	1956964.668	KN/m

$$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu}\left[1.55\left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 0.8\right]$$

Kz,sur=	2577737.702	KN/m

$$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[0.4\left(\frac{L}{B}\right) + 0.1\right]$$

Kxx,sur=	62226328.13	KN.m

$$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[0.47\left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.034\right]$$

Kyy,sur=	144397183.6	KN.m

$$K_{zz,sur} = GB^3\left[0.53\left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 0.51\right]$$

Kzz,sur=	122318087.6	KN.m

L=	17.20	m
B=	9.75	m
D=	2.00	m
d=	0.80	m
h=	1.60	m

$$\beta_x = \left(1+0.21\sqrt{\frac{D}{B}}\right)\cdot\left[1+1.6\left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$$

βx=	1.10		Kx,emb=	2E+06	KN/m	Kx,emb=	208686.29 Ton/m

$$\beta_y = \left(1+0.21\sqrt{\frac{D}{L}}\right)\cdot\left[1+1.6\left(\frac{hd(B+L)}{LB^2}\right)^{0.4}\right]$$

βy=	1.08		Ky,emb=	2E+06	KN/m	Ky,emb=	214844.03 Ton/m

$$\beta_z = \left[1+\frac{1}{21}\frac{D}{B}\left(2+2.6\frac{B}{L}\right)\right]\cdot\left[1+0.32\left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{2/3}\right]$$

βz=	1.12		Kz,emb=	3E+06	KN/m	Kz,emb=	293927.20 Ton/m

$$\beta_{xx} = 1+2.5\frac{d}{B}\left[1+\frac{2d}{B}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right]$$

βxx=	1.24		Kxx,emb=	8E+07	KN.m	Kxx,emb=	7840045.00 Ton.m

$$\beta_{yy} = 1+1.4\left(\frac{d}{L}\right)^{0.6}\left[1.5+3.7\left(\frac{d}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right]$$

βyy=	1.47		Kyy,emb=	2E+08	KN.m	Kyy,emb=	21708758.13 Ton.m

$$\beta_{zz} = 1+2.6\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}$$

βzz=	1.43		Kzz,emb=	2E+08	KN.m	Kzz,emb=	17826539.43 Ton.m

MODELO DINÁMICO DE BARKAN

DISTRITO	CALLERÍA
PROVINCIA	CORONEL PORTILLO
REGIÓN	UCAYALI
TIPO DE SUELO	S3 - Suelos flexibles o con estratos de gran espesor - Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad (0,5 < I L ≤ 0,75)
Co (kg/cm3)	0.8

DATOS

μs	0.40	**Δ**	1
Es	60.00 kg/cm2	**ρo**	0.20 kg/cm2
a (x)	19.50 m	**Eo**	0.20 kg/cm2
b (y)	34.40 m	**# zap**	1
e (z)	0.80 m		
		Masas	
P. Platea	1287936.00 kg	**Mt =**	131288.0734
Yc	2.40 Ton/m3	**Mϕx=**	12967760.64
ϕ	19	**Mϕy=**	4181196.917
P edf	4733838.90 kg	**Mψz=**	17106945.37
P	0.898 kg/cm2		

DIVISIONES X	19.5	20
DIVISIONES Y	34.4	34

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0.5\mu}.C_0$$

Do= 0.600

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

Cz= 1967.59 Ton/m3

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

Cx=Cy= 1475.69 Ton/m3

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

Cϕx= 2315.32 Ton/m3

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

Cϕy= 2164.70 Ton/m3

$$K_z = C_z A$$

Kz= 1319859 Ton/m

$$K_x = K_y = C_x A$$

Kx=Ky= 989894 Ton/m

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x$$

Kϕx= 49214312 Ton-m

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y$$

Kϕy= 143194675 Ton-m

CUADRO RESUMEN	
Kx=	989894.29 Ton/m
Ky=	989894.29 Ton/m
Kz=	1319859.06 Ton/m
Kϕx=	49214312.39 Ton.m
Kϕy=	143194674.52 Ton.m

MASAS		
Mx=	131288.07	kg.s2/m
My=	131288.07	kg.s2/m
Mz=	131288.07	kg.s2/m
Mϕx=	12967760.64	kg.s2.m
Mϕy=	4181196.92	kg.s2.m
Mψz=	17106945.37	kg.s2.m

MODELO DINÁMICO DE LA GAZETAS

	G=	5000	KN/m2			
	p=	1.85	Mg/m3	Ton/m3	→	18.15 KN/m3
	L=	17.20	m			L/B= 1.764102564
L>B	B=	9.75	m			
	v=	0.40				
	Ab=	670.80	m2			
	f=	0.84	Hz			
	β=	0.05				

Ix= 66149.82 m4 Iy= 21255.98 m4

J= 87405.80 m4

xcg= 9.75 m

ycg= 17.20 m

ω= 5.28 rad/s Vs= 51.99 m/s

Es= 6000 KN/m2 Vs genner= 26.62 m/s

VLa= 93.77 m/s Es= 6000 KN/m2

G= 5000 KN/m2

$\chi = \frac{A_b}{4L^2} =$ 0.57

$a_0 = \frac{\omega B}{V_s} =$ 0.99

TABLE 1. Dynamic Stiffnesses and Dashpot Coefficients for Arbitrarily Shaped Foundations on Surface of Homogeneous Half-Space

Vibration mode (1)	Static stiffness, K (2)	Dynamic stiffness coefficient, k ($0 \le a_0 \le 2$) (3)	Radiation dashpot coefficient, C (4)
Vertical (z)	$K_z = [2GL/(1-\nu)](0.73 + 1.54\chi^{0.75})$ with $\chi = A_b/4L^2$	$k_z = k_z(L/B, \nu; a_0)$ is plotted in Fig. 2(a)	$C_z = (\rho V_{La} A_b)\cdot \bar{c}_z$ where $\bar{c}_z = \bar{c}_z(L/B; a_0)$ is plotted in Fig. 2(c)
Horizontal (y) (lateral direction)	$K_y = [2GL/(2-\nu)](2 + 2.50\chi^{0.85})$	$k_y = k_y(L/B; a_0)$ is plotted in Fig. 2(b)	$C_y = (\rho V_s A_b)\cdot \bar{c}_y$ where $\bar{c}_y = \bar{c}_y(L/B; a_0)$ is plotted in Fig. 2(d)
Horizontal (x) (longitudinal direction)	$K_x = K_y - [0.2/(0.75-\nu)]GL[1-(B/L)]$	$k_x \cong 1$	$C_x = \rho V_s A_b$
Rocking (rx) (about the longitudinal, x-axis)	$K_{rx} = [G/(1-\nu)]I_{bx}^{0.75}(L/B)^{0.25}[2.4 + 0.5(B/L)]$	$k_{rx} \cong 1 - 0.20a_0$	$C_{rx} = (\rho V_{La} I_{bx})\cdot \bar{c}_{rx}$ where $\bar{c}_{rx} = \bar{c}_{rx}(L/B; a_0)$ is plotted in Fig. 2(e)
Rocking (ry) (about the lateral, y-axis)	$K_{ry} = [3G/(1-\nu)]I_{by}^{0.75}(L/B)^{0.15}$	$\nu < 0.40$: $k_{ry} \cong 1 - 0.26a_0$ $\nu \cong 0.50$: $k_{ry} \cong 1 - 0.26a_0(L/B)^{0.30}$	$C_{ry} = (\rho V_{La} I_{by})\cdot \bar{c}_{ry}$ where $\bar{c}_{ry} = \bar{c}_{ry}(L/B; a_0)$ is plotted in Fig. 2(f)
Torsion (t)	$K_t = 3.5GI_{bz}^{0.75}(B/L)^{0.4}(I_{bz}/B^4)^{0.2}$	$k_t = 1 - 0.14a_0$	$C_t = (\rho V_s I_{bz})\cdot \bar{c}_t$ where $\bar{c}_t = \bar{c}_t(L/B; a_0)$ is plotted in Fig. 2(g)

SUPERFICIALES

$K_z = \left[\frac{2GL}{1-\nu}\right][0.73 + 1.54\chi^{0.75}]$

$\chi = A_b/4L^2$

Kz= 497673 KN/m

$k_z = k_z(\frac{L}{B}, \nu; ao)$

kz= 0.89

Kz= 442929 KN/m

$\bar{c}_z = \bar{c}_z(\frac{L}{B}; a_o)$

$C_z = (\rho V_{La} A_b).\bar{c}_z$

cz= 0.95

Cz= 110552 kN.s/m

Cz= 118944 kN.s/m

$K_y = \left[\frac{2GL}{2-\nu}\right][2 + 2.50\chi^{0.85}]$

Ky= 380884 KN/m

$k_y = k_y(\frac{L}{B}, \nu; ao)$

ky= 1.00

Ky= 380884 KN/m

$$\bar{c}_y = \bar{c}_y\left(\frac{L}{B}; a_o\right)$$

cy= 0.90

$$C_y = (\rho V_s A_b).\bar{c}_y$$

Cy= 58064 kN.s/m

Cy= 65281 kN.s/m

$$K_x = K_y - \left[\frac{0.2}{0.75 - \nu}\right] GL\left[1 - \left(\frac{B}{L}\right)\right]$$

Kx= 359598 KN/m

$$k_x = 1$$

kx= 1.00

Kx= 359598 KN/m

$$C_x = \rho V_s A_b$$

Cx= 64515 kN.s/m

Cx= 71329 kN.s/m

$$K_{rx} = \left[\frac{G}{1 - \nu}\right](I_{bx}^{0.75})\left(\frac{L}{B}\right)^{0.25}[2.4 + 0.5(B/L)]$$

Krx= 106300802 KN/m

$$k_{rx} = 1 - 0.20a_o$$

krx= 0.80

Krx= 85256662 KN.m

$$\bar{c}_{rx} = \bar{c}_{rx}\left(\frac{L}{B}; a_o\right)$$

$$C_{rx} = (\rho V_{La} I_{bx}).\bar{c}_{rx}$$

crx= 0.30

Crx= 3442695 kN.s.m

Crx= 5058055 kN.s.m

$$K_{ry} = \left[\frac{3G}{1 - \nu}\right](I_{by}^{0.75})\left(\frac{L}{B}\right)^{0.15}$$

Kry= 47921384 KN/m

$$\nu < 0.40;\ k_{ry} = 1 - 0.26a_o$$

$$\nu \cong 0.50;\ k_{ry} = 1 - 0.26a_o\left(\frac{L}{B}\right)^{0.30}$$

kry= 0.70

kry= 33691046 KN.m

$$\bar{c}_{ry} = \bar{c}_{ry}\left(\frac{L}{B}; a_o\right)$$

$$C_{ry} = (\rho V_{La} I_{by}).\bar{c}_{ry}$$

cry= 0.55

Cry= 2028114 kN.s.m

Cry= 2666459 kN.s.m

$$K_t = 3.5GI_{bz}^{0.75}\left(\frac{B}{L}\right)^{0.4}\left(\frac{I_{bz}}{B^4}\right)^{0.2}$$

Kt= 111606132

$$k_t = 1 - 0.14a_o$$

kt= 0.86

Kt= 96140036 KN.m

$$\bar{c}_t = \bar{c}_t\left(\frac{L}{B}; a_o\right)$$

$$C_t = (\rho V_s I_{bz}).\bar{c}_t$$

ct= 0.55

Ct= 4623531 kN.s.m

Ct= 6445098 kN.s.m

ENTERRADAS

perímetro= 53.90 m

d= 2.00 m

D= 2.00 m

B= 9.75 m

L= 17.20 m

a0= 0.99

TABLE 2. Dynamic Stiffness and Damping of Foundations Embedded in Half-Space with Arbitrary Basemat Shape

Vibration mode (1)	Static stiffness, K_{emb} (2)	Dynamic stiffness coefficient, $k_{emb}(\omega)$ (3)	Radiation dashpot coefficient, $C_{emb}(\omega)$ (4)
Vertical (z)	$K_{z,emb} = K_z[1 + (1/21)(D/B)(1 + 1.3\chi)][1 + 0.2(A_w/A_b)^{2/3}]$ where $K_z \equiv K_{z,surface}$ is obtained from Table 1. A_w = actual sidewall-soil contact area; for constant effective-contact height, d, along the perimeter: $A_w = (d) \times$ (perimeter); $\chi = A_b/4L^2$	($\nu \le 0.40$): fully embedded: $k_{z,emb} \cong k_z[1 - 0.09(D/B)^{3/4}a_0^2]$ in a trench: $k_{z,tre} \cong k_z[1 + 0.09(D/B)^{3/4}a_0^2]$ ($\nu = 0.48$): fully embedded with $L/B = 1 - 2$: $k_{z,emb} \cong k_z[1 - 0.09(D/B)^{3/4}a_0^2]$ fully embedded with $L/B > 3$: $k_{z,emb} \cong k_z[1 - 0.35(D/B)^{1/2}a_0^{2.5}]$ in a trench: $k_{z,tre} \cong k_z$, where $k_z \equiv k_{z,surf}$ from Table 1. All ν, partially embedded: interpolate	$C_{z,emb} \cong C_z + \rho V_s A_w$ where $C_z \equiv C_{z,surface}$ is obtained from Table 1 and the associated chart of Fig. 2.
Horizontal (y) and (x)	$K_{y,emb} = K_y[1 + 0.15(D/B)^{0.5}][1 + 0.52[(h/B)(A_w/L^2)]^{0.4}]$ $K_{x,emb} = K_x \cdot (K_{y,emb}/K_y)$ where $K_y \equiv K_{y,surface}$ and $K_x \equiv K_{x,surface}$ are obtained from Table 1.	$k_{y,emb}$ and $k_{x,emb}$ can be estimated in terms of L/B, D/B, and d/B for each value of a_0 from the plots in Fig. 3	$C_{y,emb} = C_y + 4\rho V_s Bd + 4\rho V_{La} Ld$ $C_{x,emb} = C_x + 4\rho V_{La} Bd + 4\rho V_s Ld$ where $C_y \equiv C_{y,surface}$ and $C_x \equiv C_{x,surface}$ are obtained from Table 1 and the associated chart of Fig. 2.
Rocking (rx) and (ry)	$K_{rx,emb} = K_{rx}\{1 + 1.26(d/B)[1 + (d/B)(d/D)^{-0.2}(B/L)^{0.5}]\}$ $K_{ry,emb} = K_{ry}\{1 + 0.92(d/L)^{0.6}[1.5 + (d/L)^{1.5}(d/L)^{-0.6}]\}$ where $K_{rx} \equiv K_{rx,surface}$ and $K_{ry} \equiv K_{ry,surface}$ are obtained from Table 1.	$k_{rx,emb} \cong k_{rx}$ $k_{ry,emb} \cong k_{ry}$ The surface-foundation k_{rx} and k_{ry} are obtained from Table 1.	$C_{rx,emb} = C_{rx} + \rho I_{bx}(d/B)\{V_{La}(d^2/B^2) + 3V_s + V_s(B/L)[1 + (d^2/B^2)]\} \cdot \eta_r$ where $\eta_r = 0.25 + 0.65\sqrt{a_0}$ $(d/D)^{-a_0/3}(D/B)^{-1/4}$ $C_{ry,emb}$ is similarly evaluated from C_{rx} after replacing x by y, and interchanging B with L in the foregoing two expressions. In both cases $a_0 = \omega B/V_s$.
Swaying-rocking (x-ry)(y-rx)	$K_{x\text{-}ry,emb} \cong (1/3)dK_{x,emb}$ $K_{y\text{-}rx,emb} \cong (1/3)dK_{y,emb}$	$k_{x\text{-}ry,emb} \cong k_{y\text{-}rx,emb} \cong 1$	$C_{x\text{-}ry,emb} = (1/3)dC_{x,emb}$ $C_{y\text{-}rx,emb} = (1/3)dC_{y,emb}$
Torsion (t)	$K_{t,emb} = K_t \cdot \Gamma_w \cdot \Gamma_{tre}$ where $K_t \equiv K_{t,surface}$ is obtained from Table 1. $\Gamma_w = 1 + 0.4(D/d)^{0.5}(j_x/j_y)(B/D)^{0.6}$ $\Gamma_{tre} = 1 + 0.5(D/B)^{0.1}(B^4/I_{bz})^{0.13}$ $j_x = (4/3)d(B^3 + L^3) + 4BLd(L + B)$ $j_y = (4/3)BL(B^2 + L^2)$	$k_{t,emb} \cong k_{t,surface}$	$C_{t,emb} = C_t + 4\rho d[(1/3)V_{La}(L^3 + B^3) + V_s BL(L + B)] \cdot \eta_r$, where $C_t \equiv C_{t,surface}$ is obtained from Table 1 and Fig. 2 $\eta_r \cong (d/D)^{-0.5} \cdot a_0^2/[a_0^2 + (1/2)(L/B)^{-1.5}]$

Ab= 670.80 m2 Aw= 107.80 m2

Aw/Ab= 0.16 D/B= 0.21 χ= 0.57

$$K_z = K_{z,surface}$$

$$K_{z,emb} = K_z[1 + \left(\frac{1}{21}\right)\left(\frac{D}{B}\right)(1 + 1.3\chi)][1 + 0.2(\frac{A_w}{A_b})^{2/3}]$$

$$k_z = k_z[1 - 0.09(\frac{D}{B})^{3/4}a_o^2]$$

$$k_z = k_z[1 + 0.09(\frac{D}{B})^{3/4}a_o^2]$$

$$\chi = (\frac{A_b}{4L^2})$$

$$C_z = C_{z,surface}$$

$$C_{z,emb} = C_z + \rho V_s A_w$$

Kz= 497673 KN/m kz,coef= 0.890 Cz= 110552 kN.s/m

Kz,emb= 536125 KN/m Kz(d=2)= 0.866 Cz,emb= 120920 kN.s/m

Kz(d=0)= 0.914

Kz,emb= 54669.21 Tonf/m Kz(d=2)= 0.866 Cz,emb= 129717 kN.s/m

Kz,emb= 464326 KN/m

Aw/L2= 0.36 D/B= 0.21 d/B= 0.21

L/B= 1.76

$$K_y = K_{y,surface}$$

$$K_{y,emb} = K_y\left[1 + 0.15\left(\frac{D}{B}\right)^{0.5}\right]\{1 + 0.52\left[\left(\frac{h}{B}\right)\left(\frac{A_w}{L^2}\right)\right]^{0.4}\}$$

$$C_y = C_{y,surface}$$

$$C_{y,emb} = C_y + 4\rho V_s Bd + 4\rho V_{La} Ld$$

Ky= 380884 KN/m Ky,d=D=2= 1.00 Cy= 58064 kN.s/m

Ky,emb= 481710 KN/m k(d/D=1/1)/k(d/D=1)= 1.00 Cy,emb= 89437 kN.s/m

Ky,emb= 49120.52 Tonf/m ky,coef= 1.00 Cy,emb= 98564 kN.s/m

ky,emb= 481710 KN/m

Aw/L2= 0.36 D/B= 0.21 d/B= 0.21

L/B= 1.76

$$K_x = K_{x,surface}$$

$$K_{x,emb} = K_x \cdot (\frac{K_{y,emb}}{K_y})$$

$$C_x = C_{x,surface}$$

$$C_{x,emb} = C_x + 4\rho V_{La} Bd + 4\rho V_s Ld$$

Kx= 359598 KN/m Kx,d=D=2= 0.95 Cx= 64515 kN.s/m

Kx,emb= 454790 KN/m k(d/D=1/1)/k(d/D=1)= 1.00 Cx,emb= 95888 kN.s/m

Kx,emb= 46375.41 Tonf/m kx,coef= 0.95 Cx,emb= 104074 kN.s/m

kx,emb= 432050 KN/m

B/L= 0.57 d/B= 0.21 d/D= 1.00

D/B= 0.21 ηrx= 1.21

$$K_{rx} = K_{rx,surface}$$

$$\eta_{rx} = 0.25 + 0.65\sqrt{a_o}\left(\frac{d}{D}\right)^{-\frac{ao}{2}}(\frac{D}{B})^{-1/4}$$

$$C_{rx} = C_{rx,surface}$$

$$K_{rx,emb} = K_{rx}\{1 + 1.26(\frac{d}{B})[1 + (\frac{d}{B})\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2}(\frac{B}{L})^{0.5}]\}$$

$$C_{rx,emb} = C_{rx} + \rho I_{bx}\left(\frac{d}{B}\right)\{V_{La}(d^2 + B^2) + 3V_s + V_s\left(\frac{B}{L}\right)\left[1 + \left(\frac{d^2}{B^2}\right)\right]\}\eta_r$$

Krx= 106300802 KN/m Crx= 3442695 kN.s.m

Krx,emb= 138018694 KN/m Crx,emb= 9237073 kN.s.m

$$k_{rx} = k_{rx,surface}$$

krx= 0.80

Krx,emb= 14073918.26 Tonf/m Krx,emb= 110695432 KN.m Crx,emb= 11334421 kN.s.m

B/L= 0.57 d/L= 0.12 d/D= 1.00

d/L= 0.12 D/L= 0.12 ηry= 1.36

L/B= 1.76

$$K_{ry} = K_{ry,surface}$$

$$\eta_{ry} = 0.25 + 0.65\sqrt{a_o}\left(\frac{d}{D}\right)^{-\frac{ao}{2}}(\frac{D}{L})^{-1/4} \qquad C_{ry} = C_{ry,surface}$$

$$K_{ry,emb} = K_{ry}\{1 + 0.92\left(\frac{d}{B}\right)^{0.6}[1.5 + \left(\frac{d}{L}\right)^{1.9}(\frac{d}{L})^{-0.6}]\}$$

$$C_{ry,emb} = C_{ry} + \rho I_{by}\left(\frac{d}{L}\right)\{V_{La}(d^2 + L^2) + 3V_s + V_s\left(\frac{L}{B}\right)\left[1 + \left(\frac{d^2}{L^2}\right)\right]\}\eta_r$$

Kry=	47921384	KN.m			Cry=	2028114	kN.s.m
Kry,emb=	66845434	KN.m	$k_{ry} = k_{ry,surface}$		Cry,emb=	3580968	kN.s.m
			kry=	0.70			
Kry,emb=	6816302.49	Tonf.m	Kry,emb=	46995565 KN.m	Cry,emb=	4471394	kN.s.m

D/d=	1.00
D/B=	0.21
B/D=	4.88
d/D=	1.00

$$J_s = \left(\frac{4}{3}\right)d(B^3 + L^3) + 4BLd(L + B)$$

$$J_r = \left(\frac{4}{3}\right)BL(B^2 + L^2)$$

$$\Gamma_w = 1 + 0.4\left(\frac{D}{d}\right)^{0.5}(\frac{J_s}{J_r})(\frac{B}{D})^{0.6}$$

$$\Gamma_{tre} = 1 + 0.5\left(\frac{D}{B}\right)^{0.1}(\frac{B^4}{I_{bz}})^{0.13}$$

Js=	52196.93967
Jr=	87406
L/B=	1.76

Γw=	1.62
Γtre=	1.32
ηt=	0.82

$$\eta_t = \left(\frac{d}{D}\right)^{-0.5}.a_o^2/[a_o^2 + (\frac{1}{2})(\frac{L}{B})^{-1.5}]$$

$$K_t = K_{t,surface}$$

$$C_t = C_{t,surface}$$

$$K_{t,emb} = K_t.\Gamma_w.\Gamma_{tre}$$

$$k_t = k_{t,surface}$$

$$C_{t,emb} = C_t + 4\rho d[\left(\frac{1}{3}\right)V_{La}(L^3 + B^3) + V_sBL(L + B)]\eta_r$$

Kt=	111606132	KN.m	kt=	0.86	Ct=	4623531	kN.s.m
Kt,emb=	237945391	KN.m	Kt,emb=	204971518 KN.m	Ct,emb=	9764070	kN.s.m
Kt,emb=	24263553.64	Tonf.m			Ct,emb=	13647669	kN.s.m

CUADRO RESUMEN RIGIDEZ

Kz,emb=	464326	KN/m
ky,emb=	481710	KN/m
kx,emb=	432050	KN/m
Krx,emb=	110695432	KN.m
Kry,emb=	46995565	KN.m
Krt,emb=	204971518	KN.m

Kz,emb=	47347.85	Ton/m
ky,emb=	49120.52	Ton/m
kx,emb=	44056.64	Ton/m
Krx,emb=	11287735.17	Ton.m
Kry,emb=	4792189.55	Ton.m
Krt,emb=	20901171.45	Ton.m

Cz,emb=	129717	kN.s/m
Cy,emb=	98564	kN.s/m
Cx,emb=	104074	kN.s/m
Crx,emb=	11334421	kN.s.m
Cry,emb=	4471394	kN.s.m
Crt,emb=	13647669	kN.s.m

Cz,emb=	13227.40	Ton.s/m	
Cy,emb=	10050.63	Ton.s/m	
Cx,emb=	10612.56	Ton.s/m	
Crx,emb=	1155783.44	Ton.s.m	
Cry,emb=	455952.99	Ton.s.m	
Crt,emb=	1391667.84	Ton.s.m	

MODELO DINÁMICO DE LA GAZETAS

G=	5000	KN/m2		
p=	1.85	Mg/m3	Ton/m3	18.15 KN/m3
L=	17.20	m		
B=	9.75	m		
v=	0.40			
Ab=	670.80	m2		
f=	0.84	Hz		
β=	0.05			

L/B=	1.76	
Ix=	66149.82	m4
Iy=	21255.98	m4
J=	87405.80	m4
xcg=	9.75	m
ycg=	17.20	m
ω=	5.278	rad/s
Vs=	51.99	m/s

$a_0 = \frac{\omega B}{V_s} =$ 0.99

FORMULACIONES RECTANGULARES ENTERRADAS

Rigidez estática de cimentaciones superficiales

G=	5000	KN/m2	B=	9.75 m	L/B= 1.76
v=	0.40		L=	17.20 m	

$\frac{K_V^0(1-v)}{GB} = 3.1(L/B)^{0.75} + 1.6$ $\quad$ $\frac{K_{Rx}^0(1-v)}{GB^3} = 3.2(L/B) + 0.8$

Kvo= 515548 KN/m $\quad$ KRxo= 49781063 KN.m

$\frac{K_{Hx}^0(2-v)}{GB} = 6.8(L/B)^{0.65} + 2.4$ $\quad$ $\frac{K_{Ry}^0(1-v)}{GB^3} = 3.73(L/B)^{2.4} + 0.27$

KHxo= 372768 KN/m $\quad$ KRyo= 114597377 KN.m

$\frac{K_{Hy}^0(2-v)}{GB} = \frac{K_{Hx}^0(2-v)}{GB} + 0.8(L/B - 1)$ $\quad$ $\frac{K_t^0}{GB^3} = 4.25(L/B)^{2.45} + 4.06$

KHyo= 391393 KN/m $\quad$ Kto= 97947979 KN.m

Rigidez estática de cimientos rectangulares enterrados

G=	5000	KN/m2	B=	9.75 m	L/B=	1.76
v=	0.40		L=	17.20 m	E/B=	0.21
			E=	2.00 m		

Kvo=	515548 KN/m	KRxo=	49781063 KN.m
KHxo=	372768 KN/m	KRyo=	114597377 KN.m
KHyo=	391393 KN/m	Kto=	97947979 KN.m

$K_V^s = K_V^0\left[1.0 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B}\right)(E/B)^{0.8}\right]$ $\quad$ $K_{Rx}^s = K_{Rx}^0\left[1.0 + E/B + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B}\right)(E/B)^2\right]$

Kvs= 572414.41 KN/m $\quad$ KRxs= 61577852.98 KN.m $\quad$ Ks z= 58369.73 Tonf/m $\quad$ Ks Rx= 6279161.49 Tonf.m

$K_H^s = K_H^0\left[1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B}\right)(E/B)^{0.8}\right]$ $\quad$ $K_{Ry}^s = K_{Ry}^0\left[1.0 + E/B + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4}\right)(E/B)^2\right]$

KHxs= 458294.84 KN/m $\quad$ KRys= 138873365.04 KN.m $\quad$ Ks x= 46732.83 Tonf/m $\quad$ Ks Ry= 14161069.99 Tonf.m

$K_H^s = K_H^0\left[1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B}\right)(E/B)^{0.8}\right]$ $\quad$ $K_t^s = K_t^0\left[1.0 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B}\right)(E/B)^{0.9}\right]$

KHys= 481193.11 KN/m $\quad$ Kts= 146165237.64 KN.m $\quad$ Ks y= 49067.79 Tonf/m $\quad$ Ks Rz= 14904630.27 Tonf.m

$K_{HRx}^s = \frac{1}{3}(E/B)K_{Hx}^s$ $\quad$ $K_{HRy}^s = \frac{1}{3}(E/B)K_{Hy}^s$

KHRxs= 31336.40 KN/m $\quad$ KHRys= 32902.09 KN/m

Rigidez dinámica de fundaciones enterradas

G=	5000 KN/m2	B=	9.75 m	L/B=	1.76
v=	0.40	L=	17.20 m	E/B=	0.21
ω=	5.28 rad/s	E=	2.00 m		
Cs=	51.99 m/s				

$$a_0 = \omega B / C_s$$

ao= 0.990

$$\bar{K}^d_v = K^s_v (k + i a_0 c)$$

$$k = 1.0 - \frac{d a_0^2}{b + a_0^2}$$

k= 0.87

$$c = \frac{4\left[\alpha L/B + \frac{E}{B}(1 + L/B)\right]}{K^s_v}$$

c= 3.42E-05

$$\alpha_z = 1 - \left(\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{\frac{L}{B}}\right) \cdot a_o}{\left(\frac{10}{1 + 3\left(\frac{L}{B} - 1\right)}\right) + a_o}\right)$$

αz= 0.874

$$\beta_{z_emb} = \left(\frac{4\left(\psi.\left(\frac{L}{B}\right) + \left(\frac{D}{B}\right)\left(1 + \frac{L}{B}\right)\right)}{\frac{K_{z_{emb}}}{G.B}}\right)\left(\frac{a_o}{2\alpha_z}\right)$$

βz_emb= 0.943

$$d = 0.4 + \frac{0.2}{L/B}$$

d= 0.51

$$b = \frac{10.0}{1 + 3(L/B - 1)}$$

b= 3.04

$$\alpha = C_L / C_s$$

ψ=α= 2.449

$$(C_p = C_s \sqrt{2(1-v)/(1-2v)})$$

v= 0.40
Cs= 51.99 m/s
Cp=CL= 127.34 m/s

$$\bar{K}^d_{Hy} = K^s_{Hy} (k + i a_0 c)$$

$$k = 1.0$$

K= 1.00

$$c = \frac{4[L/B + E/B(1 + \alpha L/B)]}{K^s_{Hy}}$$

c= 2.37E-05

$$\alpha_y = 1.00$$

αy= 1.00

$$\beta_{y_emb} = \left(\frac{4\left(\left(\frac{L}{B}\right) + \left(\frac{D}{B}\right)\left(1 + \frac{\psi.L}{B}\right)\right)}{\frac{K_{y_{emb}}}{G.B}}\right)\left(\frac{a_o}{2\alpha_y}\right)$$

βy_emb= 0.573

$$\alpha = C_L / C_s$$

ψ=α= 2.449

$$(C_p = C_s \sqrt{2(1-v)/(1-2v)})$$

v= 0.40
Cs= 51.99 m/s
Cp=CL= 127.34 m/s

$$\bar{K}^d_{Hx} = K^s_{Hx} (k + i a_0 c)$$

$$k = 1.0$$

K= 1.00

$$c = \frac{4[L/B + E/B(\alpha + L/B)]}{K^s_{Hx}}$$

c= 2.29E-05

$$\alpha_x = 1.00$$

αx= 1.00

$$\beta_{x_emb} = \left(\frac{4\left(\left(\frac{L}{B}\right) + \left(\frac{D}{B}\right)\left(\psi + \frac{L}{B}\right)\right)}{\frac{K_{x_{emb}}}{G.B}}\right)\left(\frac{a_o}{2\alpha_x}\right)$$

βx_emb= 0.554

$$\bar{K}^d_{HRx} = \tfrac{1}{3}(E/B)\bar{K}^d_{Hx}$$

K= 0.07

$$\bar{K}^d_{HRy} = \tfrac{1}{3}(E/B)\bar{K}^d_{Hy}$$

K= 0.07

$$\bar{K}_t^d = K_t^s(k + ia_0c)$$

G= 5000 KN/m2 L/B= 1.76
B= 9.75 m E/B= 0.21

$$a_0 = \omega B/C_s$$

ao= 0.990

$$\alpha = C_L/C_s$$

ψ=α= 2.449

$$f = \frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}}$$

f= 0.40

$$b = \frac{0.8}{1+0.33(L/B-1)}$$

b= 0.64

$$k = 1.0 - \frac{da_0^2}{b+a_0^2}$$

k= 0.82

$$d = 0.33 - 0.03\sqrt{L/B-1}$$

d= 0.30

$$\alpha_{zz} = 1 - \left(\frac{\left(0.33 - 0.03\sqrt{\frac{L}{B}-1}\right).a_o}{\left(\frac{0.8}{1+0.33\left(\frac{L}{B}-1\right)}\right)+a_o}\right)$$

$$\beta_{zz_emb} := \left(\frac{\left(\frac{4}{3}\right)\left(3\left(\frac{L}{B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)+\psi\cdot\left(\frac{L}{B}\right)^3\left(\frac{D}{B}\right)+3\left(\frac{L}{B}\right)^2\left(\frac{D}{B}\right)+\psi\cdot\left(\frac{D}{B}\right)+\left(\frac{L}{B}\right)^3+\left(\frac{L}{B}\right)\right)\alpha_0^2}{\left(\frac{K_{zz_emb}}{G\cdot B^3}\right)\left(\left(\frac{1.4}{1+3\left(\frac{L}{B}-1\right)^{0.7}}\right)+\alpha_0^2\right)}\right)\left(\frac{\alpha_0}{2\,\alpha_{zz}}\right)$$

αzz= 0.815 βzz_emb= 0.246

$$c = \frac{4\left[(L/B)(E/B)+\frac{\alpha}{3}(L/B)^3(E/B)+(L/B)^2(E/B)+\frac{\alpha}{3}(E/B)+\frac{1}{3}(L/B)^3+\frac{1}{3}(L/B)\right]}{K_t^s}\cdot\frac{a_0^2}{f+a_0^2}$$

c= 1.16E-07

$$\bar{K}_{Rx}^d = K_{Rx}^s(k + ia_0c)$$

G= 5000 KN/m2 L/B= 1.76
B= 9.75 m E/B= 0.21

$$a_0 = \omega B/C_s$$

ao= 0.990

$$\alpha = C_L/C_s$$

ψ=α= 2.45

$$f = 2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3}$$

f= 2.13

$$b = 2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}$$

b= 2.33

$$k = 1.0 - \frac{da_0^2}{b+a_0^2}$$

k= 0.81

$$d = 0.55 + 0.1\sqrt{L/B-1}$$

d= 0.64

$$\alpha_{xx} := 1 - \left(\frac{0.55 - 0.01\sqrt{\frac{L}{B}-1}\cdot\alpha_0^2}{\left(2.4-\frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3}\right)+\alpha_0^2}\right)$$

$$\beta_{xx_emb} := \left(\frac{\left(\frac{4}{3}\right)\left(\left(\frac{D}{B}\right)^3+\left(\frac{D}{B}\right)+\psi\cdot\left(\frac{L}{B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^3+3\left(\frac{L}{B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)+\psi\cdot\left(\frac{L}{B}\right)\right)\alpha_0^2}{\left(\frac{K_{xx_emb}}{G\cdot B^3}\right)\left(\left(\frac{1.8}{1+1.75\left(\frac{L}{B}-1\right)^{0.7}}\right)+\alpha_0^2\right)}+\frac{\left(\frac{4}{3}\right)\left(\psi\cdot\frac{L}{B}+1\right)\left(\frac{D}{B}\right)^3}{\left(\frac{K_{xx_emb}}{G\cdot B^3}\right)}\right)\left(\frac{\alpha_0}{2\,\alpha_{xx}}\right)$$

αxx= 0.836 βxx_emb= 0.195

$$D = \frac{\frac{4}{3}\left(\alpha\frac{L}{B}+1\right)(E/B)^3}{K_{kx}^s}$$

D= 9.9448E-10

$$c = 4\left[\frac{1}{3}(E/B)+\frac{1}{3}(E/B)^3+\frac{\alpha}{3}(L/B)(E/B)^3+(E/B)(L/B)+\frac{\alpha}{3}(L/B)\right]K_{kx}^s\frac{a_0^2}{f+a_0^2}+D\frac{f}{f+a_0^2}$$

c= 3.93E-08

$$\bar{K}_{Ry}^d = K_{Ry}^s(k + ia_0c)$$

G= 5000 KN/m2 L/B= 1.76
B= 9.75 m E/B= 0.21

$$a_0 = \omega B/C_s$$

$$\alpha = C_L/C_s$$

ao= 0.990

$$f=\frac{1.8}{1.0+1.75(L/B-1)}$$

f= 0.77

$$k=1.0-\frac{0.55a_0^2}{b+a_0^2}$$

k= 0.71

α= 2.45

$$b=0.6+\frac{1.4}{(L/B)^3}$$

b= 0.86

$$D=\frac{\frac{4}{3}(L/B+\alpha)(E/B)^3}{K\hat{k}_y}$$

D= 3.49179E-10

$$\alpha_{yy}:=1-\left(\frac{0.55\cdot\alpha_0{}^2}{\left(0.6+\frac{1.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3}\right)+\alpha_0{}^2}\right)$$

αyy= 0.706

$$\beta_{yy_emb}:=\left(\frac{\left(\frac{4}{3}\right)\left(\left(\frac{L}{B}\right)^3\left(\frac{D}{B}\right)+\psi\cdot\left(\frac{L}{B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^3+\left(\frac{D}{B}\right)^3+3\left(\frac{L}{B}\right)^2\left(\frac{D}{B}\right)+\psi\cdot\left(\frac{L}{B}\right)^3\right)\alpha_0{}^2}{\left(\frac{K_{yy_emb}}{G\cdot B^3}\right)\left(\left(\frac{1.8}{1+1.75\left(\frac{L}{B}-1\right)^{0.7}}\right)+\alpha_0{}^2\right)}+\frac{\left(\frac{4}{3}\right)\left(\frac{L}{B}+\psi\right)\left(\frac{D}{B}\right)^3}{\left(\frac{K_{yy_emb}}{G\cdot B^3}\right)}\right)\left(\frac{\alpha_0}{2\,\alpha_{yy}}\right)$$

βyy_emb= 0.296

$$c=\frac{4\left[\frac{1}{3}(L/B)^3(E/B)+\frac{\alpha}{3}(E/B)^3(L/B)+\frac{1}{3}(E/B)^3+(E/B)(L/B)^2+\frac{\alpha}{3}(L/B)^3\right]}{K\hat{k}_y}\frac{a_0^2}{f+a_0^2}+D\frac{f}{f+a_0^2}$$

c= 8.90E-08

Artículo

Kz,emb=	500741.933	KN/m	Kz,emb=	51061.21	Ton/m
ky,emb=	481193.109	KN/m	ky,emb=	49067.79	Ton/m
kx,emb=	458294.838	KN/m	kx,emb=	46732.83	Ton/m
Krx,emb=	49948627.606	KN.m	Krx,emb=	5093316.57	Ton.m
Kry,emb=	98086129.522	KN.m	Kry,emb=	10001950.66	Ton.m
Krt,emb=	119289165.784	KN.m	Krt,emb=	12164047.62	Ton.m

Corregido

Kz,emb=	500187.037	KN/m	Kz,emb=	51004.62	Ton/m
ky,emb=	481193.109	KN/m	ky,emb=	49067.79	Ton/m
kx,emb=	458294.838	KN/m	kx,emb=	46732.83	Ton/m
Krx,emb=	51495838.611	KN/m	Krx,emb=	5251087.38	Ton/m
Kry,emb=	98086129.522	KN/m	Kry,emb=	10001950.66	Ton/m
Krt,emb=	119180944.748	KN/m	Krt,emb=	12153012.20	Ton/m

Cz,emb=	215425.197	KN.s/m	Cz,emb=	21967.14	Ton.s/m
Cy,emb=	113550.863	KN.s/m	Cy,emb=	11578.91	Ton.s/m
Cx,emb=	104808.324	KN.s/m	Cx,emb=	10687.42	Ton.s/m
Crx,emb=	5710540.495	kN.s.m	Crx,emb=	582310.10	Ton.s.m
Cry,emb=	18193583.962	kN.s.m	Cry,emb=	1855219.79	Ton.s.m
Crt,emb=	16392730.798	kN.s.m	Crt,emb=	1671584.81	Ton.s.m

MODELO DINÁMICO DE SARGSIAN

DISTRITO	CALLERÍA
PROVINCIA	CORONEL PORTILLO
REGIÓN	UCAYALI
TIPO DE SUELO	S3 - Suelos flexibles o con estratos de gran espesor - Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad (0,5 < I L ≤ 0,75)

DATOS

μs	0.40	**Δ**	1	
Es	600.00 ton/m2	**ϕ**	0.833	
a (x)	19.50 m	**Eo**	0.20 kg/cm2	
b (y)	34.40 m	**ρ**	0.214	Ton/m3
e (z)	0.80 m			
ϕ	19			
P edf	0.898 kg/cm2			

COEFICIENTE DE RIGIDEZ

$$C_1^2 = \frac{(1-\mu).E}{(1+\mu).(1-2\mu).\rho} \qquad C_2^2 = \frac{E}{2.(1+\mu).\rho} \qquad K_z = \frac{4\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)}.\sqrt{A} \qquad K_x = K_y = \frac{28{,}8\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(7-8\mu)}.\sqrt{A}$$

C₁= 78 m/s **C₂=** 32 m/s **Kz=** 15248 Ton/m **Kx=Ky=** 24269 Ton/m

$$K_{\varphi x} = \frac{8{,}52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)}.\frac{I_x}{\sqrt{A}} \qquad K_{\varphi y} = \frac{8{,}52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)}.\frac{I_y}{\sqrt{A}} \qquad K_{\psi z} = \frac{4\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)}.\frac{I_z}{\sqrt{A}}$$

Kφx= 4483935 Ton-m **Kφy=** 1440826 Ton-m **Kφz=** 2781578 Ton-m

AMORTIGUAMIENTO

$$B_x = B_y = \frac{18{,}24(1-\mu)\rho C_2}{\pi(7-8\mu)}.A \qquad B_z = \frac{3{,}4\sqrt{1-2\mu}.\rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}}.A$$

Bx= 4211.14 Ton.s/m Bz= 8245.25 Ton.s/m

By= 4211.14 Ton.s/m

$$B_{\varphi x} = \frac{1{,}6\sqrt{1-2\mu}.\rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}}.I_x \qquad B_{\varphi y} = \frac{1{,}6\sqrt{1-2\mu}.\rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}}.I_y \qquad B_{\psi z} = \frac{3{,}4\sqrt{1-2\mu}.\rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}}.I_z$$

Bφx= 382631.13 Ton.s.m Bφy= 122951.16 Ton.s.m Bψz= 1074362.38 Ton.s.m

CUADRO RESUMEN	
Kx=	24268.57 Ton/m
Ky=	24268.57 Ton/m
Kz=	15248.11 Ton/m
Kφx=	4483934.96 Ton.m
Kφy=	1440826.35 Ton.m
Kψz=	2781578.08 Ton.m

CUADRO RESUMEN	
Bx=	4211.14 Ton.s/m
By=	4211.14 Ton.s/m
Bz=	8245.25 Ton.s/m
Bφx=	382631.13 Ton.s.m
Bφy=	122951.16 Ton.s.m
Bψz=	1074362.38 Ton.s.m

ANEXO B: INFORME DE SUELOS

ÍNDICE

ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

"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"

1.0 GENERALIDADES
- 1.1. OBJETO DEL ESTUDIO
- 1.2. UBICACIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO
- 1.3. OBJETIVO DEL PROYECTO
- 1.4. CONDICIONES CLIMÁTICAS EN LA ZONA
- 1.5. NORMATIVIDAD

2.0 TOPOGRAFÍA, GEOLOGÍA Y SISIMICIDAD
- 2.1 TOPOGRAFÍA
- 2.2 GEOLOGÍA
- 2.3 SISMICIDAD

3.0 SISMICIDAD EN LA ZONA DE ESTUDIO
- 3.1 PARÁMETROS SISMO RESISTENTE

4.0 INVESTIGACIÓN EFECUTADAS
- 4.1 TRABAJO DE CAMPO
- 4.2 MUESTRA Y REGISTRO DE EXPLORACIÓN
- 4.3 MUESTREO DISTURBADO
- 4.4 MUERTREO INALTERADA
- 4.5 REGISTRO DE EXCAVACIONES
- 4.6 ENSAYOS DE LABORATORIO

5.0 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

6.0 PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

7.0 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN
- 7.1 PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION
- 7.2 TIPO DE CIMENTACIÓN
- 7.3 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE
- 7.4 CÁLCULO DE ASENTAMIENTO MÉTODO ELÁSTICO
- 7.5 ANÁLISIS QUÍMICO DE SALES AGRESIVO AL CONCRETO

8.0 ANÁLISIS DE LA SUBRASANTE
- 8.1 CONFORMACIÓN DE LA SUBRASANTE
- 8.2 CARACTERÍSTICAS DE LA SUBRASANTE
- 8.3 MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN

9.0 CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS
- 9.1 CARACTERÍSTICAS DE LA BASE GRANULAR

10.0 CÁLCULO DE COEFICIENTE DE BALASTO

11.0 EVALUACIÓN DE POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN COLAPSABILIDAD

12.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

INFORME TÉCNICO CON FINES DE CIMENTACIÓN

1.0 GENERALIDADES

1.1. Objeto del estudio.

El presente informe técnico tiene el objetivo de realizar el estudio de mecánica de suelo para la tesis: **"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"** por esta razón, contratan los servicios profesionales en la especialidad de geotecnia, con el fin de conocer el comportamiento del suelo, conociéndose además en esta etapa es una transición o conexión estructural cuyo proyecto depende de las características de ambos; la estructura y el suelo.

Los cimientos constituyen los subsistemas de cualquier edificación que transmiten de estas hacia el suelo o terreno, su función es transmitir las cargas a la cimentación, dispersando en el suelo adyacente, de modo que este y los materiales que los sostienen tengan suficiente fuerza y rigidez para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas.
Para tal fin se ha llevado un programa de investigaciones geotécnicas que consiste en:

- Estudio Geológico
- Ejecución de calicatas en el área del terreno
- Toma de muestras alteradas e inalteradas
- Ejecución de ensayos en campo
- Ejecución de ensayos en Laboratorio
- Análisis de trabajo de campo y Laboratorio
- Perfil Estratigráfico
- Análisis de Cimentación
- Determinación de cantera
- Calculo de Coeficiente de Balasto
- Evaluación de Potencial de Licuefacción Colapsabilidad
- Conclusiones y Recomendaciones

1.2. Ubicación del área en estudio

El área de estudio se encuentra ubicada en Jr. Inmaculada, Distrito de Callería, Provincia de Coronel Portillo, Región Ucayali.

1.3. Objeto del Estudio

El objetivo del presente estudio es realizar una evaluación las condiciones geotécnicas de los componentes del suelo de cimentación, esta evaluación geotécnica está orientada a definir las características físicas y mecánicas del Sub suelo, para establecer los parámetros que gobiernan su resistencia, comprensibilidad y permeabilidad ante solicitaciones de carga y así determinar de esta manera las condiciones de cimentación más adecuadas.

1.4. Condiciones Climáticas de la Zona

De acuerdo al Sistema de Clasificación de Medio Ambiente (L. Holdridge), el clima en la zona corresponde a Bosque Húmedo – Tropical (Bh-T), donde la temperatura media anual máxima es de 29.00 °C.

El promedio máximo de precipitación pluvial por año es de 3189 mm y el promedio mínimo de 1916.00 mm. Siendo la presencia de lluvias entre los meses de Noviembre a Mayo.

1.5. Normatividad

El presente informe está en concordancia con la Norma E-050 de suelos y Cimentaciones, (Nueva Norma Sísmica D.S.N° 003-2016-Vivienda) E-030 de Diseño Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.

2.0 TOPOGRAFÍA, GEOLOGÍA Y SISMICIDAD

2.1 TOPOGRAFÍA

El relieve topográfico de la zona es casi plana con desniveles mínimo, además presenta un relieve del suelo homogéneo.

2.2 GEOLOGÍA

La geología de la región es parte de la faja sub andina oriental y la llanura amazónica, rasgos morfo estructurales resultante de la fase pilo cuaternaria que dio origen a los andes en particular a la región sub andina.

Esta zona es el resultado del proceso de erosión, donde predomina proceso de acumulación. La constitución geológica de la zona se constituye por depósitos pluviales y aluviales compuestos por limos y arcillas, depositados como resultados de procesos fluviales y se acumula se acuerdo a los cambios climáticos.

En la zona de estudio existen suelos del cuaternario formado por suelos limos arcillosos, limos orgánicos de consistencia regular.

2.3 SISMICIDAD

De acuerdo al Nuevo Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, establecida en la Nueva Norma Sismo resistente (NTE E-030) y del Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú, considerada como zona sísmica de intensidad V a VI MM Y áreas de peligro con intensidad XI MM. De acuerdo a información del Instituto Geofísico del Perú, se puede esperar períodos de vibración suelos flexibles o de gran espesor de hasta 0.9 seg. Y el factor de suelo S de 1.60 y para caso de las cimentaciones en roca los períodos de vibración esperados hasta 0.4 seg., factor del suelo S de 1.60, factor de zona Z=0.10g.

De acuerdo a la información sismológica en el Departamento de Ucayali se ha producido sismos con intensidades promedio de IV-VI, según la escala de Mercalli modificada; se concluye la zona en estudio se encuentra dentro de la zona de Sismicidad II, en consecuencia no hay evidencias recientes de sismo que podría afectar en algún tiempo la estructura a construirse.

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones y la Norma Técnica de edificaciones (D.S.N° 003-2016-VIVENDA) E-030, Diseño Sismo resistente, se deberá tomar los siguientes valores para el análisis sísmico:

$$H = \frac{Z \times U \times S \times C \times P}{R_d}$$

Para el diseño estructural debe tenerse en cuenta los siguientes valores:

FACTOR	VALOR	OBSERVACIONES	
Factor de Zona (Z)	0,25	Zona	2
Factor de Uso (U)	1.0	Cat. De Edific.	A2
Factor de Suelo (S)	1.20	Suelo	S2
Periodo de Vibración del Suelo (Tp)	0.60	Norma	E.030
(TL)	2.0		

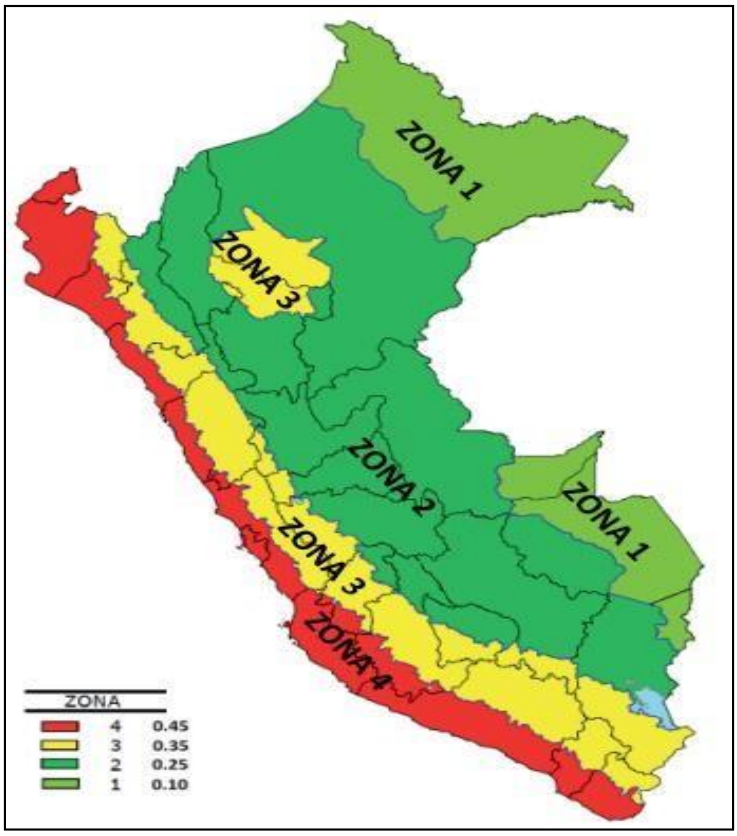
3.0 SISMICIDAD EN LA ZONA DE ESTUDIO

3.1 PARÁMETROS SISMO RESISTENTES

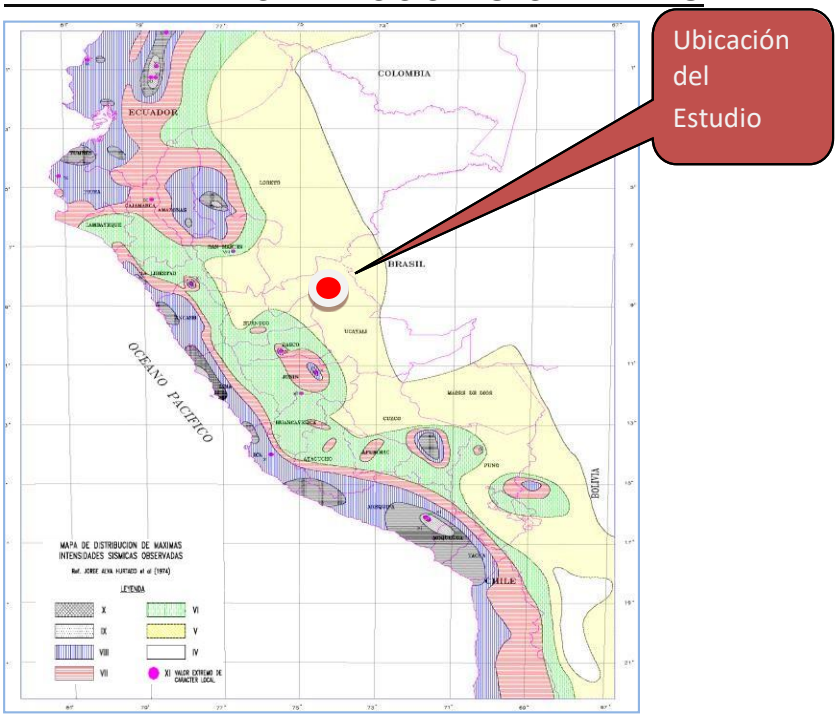
En el área de estudio no hay evidencias recientes de alguna actividad sísmica, que podría afectar en algún tiempo las estructuras.

MAPA DE ZONIFICACION SÍSMICA DEL PERÚ

ZONAS SISMICAS



MAPA DE INTENSIDADES SISMICAS DEL PERU



4.0 INVESTIGACIÓN EFECTUADAS

4.1 TRABAJOS DE CAMPO

Con el objeto de determinar las características físicos - Mecánicos de los materiales del terreno de fundación, se llevó a cabo investigaciones mediante la ejecución de seis (06) pozos exploratorios o calicatas a "cielo abierto" designados como C-1, C-2, C-3, C-4, C-5, C-6; con profundidades de 3.00 m.

4.2 MUESTREO Y REGISTRO DE EXPLORACION

Utilizando equipo manual, para la extracción de muestras, para la determinación de las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo de han extraído muestras del tipo de suelos encontrados, según estipulan las normas ASTM D 1587 ASTM D 4220.

Para más información observar los perfiles estratigráficos del presente estudio de mecánica de suelos (EMS).

4.3 MUESTREO DISTURBADO

Se tomaron muestras disturbadas en cada calicata de cada tipo de suelos encontrando en cantidad suficiente como para realizar los ensayos de clasificación e identificación de suelos.

4.4 MUESTREO INALTERADA

Se extrajo una muestra representativa del subsuelo a fin de determinar las propiedades de esfuerzo y deformación mediante el ensayo de Corte Directo, del área destinada en este caso se ha determinado de la calicata 01, lo cual fue debidamente acondicionada para su traslado al laboratorio.

4.5 REGISTRO DE EXCAVACIONES

Paralelamente el muestreo se realizó con el registro de cada una de las calicatas, anotándose las principales características de los tipos de suelos encontrados, tales como: espesor, color, humedad, plasticidad, compacidad, etc.

4.6 ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio Estándar y Especiales fueron realizados. Las muestras de suelos del proyecto fueron seleccionadas y clasificadas siguiendo el procedimiento del **ASTM D 2487** y **NTP** "Practica recomendada por la descripción del suelo", bajo las **Normas Técnicas de Edificaciones E-50 Normas Técnicas Peruanas de la American Society For Testing and Materials.**

ENSAYOS ESTÁNDAR

- Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D 422) NTP 339.128

CONSTANTES FÍSICAS:

- Límite Líquido (ASTM D 4318) NTP 339.129
- Límite Plástico (ASTM D 4318) NTP 339.129
- Humedad Natural (ASTM D 2216) NTP 339.127

ENSAYOS ESPECIALES

- Corte Directo (ASTM D 3080)
- C.B.R. (ASTM D 1883)
- Sales Solubles (ASTM D 1888)

5.0 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

En base a la información obtenida durante los trabajos de campo y los resultados de los ensayos de laboratorio, se efectuó la clasificación de suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y la Asociación Americana de Agencias Oficiales de Carreteras y Transportes (AASHTO) para luego correlacionarlos de acuerdo a las características litológicas similares y consignarlos en el perfil estratigráfico que se adjunta.

Calicata Nº	**C-1**	
Muestra	**M - 1**	**M - 2**
Profundidad (m)	0.00 – 0.30	0.30 – 3.00
Limite líquido (%)	46	54
Limite plástico (%)	28	28
Índice plástico (%)	18	26
Pasa malla Nº 200 (%)	77.0	85.8
Humedad natural (%)	15.0	16.2
Clasificación SUCS	OL	CH
Clasificación AASHTO	A-7-6(15)	A-7-6(25)
Calicata Nº	**C-2**	
Muestra	**M - 1**	**M - 2**
Profundidad (m)	0.00 – 0.30	0.30 – 2.00
Limite líquido (%)	45	55
Limite plástico (%)	27	26

Índice plástico (%)	18	29
Pasa malla Nº 200 (%)	78.6	80.6
Humedad natural (%)	14.2	17.2
Clasificación SUCS	OL	CH
Clasificación AASHTO	A-7-6(15)	A-7-6(25)
Calicata Nº	**C-3**	
Muestra	**M - 1**	**M - 1**
Profundidad (m)	0.00 – 0.30	0.30 – 3.00
Limite líquido (%)	43	55
Limite plástico (%)	27	27
Índice plástico (%)	16	28
Pasa malla Nº 200 (%)	74.6	82.1
Humedad natural (%)	15.6	17.5
Clasificación SUCS	OL	CH
Clasificación AASHTO	A-7-6(12)	A-7-6(25)

Calicata Nº	**C-4**	
Muestra	**M - 1**	**M - 1**
Profundidad (m)	0.00 – 0.30	0.30 – 3.00
Limite líquido (%)	41	54
Limite plástico (%)	24	25
Índice plástico (%)	17	29
Pasa malla Nº 200 (%)	72.2	81.5
Humedad natural (%)	14.2	15.9
Clasificación SUCS	OL	CH
Clasificación AASHTO	A-7-6(12)	A-7-6(25)

Calicata Nº	**C-5**	
Muestra	**M - 1**	**M - 1**
Profundidad (m)	0.00 – 0.30	0.30 – 3.00
Limite líquido (%)	40	53
Limite plástico (%)	21	25
Índice plástico (%)	19	28
Pasa malla Nº 200 (%)	70.7	82.3
Humedad natural (%)	12.9	15.1
Clasificación SUCS	OL	CH
Clasificación AASHTO	A-6(12)	A-7-6(25)

Calicata Nº	**C-6**	
Muestra	**M - 1**	**M - 1**
Profundidad (m)	0.00 – 0.30	0.30 – 3.00
Limite líquido (%)	42	52

Limite plástico (%)	24	23
Índice plástico (%)	18	29
Pasa malla Nº 200 (%)	72.2	82.5
Humedad natural (%)	13.3	16.5
Clasificación SUCS	OL	CH
Clasificación AASHTO	A-7-6(12)	A-7-6(25)

6.0 PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

La investigación del subsuelo ha permitido delinear el perfil estratigráfico de la zona en estudio, obteniéndose una generalización aproximada de los materiales adyacentes que se encuentran en la actualidad.

Descripción de la Conformación del Subsuelo del Área en Estudio.

CALICATA: 01

MUESTRA 01

Está conformado por suelo tipo (OL) Arcilla de color plomizo semi orgánico, no recomendable para su uso como subrasante, según la clasificación SUCS Y AASHTO pertenecientes a los grupos y subgrupos A-7-6(15) a una profundidad de 0.00 a 0.30 m.

MUESTRA 02

Está conformado por suelo tipo (CH) Arcilla de color rojizo blanquecino de alta plasticidad humedad 16.2%, Suelo compacto, según la clasificación SUCS Y AASHTO pertenecientes a los grupos y subgrupos A-7-6(25) a una profundidad de 0.30 a 3.00 m.

CALICATA: 02

MUESTRA 01

Está conformado por suelo tipo (OL) Arcilla de color plomizo de mediana plasticidad, humedad 14.2%, Capa Contaminado, según la clasificación SUCS Y AASHTO pertenecientes a los grupos y subgrupos A-7-6(15) a una profundidad de 0.00 a 0.30 m.

MUESTRA 02

Está conformado por suelo tipo (CH) Arcilla natural de color rojizo blanquecino, alta plasticidad humedad 17.2%, suelo inorgánico, según la clasificación SUCS Y AASHTO pertenecientes a los grupos y subgrupos A-7-6(25) a una profundidad de 0.30 a 3.00 m.

CALICATA: 03

MUESTRA 01

Está conformado por suelo tipo (OL) Arcilla de color plomizo de mediana plasticidad, humedad 15.6%, material orgánico, según la clasificación SUCS Y AASHTO pertenecientes a los grupos y subgrupos A-7-6(12) a una profundidad de 0.00 a 0.30 m.

MUESTRA 02

Está conformado por suelo tipo (CH) Arcilla de color rojizo blanquecino de alta plasticidad humedad 17.5%, suelo inorgánico, según la clasificación SUCS Y AASHTO pertenecientes a los grupos y subgrupos A-7-6(25) a una profundidad de 0.30 a 3.00 m.

CALICATA: 04

MUESTRA 01

Está conformado por suelo tipo (OL) Material limo arcilloso color plomizo Humedad 14.2%, material orgánico, según la clasificación SUCS Y AASHTO pertenecientes a los grupos y subgrupos A-7-6(12) a una profundidad de 0.00 a 0.30 m.

MUESTRA 02

Está conformado por suelo tipo (CH) Arcilla de color rojizo blanquecino de alta plasticidad humedad 15.9%, suelo inorgánico., según la clasificación SUCS Y AASHTO pertenecientes a los grupos y subgrupos A-7-6(25) a una profundidad de 0.30 a 3.00 m.

CALICATA: 05

MUESTRA 01

Está conformado por suelo tipo (OL) Material limo arcilloso color plomizo Humedad 12.9%, material orgánico., según la clasificación SUCS Y AASHTO pertenecientes a los grupos y subgrupos A-7-6(12) a una profundidad de 0.00 a 0.30 m.

MUESTRA 02

Está conformado por suelo tipo (CH) Arcilla de color rojizo blanquecino de alta plasticidad humedad 15.1%, suelo inorgánico, según la clasificación SUCS Y AASHTO pertenecientes a los grupos y subgrupos A-7-6(25) a una profundidad de 0.30 a 3.00 m.

CALICATA: 06

MUESTRA 01

Está conformado por suelo tipo (OL) Material limo arcilloso color plomizo Humedad 13.3%, material orgánico, según la clasificación SUCS Y AASHTO pertenecientes a los grupos y subgrupos A-7-6(12) a una profundidad de 0.00 a 0.30 m.

MUESTRA 02

Está conformado por suelo tipo (CH) Arcilla de color rojizo blanquecino de alta plasticidad humedad 16.5%, suelo inorgánico, según la clasificación SUCS Y AASHTO pertenecientes a los grupos y subgrupos A-7-6(25) a una profundidad de 0.30 a 3.00 m.

CUADRO DE EXPANSIÓN DEL SUELO

CALICATA	MUESTRA	PROFUNDIDAD	TIPO DE SUELO	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	% DE EXPANSIÓN
C-1	M-2	0.30 – 3.00	CH	26	Mayor de 4
C-2	M-2	0.30 – 3.00	CH	29	Mayor de 4
C-3	M-2	0.30 – 3.00	CH	28	Mayor de 4
C-4	M-2	0.30 – 3.00	CH	29	Mayor de 4
C-5	M-2	0.30 – 3.00	CH	28	Mayor de 4
C-6	M-2	0.30 – 3.00	CH	29	Mayor de 4

INDICE DE PLASTICIDAD ASTM D424	GRADO DE EXPANSION	PORCENTAJE DE AUMENTO DE VOLUMEN ASTM D1883
De 0 a 10	No son expansivos	De 2 a menor
De 10 a 20	Moderadamente expansivos	De 2 a 4
Más de 20	Muy expansivos	Mayor de 4

7.0 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

7.1 Profundidad de la Cimentación

Según **Norma E-50 Suelos y Cimentaciones –** cap. IV cimentaciones superficiales, la profundidad de cimentación no debe ser menor de 0.80 m.

- Para estructura **No Portante** como cerco perimétrico la profundidad de cimentación recomendada es de 1.00 m como mínimo.
- Por otro lado, la presión admisible del terreno a mayor profundidad de desplante, en este caso además de factor resistencia se requiere una profundidad de desplante que garantice la seguridad contra los cambios de humedad del terreno, asentamiento del terreno, etc., por lo que se recomienda:
  - ❖ Asumir una profundidad de desplante **Df**= 3.00 m como mínimo, para estructuras portantes, queda a criterio del proyectista, definir la profundidad del cimentación, la más adecuada, de acuerdo al diseño estructural.

TABLA Nº 1: FACTORES DE FORMA PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Forma	Ø º	S_c	S_γ	S_q
		1 + (Nq / Nc) (B / L)	1 - 0.4 (B / L)	1 + (tg Ø) (B / L)
Rectangular	0	1 + 0.20 (B / L)		1.00
	30	1 + 0.61 (B / L)		1 + 0.58 (B / L)
	45	1 + 1.01 (B / L)		1 + 1.00 (B / L)
		1 + (Nq / Nc)	0.60	1 + (tg Ø)
Circular Cuadrada	0	1.20		1.00
	30	1.61		1.58
	45	2.01		2.01

7.2 Tipo de Cimentación

La cimentación sera del tipo superficial, se recomienda el empleo de cualquier cimentaciones Corridos (Estructuras no Portantes), zapatas aisladas de concreto armado f´c- 210 kg/cm² conectadas a vigas de cimentación (Estructuras Portantes) También se deja a criterio del ingeniero Proyectista evaluar los anchos de las zapatas y el tipo de cimentación a emplear, conforme al análisis estructural que realice.

7.3 Capacidad de Carga Admisible

La naturaleza de fallas en los suelos por capacidad de carga es:
Falla general por corte, falla local por corte y falla por corte por funcionamiento.
Debido a la naturaleza del estrato donde ira apoyada la sub estructura; se ha utilizado para el cálculo de la resistencia admisible del terreno, las expresiones de Terzaghi para falla local tanto para cimentación continua y aislada.

$$qac = (\frac{1}{FS})(1.2CNc + ymDFNq + 0.5ymBNy$$

Dónde:

Qac =	Capacidad Portante Admisible del Suelo Ton/m²	
ɣm =	Peso Volumétrico del suelo	: 1.81 Ton/m3
Df =	Profundidad de desplante de la Cimentación	: 3.00 m
B =	Ancho de la Zapata o Cimentación	: 2.00 m
FS =	Factor de seguridad (FS=3)	: 3
Nc Nq $N_ɣ$ =	Factores dimensionales	: 12.20
		: 1.12
		: 3.44

$$qac = 2.26\ kg/cm2$$

Se observa que es un valor alto, no corresponde a la real capacidad, cuando este valor está totalmente saturado, se adoptara conservadoramente un ángulo de fricción interna igual a cero, estado de falla de la cimentación corresponde al caso no consolidado, no drenado en el cual $\Phi=0$.

Nc = 5.7
Ny = 0.00
Nq = 1.00

Reemplazando valores, se obtiene:

$$qac = 0.81\ kg/cm2$$

7.4 CÁLCULO DE ASENTAMIENTO MÉTODO ELÁSTICO

Para el análisis de cimentación tenemos los llamados asentamientos totales y asentamientos diferenciales, de los cuales los asentamientos diferenciales son los que podrían comprometer la seguridad de la estructura si sobrepasa una pulgada (1"), que es el asentamiento máximo permisible para estructura del tipo convencional. El asentamiento de la cimentación se calculara en base a la teoría de la elasticidad, considerando el tipo de cimentación superficial recomendado.
Se asume que el esfuerzo neto transmitido es uniforme.

El Asentamiento Elástico será:

$$S: \frac{Qs\ B\ (1 - u^2)\ I_f}{Es}$$

S = Asentamiento elástico inicial (cm).
Qs = Esfuerzo neto trasmitido (kg/cm2).
B = Ancho de cimentación (m).
Es = Módulo de elasticidad (kg/cm2).
u = Relación de Poisson (s/u).
If = Factor de influencia que depende de la formación y la rigidez de la cimentación.

Las propiedades elásticas de la cimentación fueron asumidas a partir de la tabla publicada con valores para el tipo de suelo existente donde ira desplantada la cimentación.

CUADRO DE RESUMEN DEL SUELO

TIPO DE CIMENTACION	ESTRATO DE APOYO	PARAMETROS DE DISEÑO				AGRESIVIDAD DEL AGUA AL CIMIENTO	AGRESIVIDAD DEL SUELO AL CIMIENTO	OBSERVACION ADICIONAL
		DF (m) Min.	γm (Ton/cm³)	FS (cm)	Asentamiento Diferencial			
Superficial tipo zapatas aisladas o cimientos corridos	Arcillas limosas de baja a mediana plasticidad (CH)	3.00	1.81	3.0	0.81	"No Agresivo" Usar cemento tipo I	"No Agresivo" Usar cemento Tipo I	Nivel Freático no podría afectar

7.5 ANÁLISIS QUÍMICO DE SALES AGRESIVO AL CONCRETO

El suelo bajo el cual se cimenta toda estructura, tiene un efecto agresivo a la cimentación, este efecto está en función a la presencia de elementos químicos que actúan sobre el concreto y el acero de refuerzo, causando efectos nocivos y hasta destructivos sobre las estructuras.

Los principales elementos químicos a evaluar son las **sales solubles** totales sobre su acción mecánica sobre el cimiento, al ocasionarles asentamientos bruscos por lixiviación (Lavado de sales del suelo con el agua).

El resultados de sales solubles es de 0.029%, La Norma mandan 1.0% como máximo, lo que indica baja agresividad del suelo al concreto. Por lo que se determina que no existe agresividad al concreto y al fierro, por lo tanto se recomienda el uso de cemento portland tipo I.

8.0 ANÁLISIS DE LA SUBRASANTE

8.1 CONFORMACIÓN DE LA SUBRASANTE

Se eliminará todo material orgánico, hierbas, material suelto e inestable, llevándose a cabo las operaciones de nivelado, perfilado y compactado, La Subrasante estará compuesta por el terreno mejorado mediante una buena compactación con material de préstamo seleccionado, para luego conformar en capas y compactar hasta lograr el porcentaje de compactación requerida.

8.2 CARACTERÍSTICAS DE LA SUBRASANTE

Basado en los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, se determinó el soporte del suelo mediante el ensayo de CBR, donde se construirá la Edificación:

PARÁMETROS DEL SUELO

VALOR DEL C.B.R.	MINIMO	MAXIMO
VALOR DE C.B.R. AL 100%	3.8	5.4
VALOR DE C.B.R. AL 95%	3.1	4.6
VALOR DE C.B.R. AL 90%	2.1	3.0

CUADRO DE SISTEMAS DE CLASIFICACION

Nº CBR	Clasificacion general	Usos	SISTEMA DE CLASIFICACION	
			Unificado	AASHTO
0-3	muy pobre	Subrasante	OH, CH, MH, OL	A5, A6, A7
3-7	Pobre a Regular	Subrasante	OH, CH, MH, OL, CL	A4, A5, A6, A7
7-20	Regular	Sub - base	OL, CL, ML, SC, SM, SP	A2, A4, A6, A7
20 - 50	Bueno	Base, sub - Base	GM, GC, SW, SM, SP	Alb, A2-5, A3, A2-6
>50	Excelente	Base	GW, GM	Ala, A2-4, A3

8.3 MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN

A. REQUISITOS GENERALES

Conforme se indica en las especificaciones de la AASHTO M-145. Eventualmente podrán usarse materiales pertenecientes a los grupos A-1 (Gravas), A-2 (Gravas con arenas), o A-3 (Arena), siempre y cuando se compacten al 100% de la Máxima Densidad obtenida según AASHTO T-180.

Los materiales pertenecientes a los grupos A-2-6 y A-2-7 (arenas arcillosas), A-4 (limos), A-5, A-6 y A-7 (arcillas), podrán usarse si se compactan a no menos del 95% de la densidad máxima Seca y con un contenido óptimo de humedad del (Proctor Modificado AASHTO T-180). En general se dará presencia a los materiales circundantes a fin de lograr uniformidad en la Subrasante.

B. COMPACTACIÓN

Después que el terreno natural hubiera sido perfilado y nivelado, deberá ser completamente compactado por medio de un rodillo liso vibratorio. El riego de agua será uniforme antes de emplear el rodillo liso durante el mismo momento y en las cantidades suficientes.

El proceso de compactación de la Subrasante y la base granular debe continuarse hasta que la densidad de la capa compactada sea como mínimo el 95% para la Subrasante, y la base granular 100% de la máxima densidad seca del Proctor modificado, recomendándose compactar con la humedad optima de la curva del Proctor modificado.

9.0 CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS

Se consideró a continuación alguna recomendaciones generales para la construcción de la base granular que no tiene carácter excluyente ni exclusivo, sino complementario a las indicaciones señaladas en las especificaciones técnicas, las mismas que son:

Para efectos de construcción en concordancia con la metodología de diseño según normas AASHTO, debe considerarse que el material granular de base a utilizar debe de tener como mínimo un CBR = 60% al 95% de la Máxima Densidad Seca, el grado mínimo de compactación de la Subrasante será de 95%, la base granular será de 100.0%, respecto del Proctor Modificado del material utilizado.

Los requerimientos de calidad para efectos de control en campo, tanto para los materiales a emplearse en la conformación de la base granular, deben de regirse por lo señalado en las especificaciones técnicas del proyecto.

9.1 CARACTERÍSTICAS DE LA BASE GRANULAR

El mejoramiento del material que se colocara como base granular será una mezcla de dos tipos de suelos:

Material Granular = 80.0% Hormigón

Tierra Roja = 20.0% Ligante

- CBR de la Base Granular = 70.0% al 100% de la MDS.
- Peso volumétrico (MDS) = 2.18 Gr/Cm3
- O.C.H. = 7.50 %
- CBR del hormigón = 72.0% al 100% de la MDS.
- CBR de la Tierra roja = 8.50% al 95% de la MDS.
- Peso Volumétrico (MDS) = 1.92 Gr/Cm3
- O.C.H. = 12.0%

Los materiales o agregados que se utilizaran en el proyecto deben cumplir como mínimo los parámetros mencionados en el estudio. Deberá ajustarse a las siguientes especificaciones de calidad.

Requerimiento granulométrico para base granular:

Tamiz	Porcentaje que pasa en peso			
	Graduación A	Graduaron B	Graduación C	Graduación D
2" - 50 mm	100	100	--	--
1" - 25 mm	--	75-95	100	100
3/8 - 9.5 mm	30-65	42-75	50-85	60-100
Nº 4 - 4.75 mm	25-55	30-60	35-65	50-85
Nº 10 - 2.0 mm	15-40	20-45	25-50	40-75
Nº 40 - 0.425 mm	8-20	15-30	15-30	25-45
Nº 200 - 0.075	2-8	5-15	5-15	8-15

10.0 CÁLCULO DE COEFICIENTE DE BALASTO

VALORES DE K30 PROPUESTO POR TERZAGHI			
TIPO DE SUELO			K30 MAX.
ARENA SECA O HUMEDA	SUELTA	0,64	1,92
	MEDIA	1,92	9,6
	COMPACTA	9,6	32
ARENA SUMERGIDA	SUELTA	0,8	
	MEDIA	2,5	
	COMPACTA	10	
ARCILLA	quc = 1-2 kg/cm2	1,6	3,2
	quc = 2-4 kg/cm2	3,2	6,4
	quc > 4 kg/cm2	> 6,4	

Coeficiente de balasto por Terzaghi (1955) quien propuso las siguientes formulaciones:
Para una zapata cuadrada de lado B (m) el coeficiente de balasto usada:

- Para suelos cohesivos:

$$K = \frac{K_{30} * 0.30}{B}$$

- Para suelos arenosos:

$$K = K_{30}\left(\frac{B+0.3}{2B}\right)^2$$

- Para suelo de transición (entre arenas y arcillas)

$$K = \frac{\%cohesivo}{100} * K_{cohesivo} + \frac{\%Arenoso}{100} * K_{arenoso}$$

11.0 EVALUACIÓN DE POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN COLAPSABILIDAD

La licuefacción del suelo describe el comportamiento de suelos que, estando sujeto a la acción de una fuerza externa (carga), en ciertas circunstancias pasan de un estado sólido a un estado líquido, o adquieren la consistencia de un líquido pesado. Es un tipo de corrimiento, provocado por la inestabilidad de un talud. Es uno de los fenómenos más dramáticos y destructivos y, además, más polémicos y peor explicados que pueden ser inducidos en depósitos por acciones sísmicas.
Es más probable que la licuefacción ocurra en suelos granulares sueltos saturados o moderadamente saturados con un drenaje pobre, tales como arenas sedimentadas o arenas y gravas que contienen vetas o sedimentos impermeables.

Durante el proceso en que actúa la fuerza exterior, por lo general una fuerza cíclica sin drenaje, tal como una carga sísmica, las arenas sueltas tienden a disminuir su volumen, lo cual produce un aumento en la presión de agua en los poros y por lo tanto disminuye la tensión de corte, originando una reducción de la tensión efectiva.
Los suelos más susceptibles a la licuefacción son aquellos formados por depósitos jóvenes (Producidos durante el Holoceno, depositados durante los últimos 10,000 años) de arenas

y sedimentos de tamaños de partículas similares, en capas de por lo menos de un metro de espesor, y con un alto contenido de agua (Saturadas). Tales depósitos por lo general se presentan en los lechos de ríos, playas, dunas, y aéreas donde se han acumulado arenas y sedimentos arrastrados por el viento y/o cursos de agua.

Algunos ejemplos de licuefacción son arena movediza, arcillas movedizas, corrientes de turbidez, y licuefacción inducida por terremotos

En suelos del tipo ablandamiento inducido por deformación, tales como arenas sueltas, los mismos pueden alcanzar un punto de colapso, tanto en formas monótonas y cíclicas, si la tensión de corte estática es mayor que tensión de corte estacionaria del suelo.

La licuefacción de los suelos es un proceso observado en situaciones en que la presión de poros es tan elevada que el agregado de partículas pierde toda la resistencia al corte y el terreno su capacidad soporte. Se producen en suelos granulares: Arenas limosas saturadas, arenas muy finas redondeadas (loess), arenas limpias y rellenos mineros.

12.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En base a la exploración de campo, ensayos de laboratorio y el análisis efectuado se puede concluir lo siguiente:

Durante la excavación no se encontró material orgánico (TURBA) en el área de estudio de las calicatas C-1, C-2, C-3, C-4, C-5 y C-6 a 3.00 m de profundidad.

El terreno de fundación está conformado básicamente por suelos tipo:

(OL-ML) suelo arcilla limosa con presencia de material orgánico de baja plasticidad (CH) arcilla inorgánico de alta plasticidad, por lo tanto se concluye **Regular a malo como terreno de fundación**, según la clasificación AASHTO.

CUADRO DE RESUMEN DEL SUELO

TIPO DE CIMENTACION	ESTRATO DE APOYO	PARAMETROS DE DISEÑO				AGRESIVIDAD DEL AGUA AL CIMIENTO	AGRESIVIDAD DEL SUELO AL CIMIENTO	OBSERVACION ADICIONAL
		DF (m) Min.	γm (Ton/cm³)	FS (cm)	Asentamiento Diferencial			
Superficial tipo zapatas aisladas o cimientos corridos	Arcillas limosas de baja a mediana plasticidad (CH)	3.00	1.81	3.0	0.81	"No Agresivo" Usar cemento tipo I	"No Agresivo" Usar cemento Tipo I	Nivel Freático no podría afectar

Los parámetros de corte para la cimentación se calculara **qac = 0.81 kg/cm².**

Durante la excavación de las calicatas se encontró la **Napa Freática** en la zona de estudio de la Calicata 05 a una profundidad de 0.80 m. Existe zona baja lado derecho donde se acumula las aguas pluviales toda vez que llueve, se recomienda evacuar las aguas pluviales con un drenaje fuera del terreno.

Por otro lado se deja indicado que el terreno sufre cambios volumétricos en eventos extraordinarios de precipitaciones torrenciales intensas, que hace que el porcentaje de saturación se eleve, sobre el terreno natural. En consecuencia se hace notar que la zona retiene humedades en eventualidades extraordinarias.

RECOMENDACIONES:

Para la evaluación del suelo se tuvieron en cuenta el perfil del terreno, la ubicación del terreno, según la Norma (ASTM D 420), reglamento Nacional de Edificaciones Norma Técnica E-50 Suelos y Cimentaciones.

Previo a la obra se deberá limpiar en su totalidad el terreno natural y drenar en las zonas donde existe napa freática por filtración de agua. Así mismo, no deberá realizar relleno alguno sobre material orgánico o Turba.

De la evaluación geotécnica, los resultados de Capacidad Portante calicata Nº 03- M-02 alcanza 0.81kg/cm². Lo cual necesita mejoramiento del terreno de fundación, excavando y eliminando el suelo por sus características Físicas – Mecánicas, exceso de humedad, elevado de índice de plasticidad y baja capacidad portante, se recomienda rellenar con material seleccionado, compactando al 95.0% de la máxima densidad seca del Proctor modificado y el óptimo contenido de humedad, queda a criterio del proyectista.

La profundidad de la cimentación, según las características físico – mecánicos y el perfil estratigráfico del suelo, se recomienda a una profundidad **Df= 3.00** como mínimo (Estructuras Portantes).
El fondo de la excavación deberá ser compactada, hasta alcanzar el 95.0% de la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado, con el óptimo contenido de humedad, sobre la cual se colocara un solado de concreto de 0.10 m de espesor, a partir del cual se iniciara la cimentación.

El ingeniero proyectista deberá evaluar la profundidad de la cimentación a emplear de acuerdo con el diseño estructural.

Tipo de Cimentación: Considerando que no contamos con el cálculo estructural, tampoco la magnitud de las cargas horizontales (Carga de Sismo) que genera la edificación, se recomienda lo siguiente:
Los tipos de Cimentación recomendados son: Zapatas de concreto armado f´c – 210 kg/cm², conectadas a viga de cimentación, cimientos corridos, etc.
El acho de cimentación tanto para zapatas como cimientos corridos, El proyectista evaluara los anchos definitivos de acuerdo al análisis estructural que el realice.
Se recomienda considerar sumideros lo suficientemente capaces de absorber los volúmenes de agua potable o pluviales y evacuarlos a más distantes posibles de la estructura proyectada, a fin de evitar erosiones.

Tratamiento para losa de pisos terminados: Antes de colocar la losa de piso terminado, se colocara una capa de base de afirmado, compactado al 98.0% de la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado, con el óptimo contenido de humedad (Espesor de 0.10 m).
No se encontró suelos granulares, arenas, por lo que es poco probables la ocurrencia del fenómeno de Licuefacción.
Se recomienda una vez efectuada la excavación colocar inmediatamente la cimentación, a fin de evitar excesivas descompresiones, ingresos de aguas pluviales, que afectaran la capacidad portante obtenida.
Evitar el empozamiento de aguas que alteran la estabilidad del suelo, encausando adecuadamente las aguas pluviales que derivan a zonas de evacuación interrumpan su alteración de estabilidad en la zona de edificación.

El contenido de Sales Solubles es relativamente bajo, por lo cual se puede utilizar para el diseño de mezcla de concreto, cemento portland tipo I, debido a los valores bajos de sales agresivos al concreto.

El agua será pozo y/o potable, libres de Sulfato o cloruros que cumplan con las Especificaciones Técnicas.

En obra se tiene que tener estricto cuidado con el cumplimiento de los diseños de mezcla de concreto fresco f´c- 140, 175 y 210 kg/cm², control de agregados (Relación Agua/Cemento), humedades, contenido de bolsa de cemento/m³, ensayo de asentamiento SLUMP.

Se recomienda controlar cada dosaje de concreto en obra, debiendo presentar los certificados para cada tipo de estructura con rotura de testigos a los (07) días y veintiocho (28) días de curado, conforme a las especificaciones técnicas ASTM C-33y muestras de testigos de concreto ASTM C-143.

Tomándose presente todas las recomendaciones antes indicadas en el presente informe técnico, la capacidad portante estimada se mantendrán y se mejorara, dando como resultado una estructura estable durante su operatividad y vida útil y asignada.

RECOMENDACIONES DE LA SUBRASANTE:
Para efectos de construcción en concordancia con la metodología de diseño según normas AASHTO, debe considerarse que el material granular de base a utilizar debe de tener como mínimo un CBR = 60% al 95% de la Máxima Densidad Seca, el grado mínimo de compactación de la Subrasante será de 95%, la base granular será de 100.0%, respecto del Proctor Modificado del material utilizado.

Los requerimientos de calidad para efectos de control en campo, tanto para los materiales a emplearse en la conformación de la base granular, deben de regirse por lo señalado en las especificaciones técnicas del proyecto.

PARÁMETROS DEL SUELO

VALOR DEL C.B.R.	MINIMO	MAXIMO
VALOR DE C.B.R. AL 100%	3.8	5.4
VALOR DE C.B.R. AL 95%	3.1	4.6
VALOR DE C.B.R. AL 90%	2.1	3.0

El mejoramiento del material que se colocara como base granular será una mezcla de dos tipos de suelos:

Material Granular = 80.0% Hormigón

Tierra Roja = 20.0% Ligante

❖ Peso volumétrico (MDS)	= 2.18 Gr/Cm3
❖ O.C.H.	= 7.50 %
❖ CBR de la Tierra roja	= 8.50% al 95% de la MDS.

❖ Peso Volumétrico (MDS)	= 1.92 Gr/Cm3
❖ O.C.H.	= 12.0%
❖ Porcentaje que pasa el tamiz Nº 200	= no > de 55.0 %

Los materiales o agregados que se utilizaran en el proyecto deben cumplir como mínimo los parámetros mencionados en este estudio. Deberá ajustarse a las siguientes especificaciones de calidad.

Las conclusiones y recomendaciones del presente estudio son de exclusividad para la zona investigada, no se aplicara a otros similares proyectos.

ANEXOS C : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

1. Modelamiento Geométrico – Ajustes de Grillas de Trabajo.

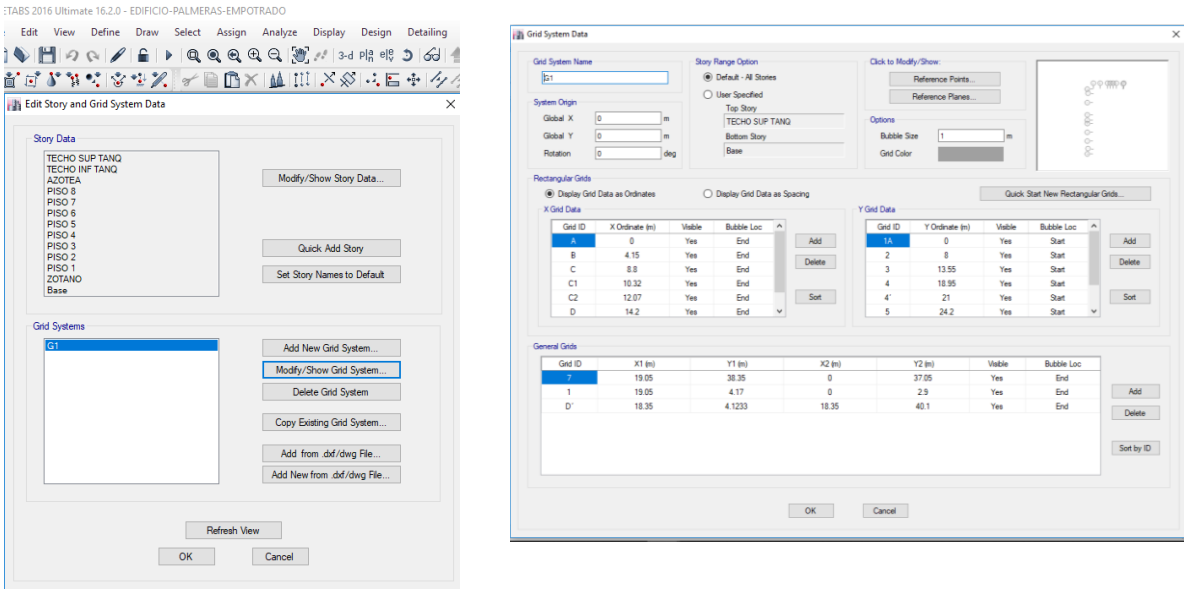


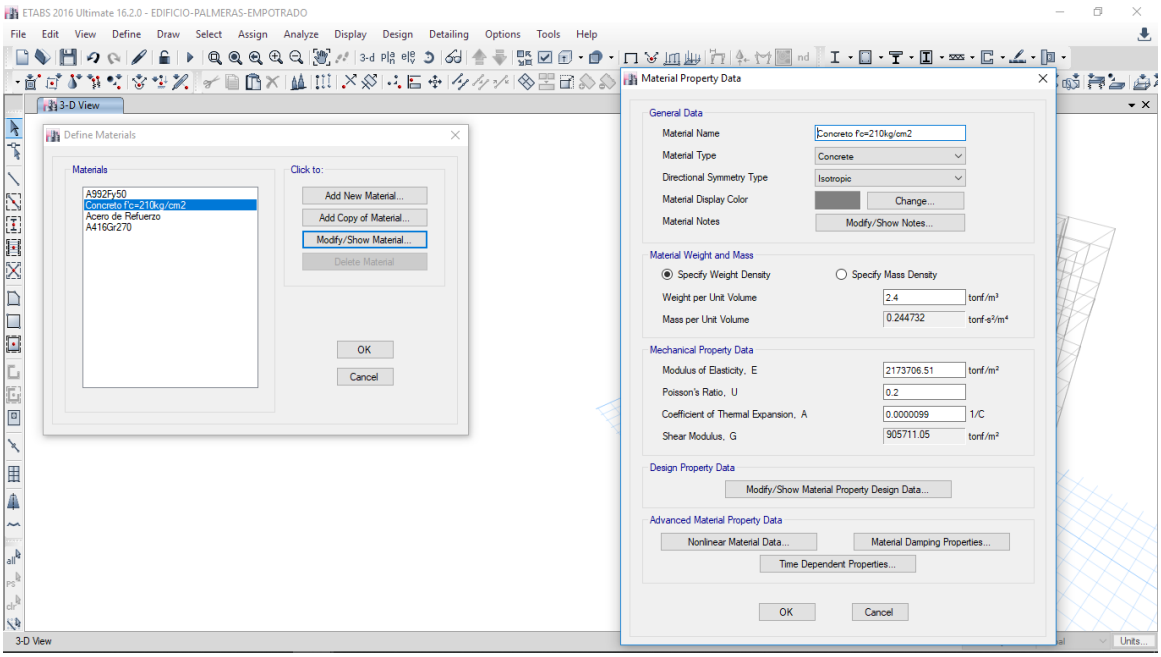
Fig. 1 con la opción modify/show grid System ajustamos las grillas

2. Definición de Materiales – Isotrópicos
   a. Concreto

$$f_c' = 210kg/cm2$$

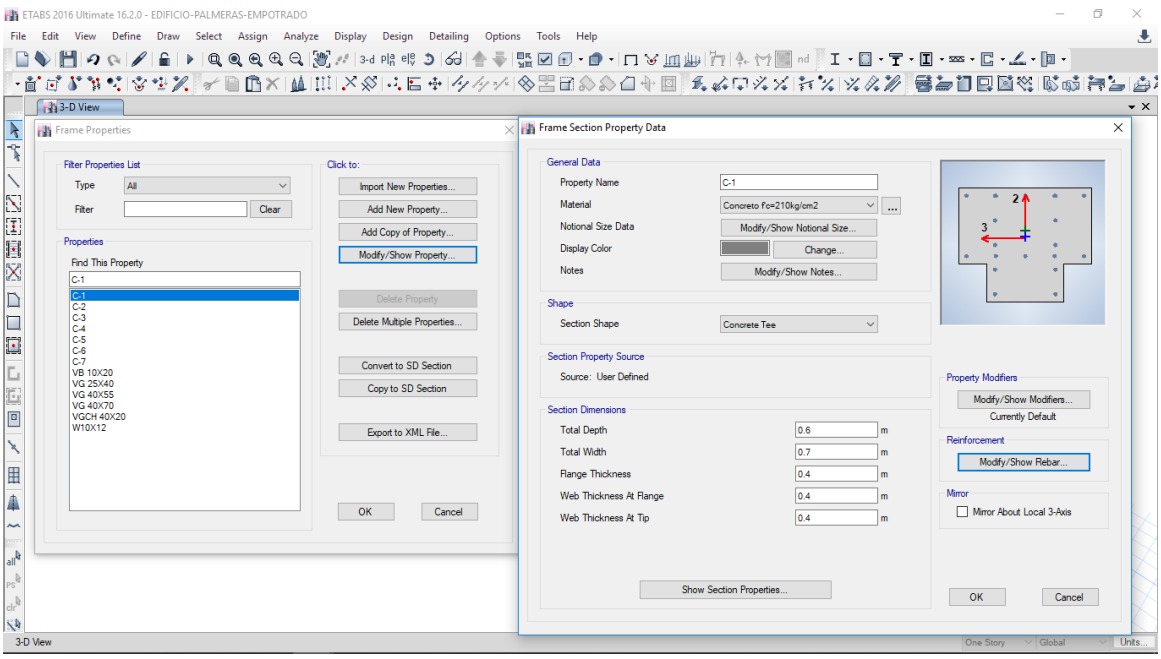
$$E = 15{,}000\sqrt{f_c'}$$

$$\mu = 0.20 \text{ Poisson}$$

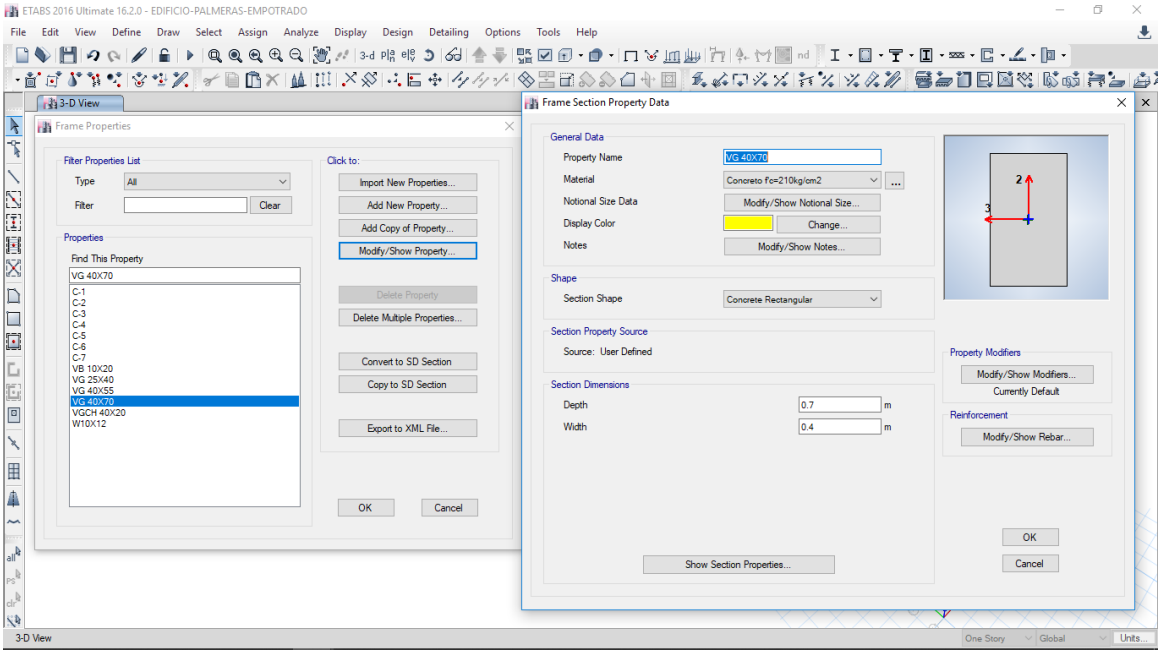


3. Definición de secciones de vigas, Columnas, Placas

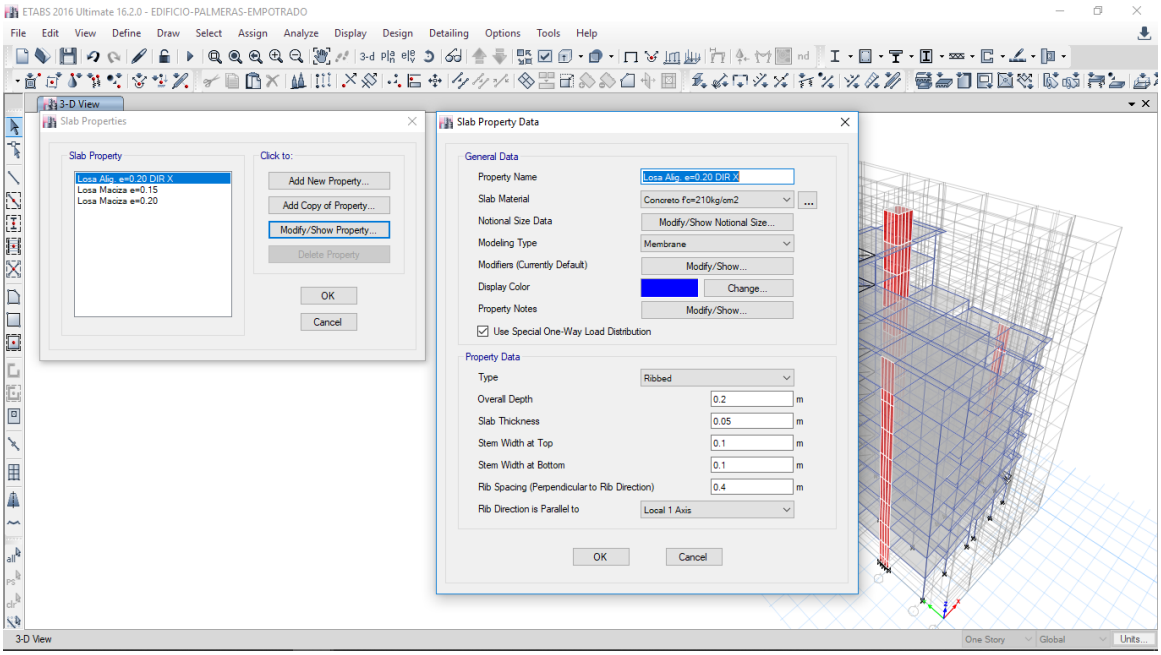
3.a. Columnas C1



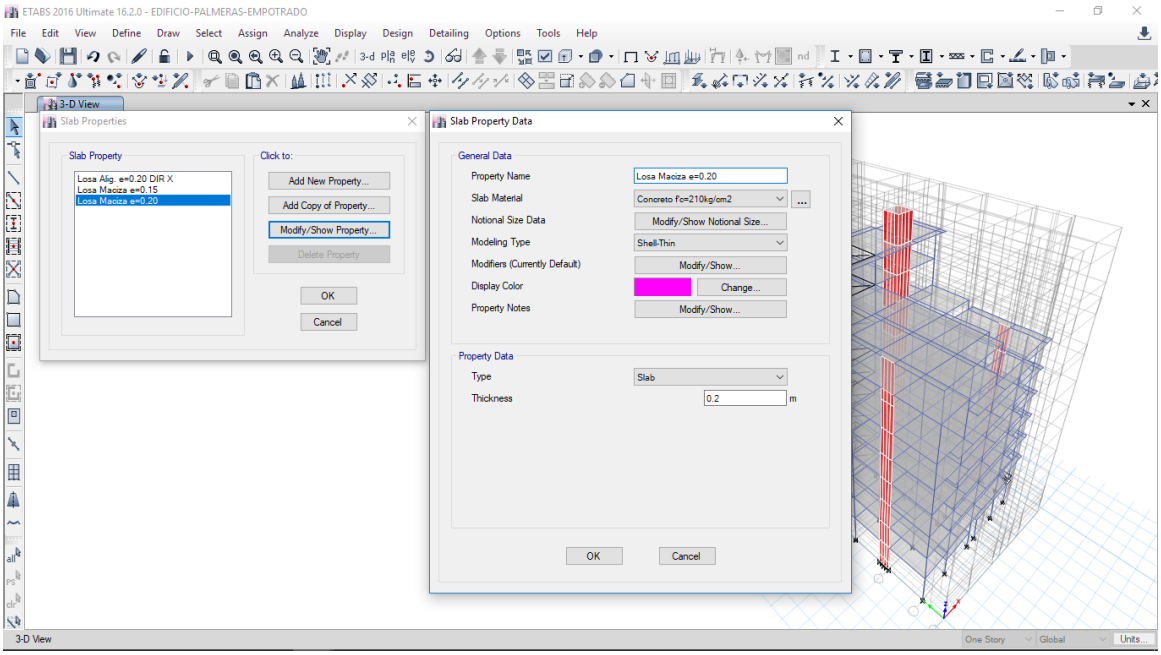
3.b. Vigas



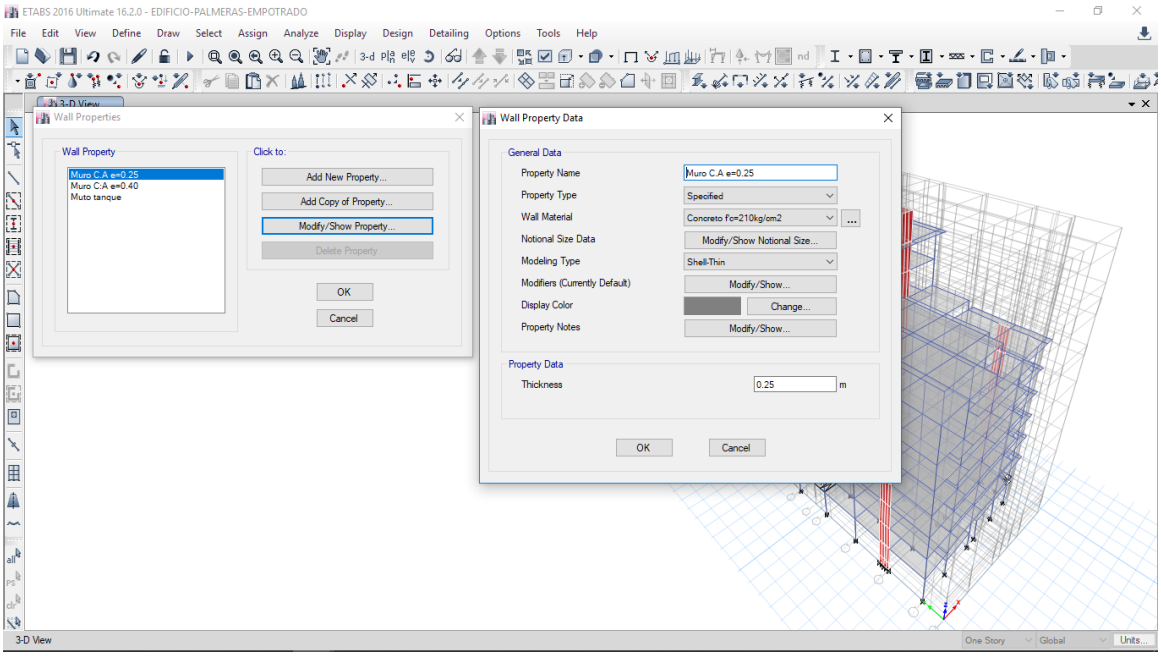
3.b. Losa Aligerada



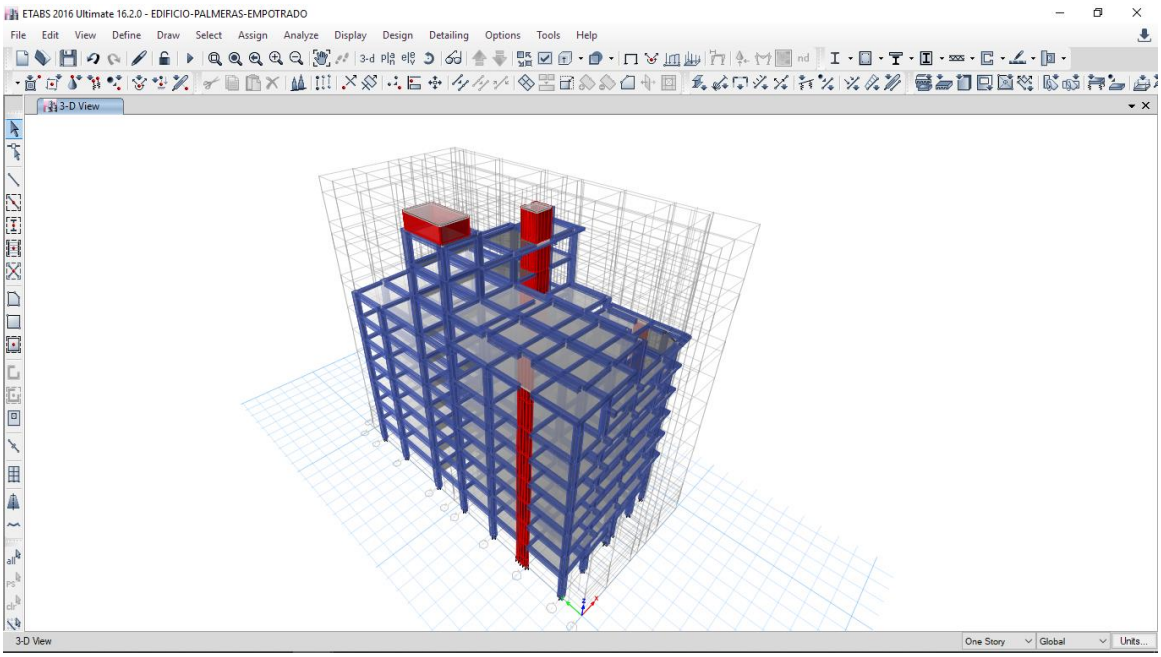
3.c. Losa Maciza



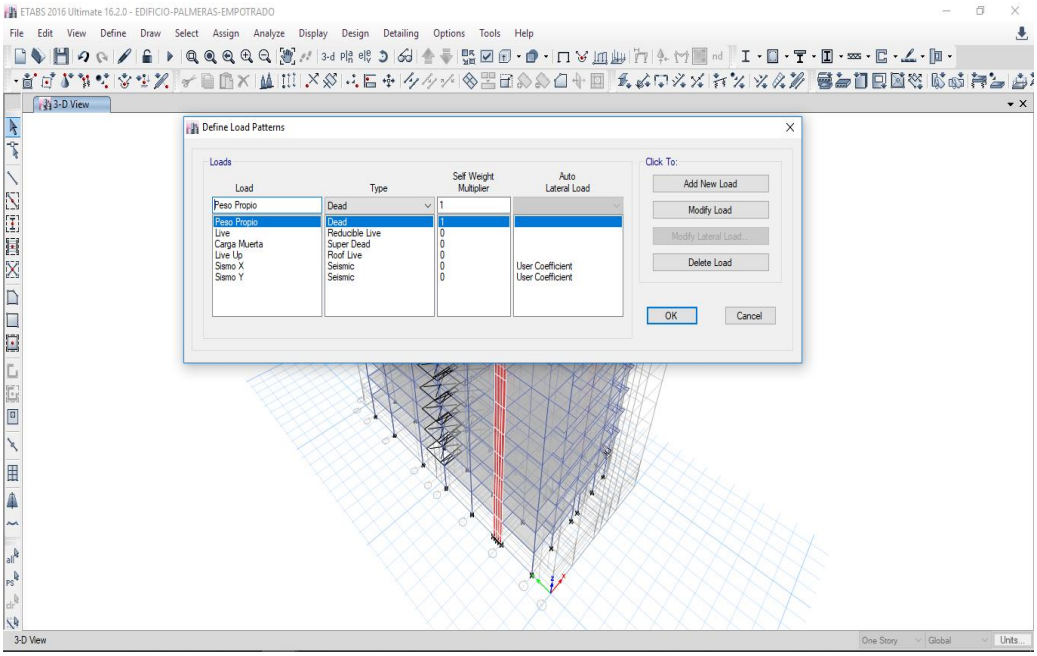
3.d. Muro de Concreto Armado



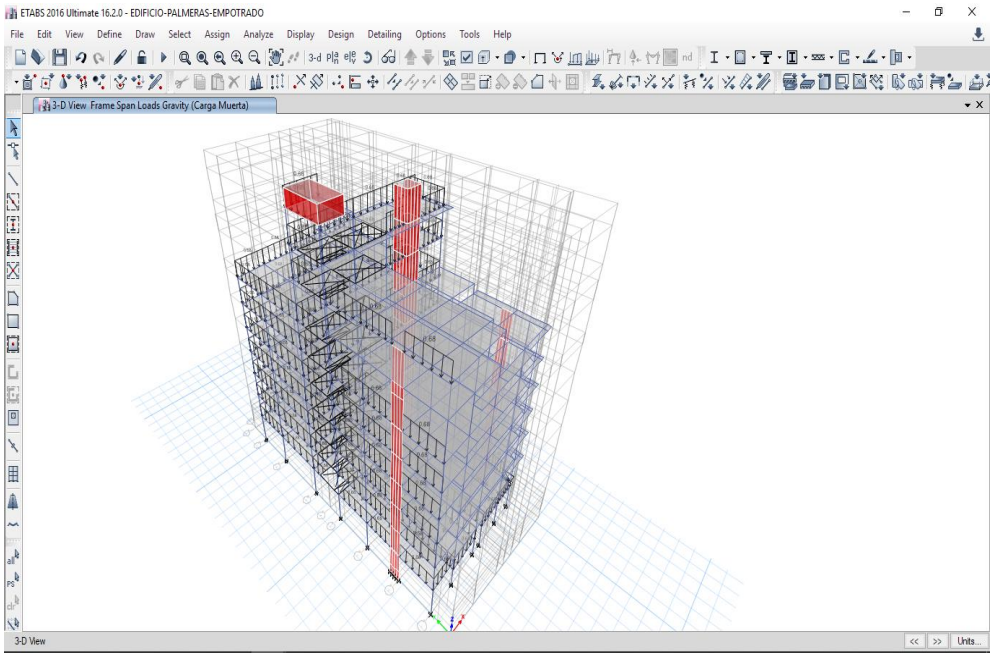
4. Asignación de Columnas, Vigas, Losas y Placas de acuerdo al plano al Modelo Estructural, de acuerdo al predimencionamiento realizado.



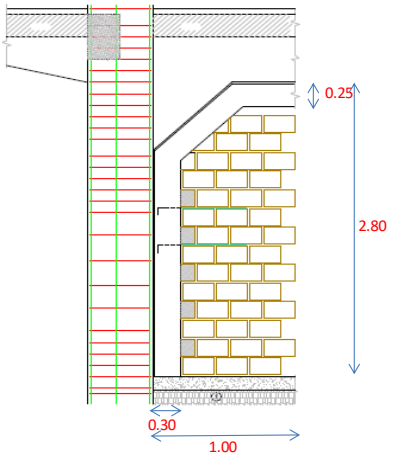
5. Definimos los Patrones de Carga.



5.1 Asignación de cargas a las Vigas de los Tabiques.

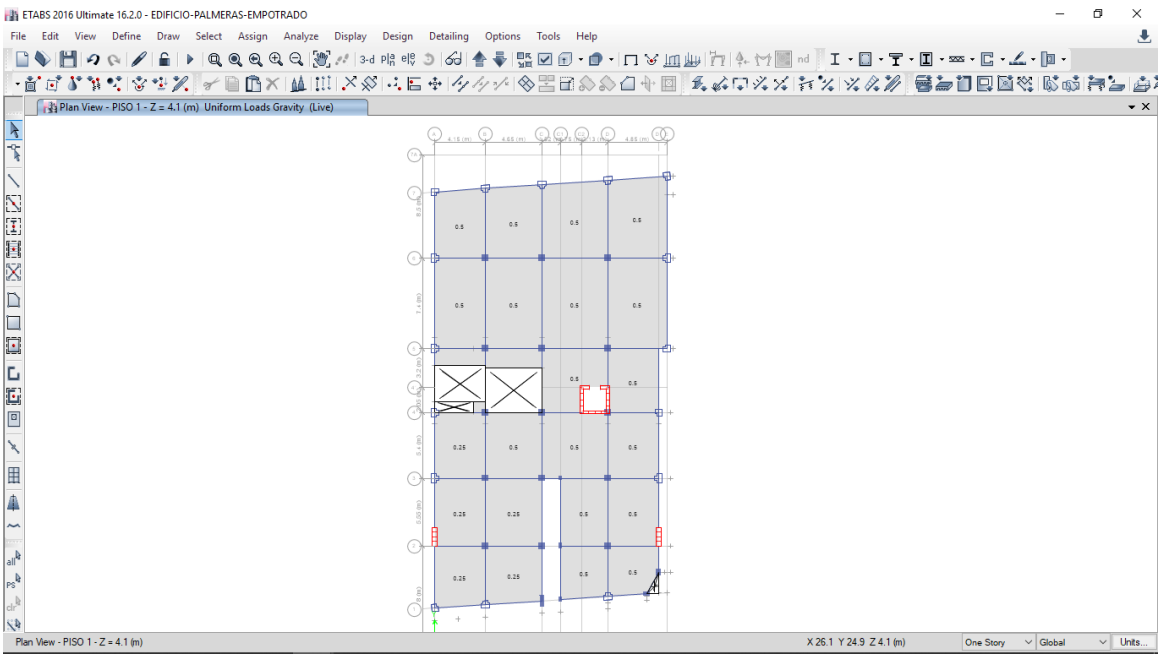


METRADO DE CARGAS MURO POR METRO LINEAL



MURO H=	2.8					
COLUMNETAS						
	0.30	0.13	2.8	2400	=	**262.08** kg/ml
VIGUETA						
	0.13	0.25	0.7	2400	=	**54.60** kg/ml
MURO	L	A	UNID.	Kg		
LADRILLO	2.55	0.7	24	3.2	=	**137.09** kg/ml
	m3/m2					
MORTERO	0.016	2.55	0.7	2000	=	**58.26** kg/ml
TARRAJEO	m3/m2					
2	0.015	2.8	1	2000	=	**168.00** kg/ml
			PESO DEL MURO		=	**680.03** kg/ml

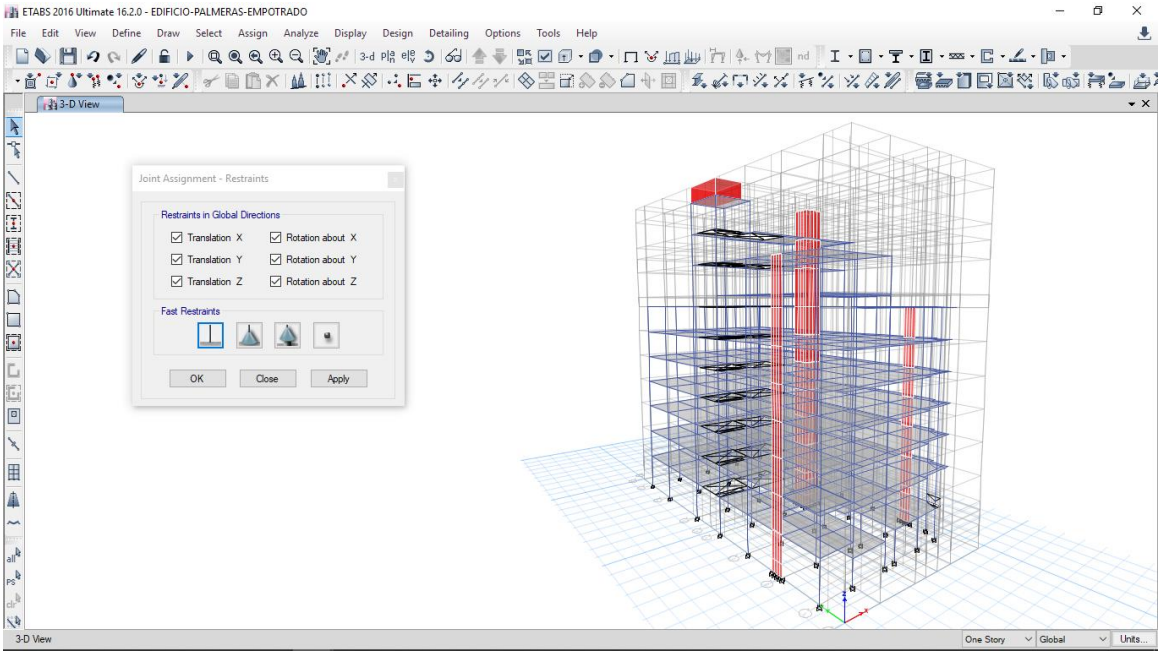
5.2 Asignación de cargas a las Losas de Acuerdo a la E020.



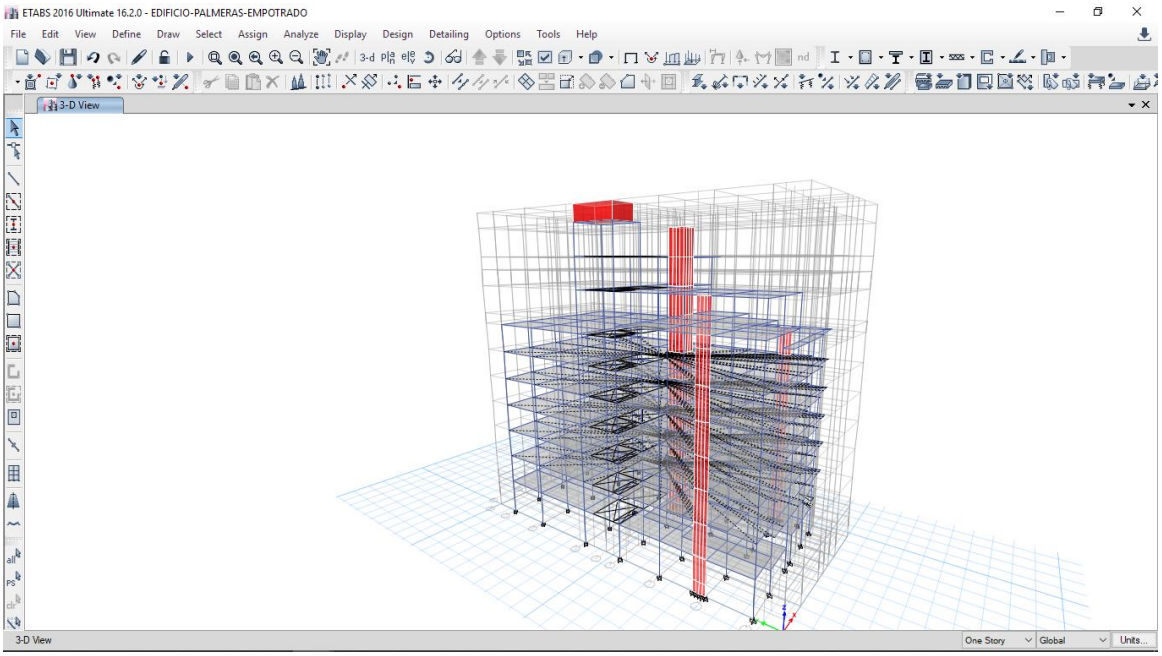
De Acuerdo a la E0.20 se asignaron las sobrecargas de Corredores, Oficinas, Restaurantes, depósitos, Archivos, Salones de Baile, Cuartos, Salas Publicas, asimismo se asignaron cargas de Presión Hidrostática de Agua a las losas, el cual no se realizó un modelo dinámico del tanque elevado y la piscina debido a que el peso del tanque era despreciable respecto a la estructura, así mismo no afectaría en los modos de vibración de la estructura, cabe recalcar que el programa calcula el peso de los elementos.

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 entrepisos.



9. Modos de Vibración

TABLE: Modal Periods and Frequencies						
Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue	
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad²/sec²	
Modal	1	1.363	0.733	4.6083	21.2363	TX
Modal	2	1.095	0.913	5.7395	32.9419	
Modal	3	0.847	1.181	7.418	55.0272	TY
Modal	4	0.435	2.299	14.4442	208.6361	
Modal	5	0.367	2.727	17.1329	293.5374	
Modal	6	0.306	3.269	20.5392	421.8608	
Modal	7	0.269	3.721	23.3799	546.6189	
Modal	8	0.226	4.427	27.8136	773.5937	
Modal	9	0.189	5.303	33.3209	1110.2851	
Modal	10	0.166	6.024	37.8481	1432.4768	
Modal	11	0.163	6.152	38.6569	1494.356	
Modal	12	0.134	7.487	47.0438	2213.1196	
Modal	13	0.13	7.663	48.1507	2318.4924	
Modal	14	0.122	8.187	51.4377	2645.841	
Modal	15	0.115	8.702	54.6752	2989.3802	
Modal	16	0.102	9.814	61.664	3802.4484	
Modal	17	0.098	10.205	64.1183	4111.1548	
Modal	18	0.089	11.228	70.5462	4976.7621	
Modal	19	0.077	12.966	81.4681	6637.0445	
Modal	20	0.073	13.671	85.8973	7378.3413	
Modal	21	0.071	14.171	89.0401	7928.1348	
Modal	22	0.069	14.482	90.9936	8279.8354	
Modal	23	0.066	15.112	94.9508	9015.6579	
Modal	24	0.064	15.556	97.7426	9553.6105	
Modal	25	0.064	15.582	97.9065	9585.6864	
Modal	26	0.061	16.311	102.4868	10503.5431	
Modal	27	0.059	16.807	105.6017	11151.7285	

Para Tx= 1.363, para Ty= 0.847

10. Calculo del factor de las fuerzas Laterales por Cargas Estáticamente Equivalentes.

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

C/R = 0.22 para X, C/R= 0.40 para Y

Vx= 0.0657, V=0.1191, los cuales fueron ingresados para el análisis respectivo

11. Verificación de Derivas de Entrepiso

Sentido X

TABLE: Story Response										
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir						
	m		m	m	D*R	Δ (Distorcion)	H	(Δ/H)DERIVA	Deriva E.030	CONTROL
TECHO SUP TANQ	37.38	Top	0.074155	0.002535	0.28364288	-0.00144585	1.75	-0.0008	0.007	OK
TECHO INF TANQ	35.63	Top	0.074533	0.002857	0.28508873	0.01908675	3.33	0.0057	0.007	OK
AZOTEA	32.3	Top	0.069543	0.003856	0.26600198	0.02525265	3.33	0.0076	0.007	VERIFICAR
PISO 8	28.97	Top	0.062941	0.003296	0.24074933	0.02644605	4.55	0.0058	0.007	OK
PISO 7	24.42	Top	0.056027	0.002774	0.21430328	0.025707825	3.33	0.0077	0.007	VERIFICAR
PISO 6	21.09	Top	0.049306	0.002249	0.18859545	0.031146975	3.33	0.0094	0.007	VERIFICAR
PISO 5	17.76	Top	0.041163	0.002054	0.15744848	0.034291125	3.33	0.0103	0.007	VERIFICAR
PISO 4	14.43	Top	0.032198	0.001867	0.12315735	0.035905275	3.33	0.0108	0.007	VERIFICAR
PISO 3	11.1	Top	0.022811	0.001502	0.08725208	0.0368271	3.5	0.0105	0.007	VERIFICAR
PISO 2	7.6	Top	0.013183	0.000974	0.05042498	0.030986325	3.5	0.0089	0.007	VERIFICAR
PISO 1	4.1	Top	0.005082	0.000462	0.01943865	0.0147645	2.8	0.0053	0.007	OK
ZOTANO	1.3	Top	0.001222	0.000159	0.00467415	0.00467415	1.3	0.0036	0.007	OK
Base	0	Top	0	0	0	0	0	0	0	

Sentido Y

TABLE: Story Response										
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir						
	m		m	m	D*R	Δ (Distorcion)	H	(Δ/H)DERIVA	Deriva E.030	CONTROL
TECHO SUP TANQ	37.38	Top	0.001699	0.047031	0.15740688	-0.003715031	1.75	-0.0021	0.007	OK
TECHO INF TANQ	35.63	Top	0.001675	0.048141	0.16112191	0.01097775	3.33	0.0033	0.007	OK
AZOTEA	32.3	Top	0.00162	0.044861	0.15014416	0.014153934	3.33	0.0043	0.007	OK
PISO 8	28.97	Top	0.001073	0.040632	0.13599023	0.018223734	4.55	0.0040	0.007	OK
PISO 7	24.42	Top	0.001409	0.035187	0.11776649	0.013454438	3.33	0.0040	0.007	OK
PISO 6	21.09	Top	0.001168	0.031167	0.10431205	0.015301913	3.33	0.0046	0.007	OK
PISO 5	17.76	Top	0.000939	0.026595	0.08901014	0.017450606	3.33	0.0052	0.007	OK
PISO 4	14.43	Top	0.000768	0.021381	0.07155953	0.019164206	3.33	0.0058	0.007	OK
PISO 3	11.1	Top	0.000495	0.015655	0.05239533	0.020516344	3.5	0.0059	0.007	OK
PISO 2	7.6	Top	0.000368	0.009525	0.03187898	0.018086513	3.5	0.0052	0.007	OK
PISO 1	4.1	Top	0.000297	0.004121	0.01379247	0.011011219	2.8	0.0039	0.007	OK
ZOTANO	1.3	Top	0.000084	0.000831	0.00278125	0.002781253	1.3	0.0021	0.007	OK
Base	0	Top	0	0	0	0	0	0	0	

12. Verificación de Cortantes Estáticas y Dinámicas

Edificacion Irregular

VERIFICACION DE CORTANTE EN LA BASE						
SOLICITACION	V dinamico	V estatico	%V esta.	%V din	Factor de Ec	escalar
SISMO X-X	**255.03**	349.31	314.379	0.730096	1.232713798	si
SISMO Y-Y	**504.38**	633.22	569.898	0.796532	1.129898093	si

NOTA.- Según el Art. 4.6.4 de la Norma E-0.30-2014 Para cada una de las consideraciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso no podrá ser mayor que el 80% del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos Señalados, se deberá escalar proporcionalmente todos los resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

13. Verificación del Sistema Estructural.

VERIFICACION DEL "R" ASUMIDO (segun el Art. 12 de la norma E-0.30)					
"R" asumido =	8	Porticos de Concreto Armado			
Eje X-X - BLOQUE 5					
Elemento	Cortante en la Base	% que absorve	cumple?	Comentario	CONCLUSION
Porticos	212.64	83.38	SI	Los Muros estructurales absorven el 16.62% de la cortante basal	CUMPLE CON EL R ASUMIDO
Muros	42.39	16.62	SI		
TOTAL	**255.03**				
"R" asumido =	7	Dual			
Eje Y-Y BLOQUE 5					
Elemento	Cortante en la Base	% que absorve	cumple?	Comentario	
Porticos	262.2	51.98	SI	Los Muros estructurales absorven el 48.02% de la cortante basal	CUMPLE CON EL R ASUMIDO
Muros	242.18	48.02	SI		
TOTAL	**504.38**				

14. Verificación de Masas Participativas

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
		sec		
Modal	1	1.449	0.7147	0.00002115
Modal	2	1.162	0.7234	0.0031
Modal	3	0.895	0.7235	0.7607
Modal	4	0.468	0.8352	0.7608
Modal	5	0.387	0.8519	0.77
Modal	6	0.325	0.8528	0.837
Modal	7	0.291	0.8777	0.8589
Modal	8	0.237	0.9045	0.8713
Modal	9	0.198	0.9069	0.8816
Modal	10	0.179	0.9178	0.9015
Modal	11	0.173	0.9308	0.9157
Modal	12	0.143	0.9317	0.9198
Modal	13	0.136	0.9437	0.9215
Modal	14	0.132	0.947	0.9229
Modal	15	0.122	0.9492	0.927
Modal	16	0.11	0.9541	0.9327
Modal	17	0.104	0.9582	0.9521
Modal	18	0.093	0.9687	0.9526
Modal	19	0.083	0.9693	0.9526
Modal	20	0.079	0.9697	0.9529
Modal	21	0.078	0.9727	0.9533
Modal	22	0.074	0.9738	0.9636
Modal	23	0.073	0.9757	0.9678
Modal	24	0.069	0.9758	0.9692

15. Análisis de Irregularidades Estructurales

15.1 Irregularidades Estructural en Altura

De acuerdo al plano de Arquitectura y a la Estructuración del modelo de análisis se presentan las siguientes irregularidades.

ANALISIS DE IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ				X-X	Y-Y
PISO	H	DRIFT X-X MAX	DRIFT Y-Y MAX	DRIFT i+1/ DRIFT i	DRIFT i+1/ DRIFT i
AZOTEA	3.33	0.0061	0.0043		
PISO 8	4.55	-0.0002	0.0040		
PISO 7	3.33	0.0060	0.0040		
PISO 6	3.33	0.0074	0.0046		
PISO 5	3.33	0.0083	0.0052	0.887	0.877
PISO 4	3.33	0.0090	0.0058	0.921	0.911
PISO 3	3.5	0.0093	0.0059	0.974	0.982
PISO 2	3.5	0.0083	0.0052	1.116	1.134
PISO 1	2.8	0.0056	0.0039		
ZOTANO	1.3	0.0028	0.0021		
Base	0				

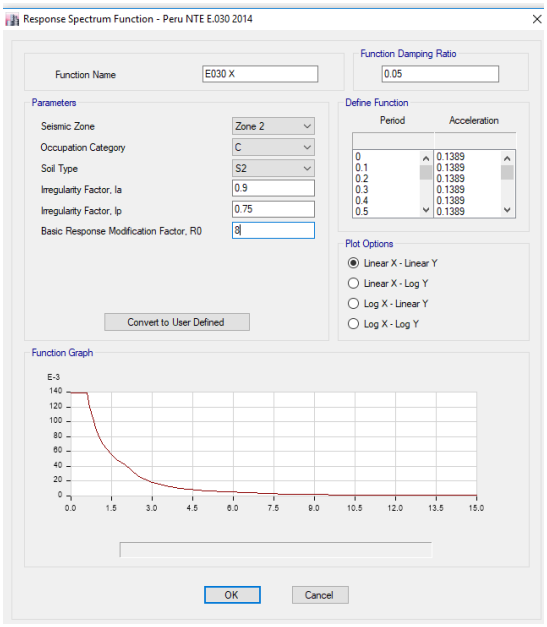
Se puede ver que no tiene irregularidad de rigidez es $\Delta i > 1.4\Delta i+1$, X e Y, asi mimos se puede apreciar una irregularidad de masa o peso debido a la discontinuidad de losas de transferencia en el piso 1 y 7, entonces Ra=0.90.

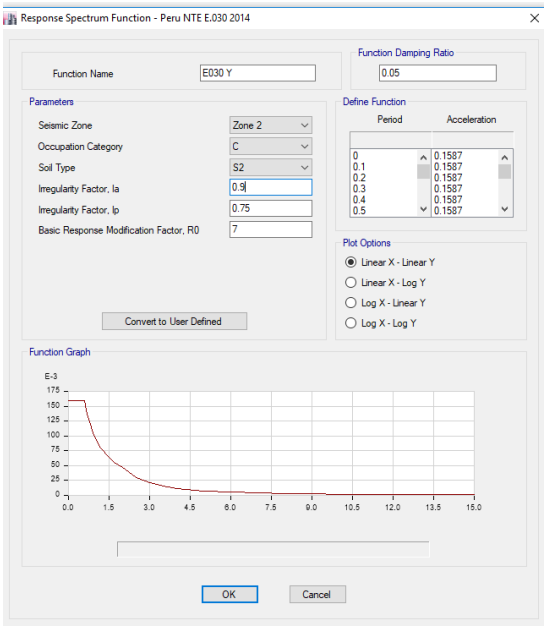
15.2 Irregularidades en Planta

ANALISIS DE IRREGULARIDAD TORSIONAL						X-X	Y-Y
PISO	H	DRIFT X-X CM	DRIFT Y-Y CM	DRIFT X-X MAX	DRIFT Y-Y MAX	DRIFT MAX/ DRIFT CM	DRIFT MAX/ DRIFT CM
AZOTEA	3.33	0	0	0.0061	0.0043		
PISO 8	4.55	0	0	-0.0002	0.0040		
PISO 7	3.33	0	0	0.0060	0.0040		
PISO 6	3.33	0.0064	0.0034	0.0074	0.0046	1.154	1.340
PISO 5	3.33	0.0070	0.0039	0.0083	0.0052	1.190	1.333
PISO 4	3.33	0.0073	0.0044	0.0090	0.0058	1.234	1.310
PISO 3	3.5	0.0072	0.0047	0.0093	0.0059	1.283	1.259
PISO 2	3.5	0.0101	0.0074	0.0083	0.0052	0.823	0.701
PISO 1	2.8	0	0	0.0056	0.0039		
ZOTANO	1.3	0	0	0.0028	0.0021		
Base	0						

Se puede ver que tiene irregularidad torsional es Δi>1.2Δi+1, entonces Rp=0.75 X e Y,

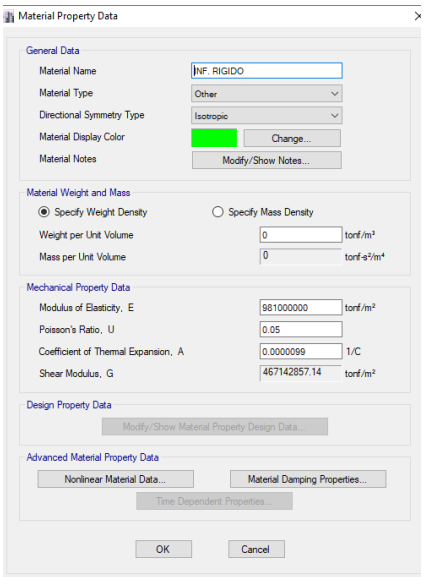
Entonces Rx= 8*0.9*0.75 =5.4, Ry= 7*0.9*0.75=4.725, El cual se volvió a realizar el análisis dinámico de acuerdo al R modificado.



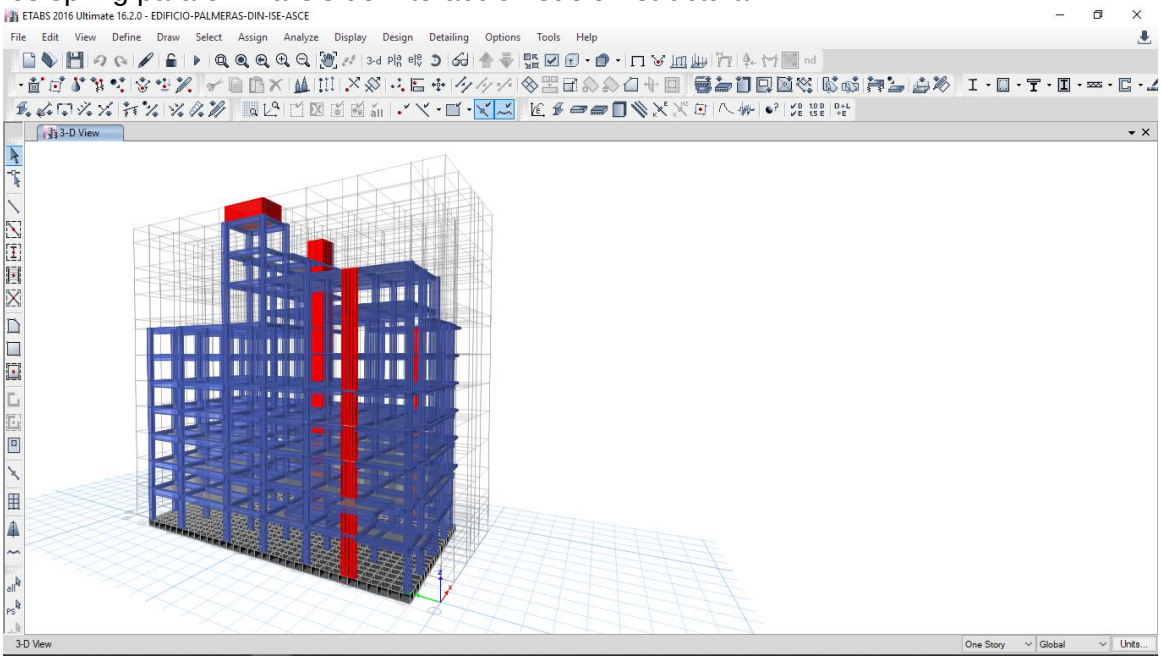


16. Luego se pasó a realizar los modelos dinámicos de Interacción Suelo-Estructuras mediante Spring, por métodos integrados, de acuerdo a la metodología descrita en el Capítulo II, los cálculos de las rigideces traslacionales y rotacionales asignados mediante spring están en el anexo A.

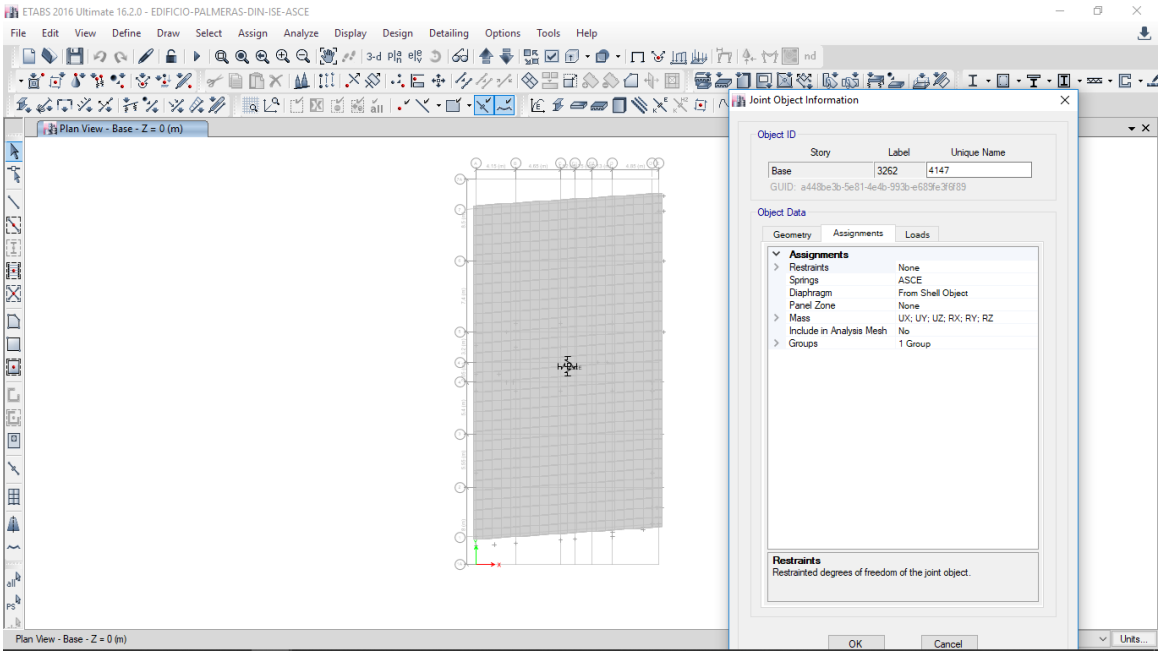
    Para realizar los modelos dinámicos de interacción se dibujó en el modelo estructural la cimentación, y se creó un material infinitamente rígido para la platea de cimentación.



Se puede apreciar, la asignación de la platea de cimentación, para luego asignar los spring para el Análisis de Interacción suelo Estructura.

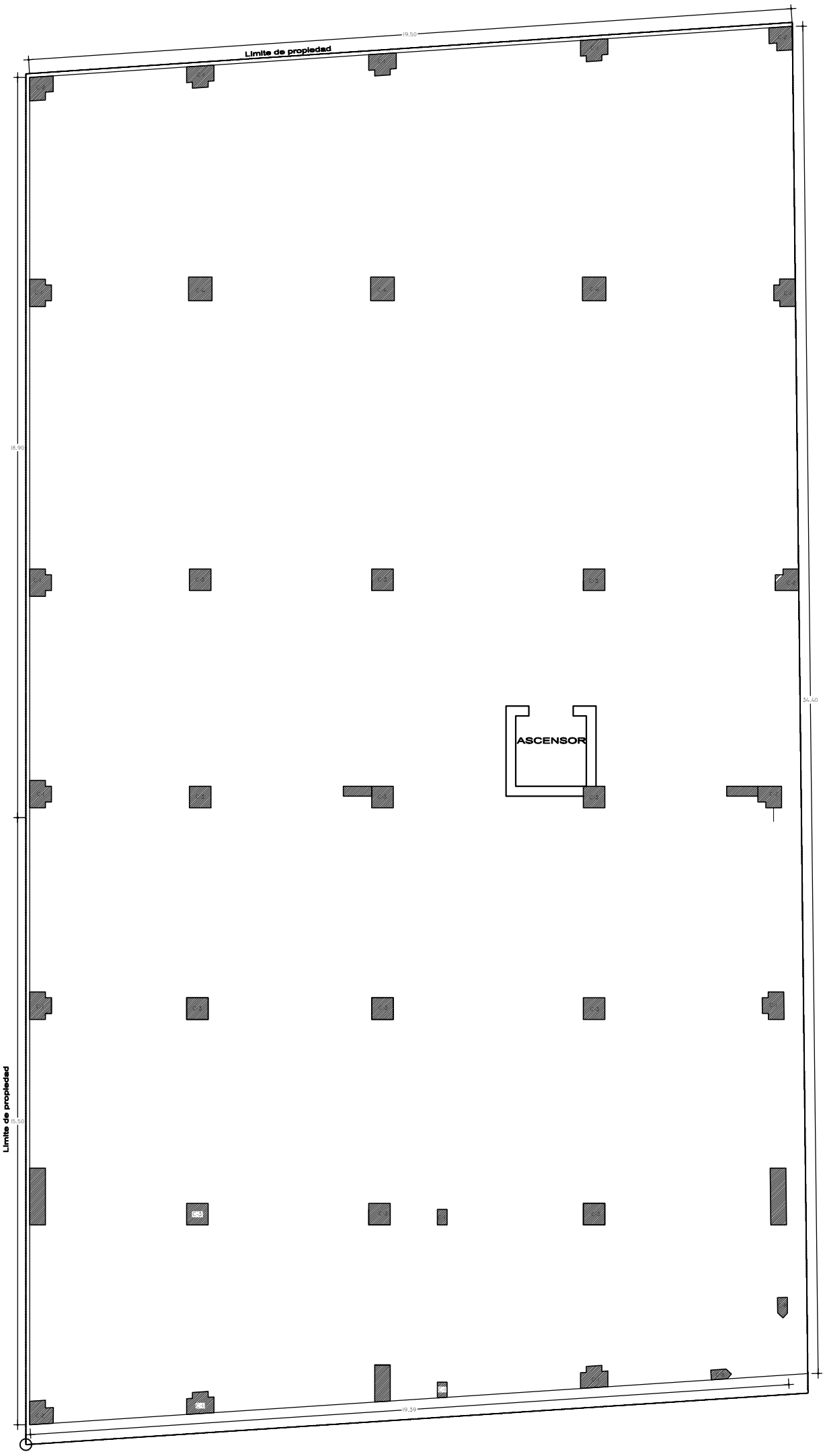


17. Asignación de Spring para los modelos dinámicos de Interacción Suelo – Estructura.



18. Luego se procedió a realizar los esfuerzos para cada modelo dinámico, descritos en el capítulo VII.

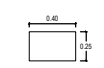
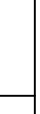
ANEXOS D: PLANOS DE EDIFICACIÓN TÍPICA



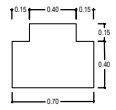
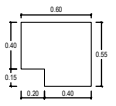
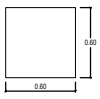
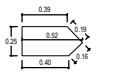
PLANTA DE CIMENTACION

ESC. 1 / 50

ESPECIFICACIONES TECNICAS		
CONCRETO ESTRUCTURAL		
Zapatas	F'c =	210 Kg/cm2
Sobrecimientos	F'c =	210 Kg/cm2
Columnas y Vigas	F'c =	210 Kg/cm2
CONCRETO CICLOPEO		
Solados	F'c =	100 Kg/cm2
Cimiento Corrido	Cemento : Hormigón (1 : 8) + 25% de P.M. (Ø máx. 3")	
RECUBRIMIENTOS		
Zapatas	e =	0.075 m
Columnas y Vigas	e =	0.04 m
ACERO	f y =	4200 Kg/cm2
	Ec =	$15000\sqrt{f'c}$
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO	Vt = 0.80 Kg/cm2	

TRASLAPES Y EMPALMES				
Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUMNAS (cm)	EN LOSAS Y VIGAS	EN COLUMNAS
6mm	30		 No se permitiran empalmes del refuerzo superior(negativo) en una longitud de 1/4 de luz de la losa o viga a cada lado de la columna de apoyo	 Los empalmes L, se ubicaran en el tercio central. No se empalmaran más del 50% de la armadura en una misma sección.
3/8"	40	30		
1/2"	50	40		
5/8"	60	50		
3/4"	70	60		
1"	120	90		

CUADRO DE COLUMNAS

TIPO	SECCION
C-1	
C-2	
C-3	
C-4	
C-5	
C-6	
C-7	

ENCOFRADOS Y DESENCOFRADOS:

CARACTERISTICAS DE LOS ENCOFRADOS:

DEBERA PRESTARSE ESPECIAL CUIDADO A LA CORRECTA COLOCACION DENTRO DEL ENCOFRADO DE TODAS LOS FIERROS INDICADOS Y OTROS ELEMENTOS QUE DEBAN QUEDAR EMBUTIDOS EN EL CONCRETO, ESTOS ELEMENTOS DEBERAN ESTAR BIEN ASEGURADOS Y EVITAR ASI QUE SE DESPLACEN DURANTE EL PROCESO DE COLOCACION DEL CONCRETO.

LOS ENCOFRADOS DEBERAN SER LO SUFICIENTEMENTE IMPERMEABLES COMO PARA IMPEDIR PERDIDAS DE LECHADA O MORTERO.

LA CARA INTERIOR DEL ENCOFRADO DEBERA ESTAR LIMPIA Y LIBRE DE PARTICULAS DIVERSAS.

REMOCION DE LOS ENCOFRADOS:

LOS PLAZOS MINIMOS DE REMOCION DE LOS ENCOFRADOS Y ELEMENTOS DE SOSTEN, SE REGIRAN POR LOS SIGUIENTES TIEMPOS:

- COSTADOS DE VIGAS Y COLUMNAS: 36 HORAS
- LOSAS HASTA 2.50 m. DE LUZ: 7 DIAS
- LOSAS DE LUCES MAYORES: 1 DIA POR CADA METRO DE EXCESO
- FONDO DE VIGA HASTA 5.00 m. DE LUZ: 21 DIAS
- FONDO DE VIGAS MAYORES DE 5.00 m. DE LUZ: 1 DIA POR CADA METRO DE EXCESO

OBSERVACIONES:

PROFESIONAL:

GOBIERNO REGIONAL DE UCAYALI

GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA

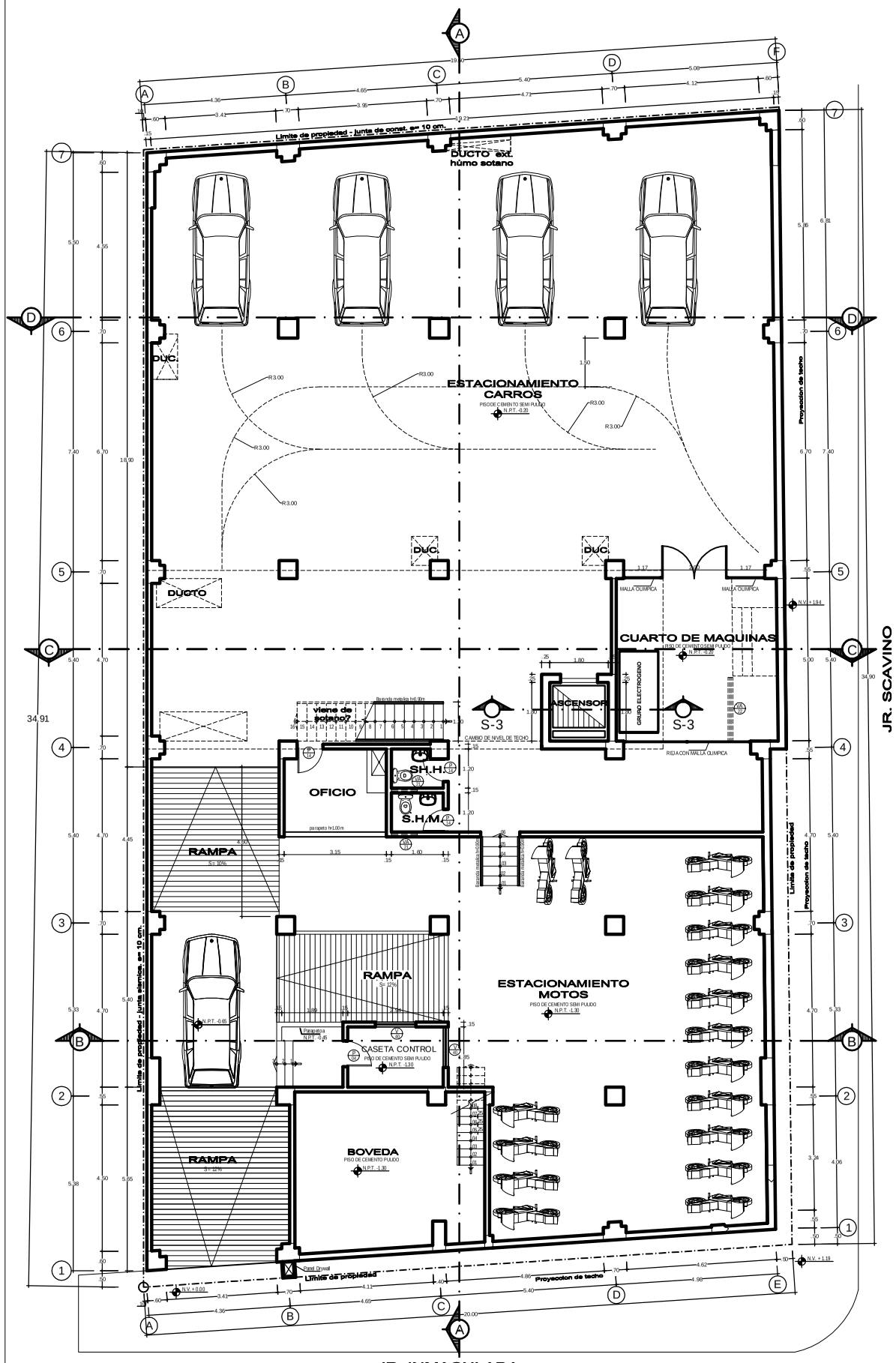
PROYECTO: LOCAL COMERCIAL PALMERAS CENTER

LAMINA: E-01

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURA

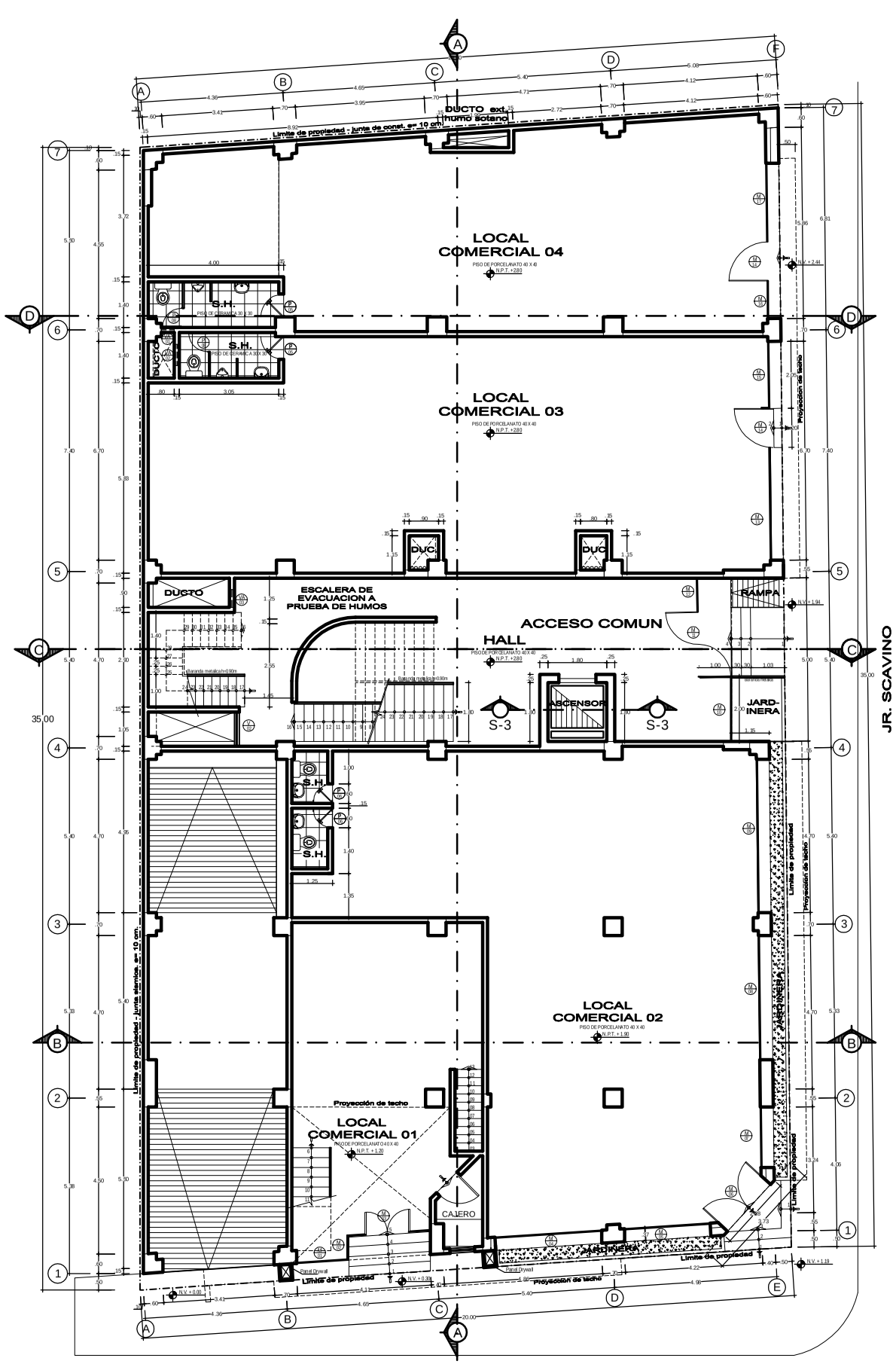
PLANO: PLANTE DE CIMENTACION

DIBUJO:	FECHA:	ESCALA:
JC	MAYO 2018	1/50



PLANTA SOTANO

ESC. 1 / 75



PLANTA PRIMER PISO

ESC. 1 / 75

CUADRO DE VANOS

Sotano

PUERTAS

CLAVE	ANCHO	ALTO	CANT.	DESCRIPCION
P-01	1.20	2.10	01	APANELADA
P-02	0.90	2.10	66	APANELADA
P-03	0.90	2.10	01	METALICA PARA BAÑO
P-04	0.80	2.10	68	APANELADA
P-05	0.70	2.10	33	APANELADA
P-06	0.60	2.10	08	APANELADA
P-07	0.60	2.10	32	CONTRAPLACADA
P-08	0.60	1.80	14	METALICA PARA BAÑO
P-09	0.50	2.10	03	CONTRAPLACADA
P-10	1.00	2.10	02	APANELADA
P-11	0.75	2.10	05	DOS HOJAS CONTRAPLACADA
P-12	2.00	2.10	01	DOS HOJAS APANELADA
P-13	1.20	2.10	01	DOS HOJAS CONTRAPLACADA
P-14	0.70	1.85	03	APANELADA

CUADRO DE VANOS

Sotano

VENTANAS

CLAVE	ANCHO	ALTO	ALF.	CANT.	DESCRIPCION
V-01	0.76	2.68	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-02	1.05	1.93	1.00	08	ALUMINIO / VIDRIO
V-03	4.10	1.55	0.80	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-04	1.50	1.55	0.80	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-05	1.35	1.55	0.80	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-06	1.97	3.50	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-07	1.97	3.325	0.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-08	7.88	3.325	0.00	02	ALUMINIO / VIDRIO
V-09	1.20	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-10	2.00	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-11	1.45	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-12	1.50	1.80	1.00	04	ALUMINIO / VIDRIO
V-13	0.90	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-14	1.89	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-15	2.71	2.725	0.60	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-16	3.15	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-17	3.40	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-18	3.00	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-19	12.60	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-20	0.80	1.80	1.15	02	ALUMINIO / VIDRIO
V-21	30.76	3.325	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-22	30.76	3.06	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-23	0.35	3.325	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-24	0.35	3.15	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-25	7.88	3.15	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-26	1.98	4.55	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-27	8.42	3.08	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-28	5.10	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-29	3.77	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-30	0.58	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-31	1.85	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-32	0.74	2.34	1.34	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-33	3.20	1.40	1.20	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-34	3.05	1.40	1.20	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-35	3.52	1.93	1.15	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-36	2.04	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-37	9.74	3.06	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-38	3.60	3.58	0.20	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-39	3.60	2.78	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-40	1.25	1.10	1.00	02	ALUMINIO / VIDRIO

CUADRO DE VANOS

Sotano

VENTANAS ALFIS

CLAVE	ANCHO	ALTO	ALF.	CANT.	DESCRIPCION
VA-01	0.40	0.40	2.10	07	ALUMINIO / VIDRIO
VA-02	0.65	0.40	2.10	06	ALUMINIO / VIDRIO
VA-03	0.55	0.40	2.10	23	ALUMINIO / VIDRIO
VA-04	0.50	0.40	2.10	36	ALUMINIO / VIDRIO
VA-05	0.60	0.60	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-06	0.21	0.40	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-07	1.85	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-08	0.75	0.40	2.10	07	ALUMINIO / VIDRIO
VA-09	1.69	0.40	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-10	0.35	0.40	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-11	2.98	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-12	3.04	0.78	2.90	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-13	1.32	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-14	2.58	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-15	3.18	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-16	2.45	0.30	2.16	02	ALUMINIO / VIDRIO
VA-17	0.85	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-18	2.89	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-19	0.70	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-20	3.35	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-21	0.80	0.20	1.65	02	ALUMINIO / VIDRIO
VA-22	1.95	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO

CUADRO DE VANOS

Primer Piso

MAMPARAS

CLAVE	ANCHO	ALTO	CANT.	DESCRIPCION
M-01	1.56	2.86	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-02	0.73	3.86	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-03	2.53	3.86	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'
M-04	3.29	3.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-05	2.62	3.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-06	2.00	3.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'
M-07	1.85	2.90	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-08	3.80	2.90	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-09	4.70	2.90	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-10	1.95	3.68	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-11	2.00	3.68	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'
M-12	1.03	3.68	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-13	3.45	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-14	1.20	2.40	02	CRISTAL TEMPLADO / VAIVEN
M-15	2.05	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-16	1.15	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-17	2.40	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-18	0.70	2.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-19	1.07	2.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'
M-20	2.92	2.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-21	4.11	1.19	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-22	9.53	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-23	1.50	3.25	06	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'
M-24	6.46	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-25	4.86	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-26	6.79	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-27	4.92	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-28	7.66	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-29	0.19	3.25	04	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-30	0.60	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-31	0.21	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-32	1.80	3.25	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-33	1.45	3.25	01	CRISTAL TEMPLADO / VAIVEN
M-34	1.21	3.25	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-35	1.44	1.80	01	CRISTAL TEMPLADO / MOVIL
M-36	2.00	3.08	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'

JUAN RAUL GUILLEN GUEVARA
ARQUITECTO
CAP.N° 2911

REGION: UCAYALI
DEPARTAMENTO: UCAYALI
PROVINCIA: CRNL. PORTILLO
DISTRITO: CALLERIA

PROYECTO:
LOCAL COMERCIAL Y HOSPEDAJE - AMPLIACION

CUENTE:
INVERSIONES TURISTICAS LAS PALMERAS S.A.C.

ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA

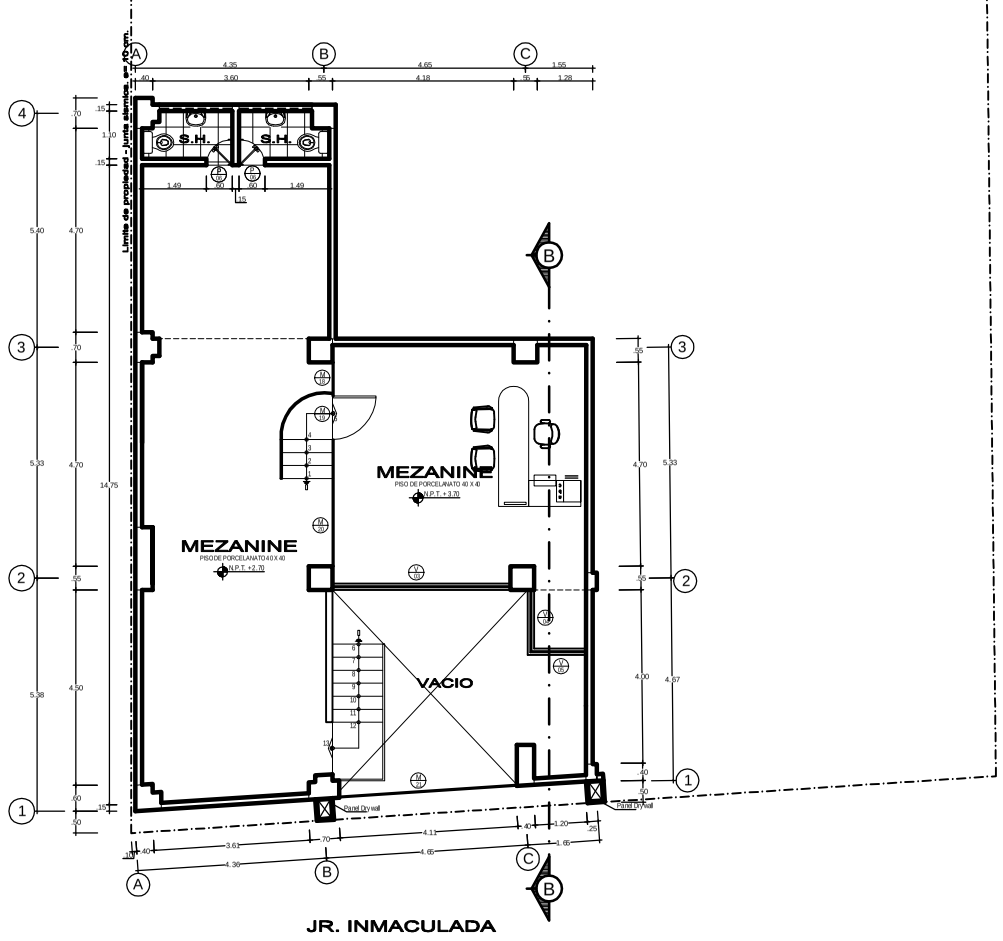
PLANOS:
PLANTA SOTANO, 1° PISO

FIRMAS:

FASES: ☐ ANTEPROY. ■ PROYECTO

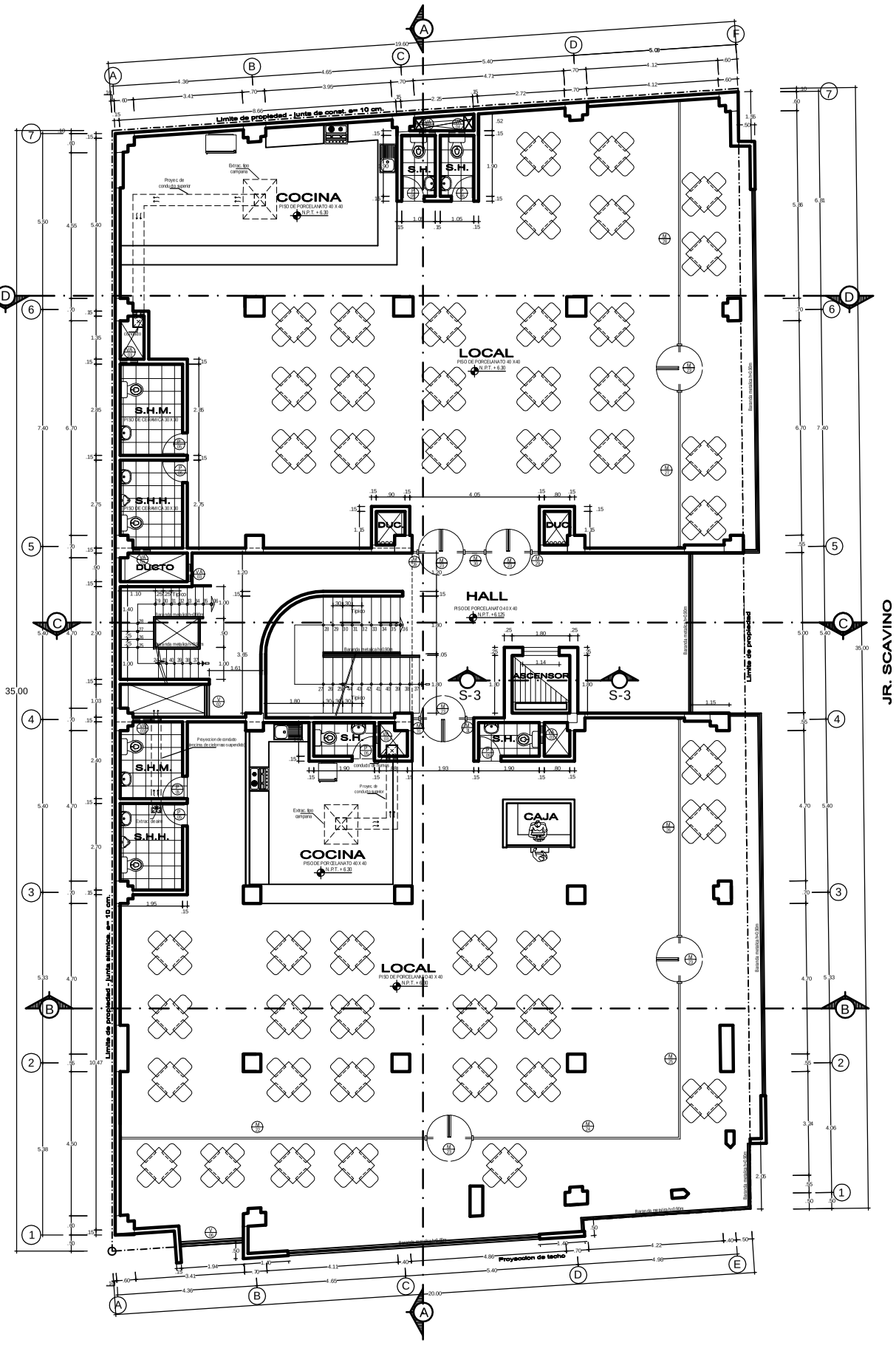
DIBUJO CAD:

ESCALA: ESCALA 1:75
FECHA: MAYO 2018
CODIGO DE LAMINA: A-01
N° CORRELATIVO LAMINAS: LAMINA 01 DE 09



PLANTA MEZANINE

ESC. 1 / 75



PLANTA SEGUNDO PISO

ESC. 1 / 75

CUADRO DE VANOS

Sotano

PUERTAS

CLAVE	ANCHO	ALTO	CANT.	DESCRIPCION
P-01	1.20	2.10	01	APANELADA
P-02	0.90	2.10	66	APANELADA
P-03	0.90	2.10	01	METALICA PARA BAÑO
P-04	0.80	2.10	68	APANELADA
P-05	0.70	2.10	33	APANELADA
P-06	0.60	2.10	08	APANELADA
P-07	0.60	2.10	32	CONTRAPLACADA
P-08	0.60	1.80	14	METALICA PARA BAÑO
P-09	0.50	2.10	03	CONTRAPLACADA
P-10	1.00	2.10	02	APANELADA
P-11	0.75	2.10	05	DOS HOJAS CONTRAPLACADA
P-12	2.00	2.10	01	DOS HOJAS APANELADA
P-13	1.20	2.10	01	DOS HOJAS CONTRAPLACADA
P-14	0.70	1.85	03	APANELADA

CUADRO DE VANOS

Sotano

VENTANAS

CLAVE	ANCHO	ALTO	ALF.	CANT.	DESCRIPCION
V-01	0.76	2.68	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-02	1.05	1.93	1.00	08	ALUMINIO / VIDRIO
V-03	4.10	1.55	0.80	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-04	1.50	1.55	0.80	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-05	1.35	1.55	0.80	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-06	1.97	3.50	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-07	1.97	3.325	0.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-08	7.88	3.325	0.00	02	ALUMINIO / VIDRIO
V-09	1.20	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-10	2.00	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-11	1.45	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-12	1.50	1.80	1.00	04	ALUMINIO / VIDRIO
V-13	0.90	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-14	1.89	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-15	2.71	2.725	0.60	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-16	3.15	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-17	3.40	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-18	3.00	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-19	12.60	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-20	0.80	1.80	1.15	02	ALUMINIO / VIDRIO
V-21	30.76	3.325	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-22	30.76	3.06	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-23	0.35	3.325	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-24	0.35	3.15	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-25	7.88	3.15	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-26	1.98	4.55	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-27	8.42	3.08	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-28	5.10	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-29	3.77	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-30	0.58	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-31	1.85	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-32	0.74	2.34	1.34	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-33	3.20	1.40	1.20	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-34	3.05	1.40	1.20	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-35	3.52	1.93	1.15	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-36	2.04	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-37	9.74	3.06	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-38	3.60	3.58	0.20	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-39	3.60	2.78	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-40	1.25	1.10	1.00	02	ALUMINIO / VIDRIO

CUADRO DE VANOS

Sotano

VENTANAS ALFS

CLAVE	ANCHO	ALTO	ALF.	CANT.	DESCRIPCION
VA-01	0.40	0.40	2.10	07	ALUMINIO / VIDRIO
VA-02	0.65	0.40	2.10	06	ALUMINIO / VIDRIO
VA-03	0.55	0.40	2.10	23	ALUMINIO / VIDRIO
VA-04	0.50	0.40	2.10	36	ALUMINIO / VIDRIO
VA-05	0.60	0.60	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-06	0.21	0.40	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-07	1.85	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-08	0.75	0.40	2.10	07	ALUMINIO / VIDRIO
VA-09	1.69	0.40	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-10	0.35	0.40	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-11	2.98	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-12	3.04	0.78	2.90	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-13	1.32	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-14	2.58	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-15	3.18	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-16	2.45	0.30	2.16	02	ALUMINIO / VIDRIO
VA-17	0.85	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-18	2.89	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-19	0.70	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-20	3.35	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-21	0.80	0.20	1.65	02	ALUMINIO / VIDRIO
VA-22	1.95	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO

CUADRO DE VANOS

Primer Piso

MAMPARAS

CLAVE	ANCHO	ALTO	CANT.	DESCRIPCION
M-01	1.56	2.86	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-02	0.73	3.86	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-03	2.53	3.86	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'
M-04	3.29	3.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-05	2.62	3.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-06	2.00	3.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'
M-07	1.85	2.90	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-08	3.80	2.90	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-09	4.70	2.90	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-10	1.95	3.68	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-11	2.00	3.68	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'
M-12	1.03	3.68	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-13	3.45	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-14	1.20	2.40	02	CRISTAL TEMPLADO / VAIVEN
M-15	2.05	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-16	1.15	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-17	2.40	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-18	0.70	2.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-19	1.07	2.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'
M-20	2.92	2.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-21	4.11	1.19	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-22	9.53	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-23	1.50	3.25	06	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'
M-24	6.46	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-25	4.86	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-26	6.79	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-27	4.92	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-28	7.66	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-29	0.19	3.25	04	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-30	0.60	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-31	0.21	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-32	1.80	3.25	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-33	1.45	3.25	01	CRISTAL TEMPLADO / VAIVEN
M-34	1.21	3.25	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-35	1.44	1.80	01	CRISTAL TEMPLADO / MOVIL
M-36	2.00	3.08	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'

JUAN RAUL GUILLEN GUEVARA
ARQUITECTO
C.A.P.N° 2911

REGION: UCAYALI	DEPARTAMENTO: UCAYALI
PROVINCIA: CRNL. PORTILLO	DISTRITO: CALLERIA

PROYECTO:
LOCAL COMERCIAL Y HOSPEDAJE - AMPLIACION

CUENTE:
INVERSIONES TURISTICAS LAS PALMERAS S.A.C.

ESPECIALIDAD
ARQUITECTURA

PLANOS:
PLANTA MEZANINE Y 2º PISO

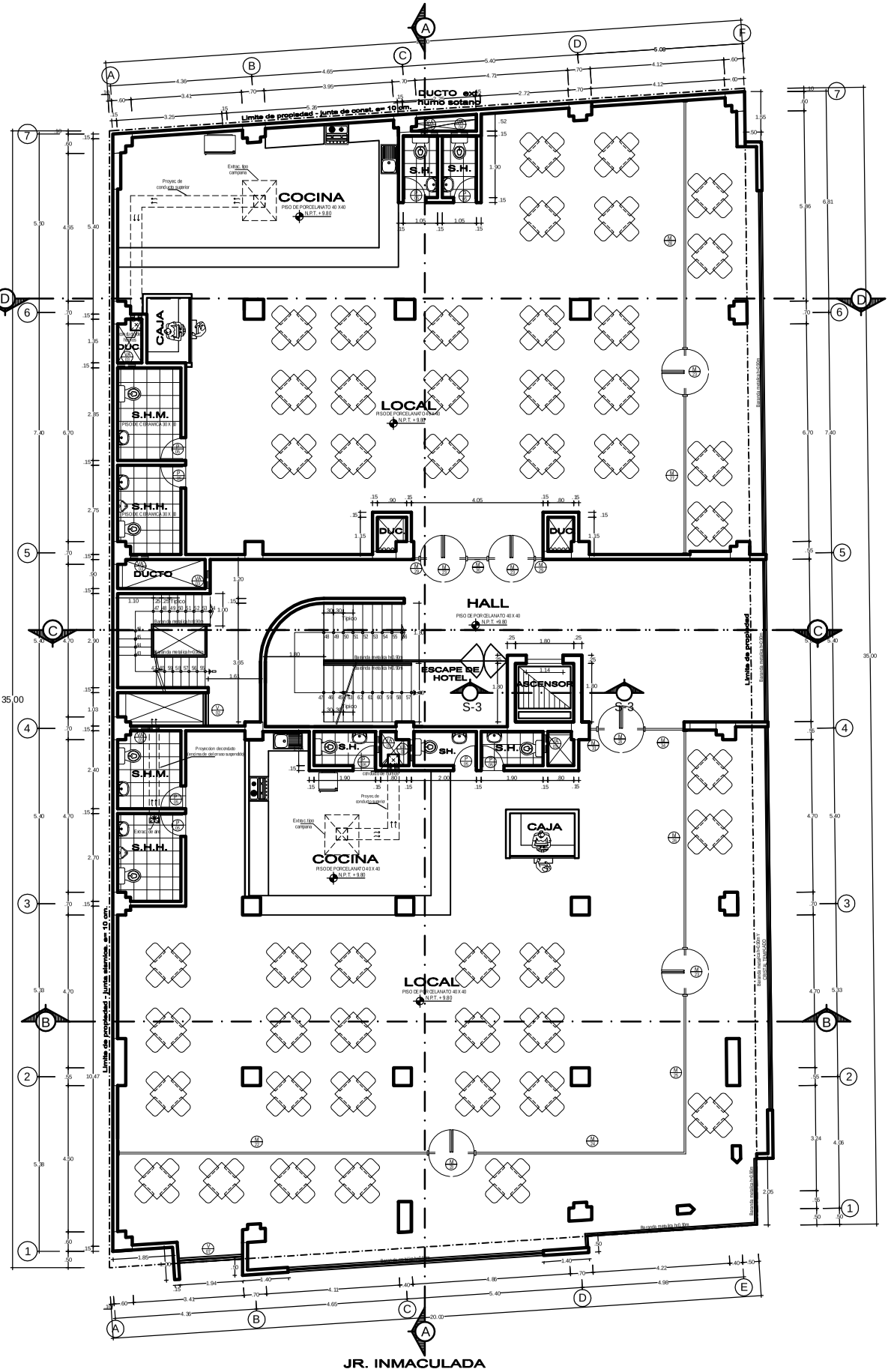
FIRMAS

FASES: ☐ ANTEPROY. ■ PROYECTO

DIBUJO CAD.

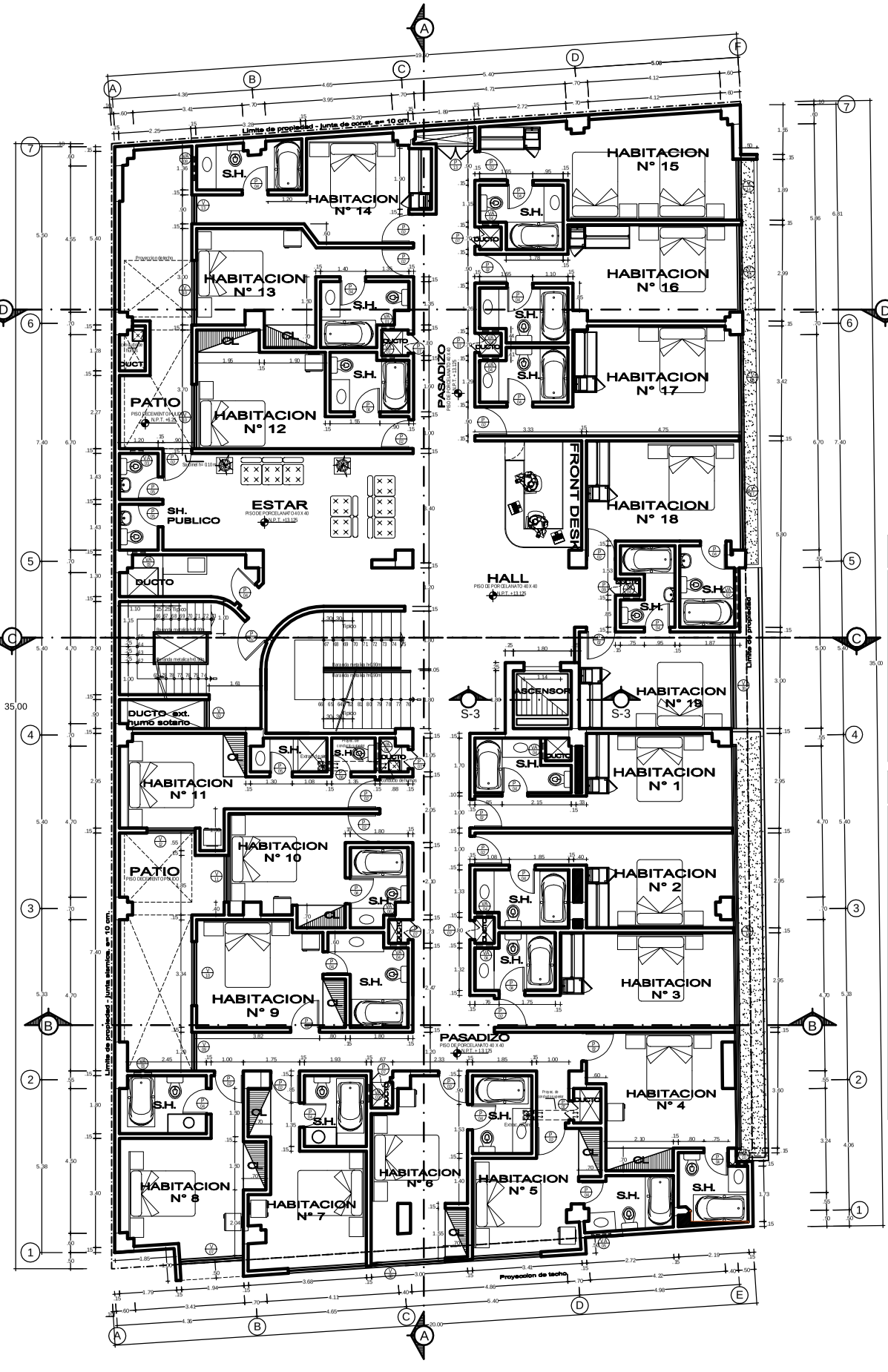
ESCALA	FECHA	CODIGO DE LAMINA
ESCALA: 1:75	MAYO 2018	A-02

N° CORRELATIVO LAMINAS
LAMINA 02 DE 09



PLANTA TERCER PISO

ESC. 1 / 75



PLANTA CUARTO PISO

ESC. 1 / 75

CUADRO DE VANOS

Sotano

CLAVE	ANCHO	ALTO	CANT.	DESCRIPCION
P-01	1.20	2.10	01	APANELADA
P-02	0.90	2.10	66	APANELADA
P-03	0.90	2.10	01	METALICA PARA BAÑO
P-04	0.80	2.10	68	APANELADA
P-05	0.70	2.10	33	APANELADA
P-06	0.60	2.10	08	APANELADA
P-07	0.60	2.10	32	CONTRAPLACADA
P-08	0.60	1.80	14	METALICA PARA BAÑO
P-09	0.50	2.10	03	CONTRAPLACADA
P-10	1.00	2.10	02	APANELADA
P-11	0.75	2.10	05	DOS HOJAS CONTRAPLACADA
P-12	2.00	2.10	01	DOS HOJAS APANELADA
P-13	1.20	2.10	01	DOS HOJAS CONTRAPLACADA
P-14	0.70	1.85	03	APANELADA

PUERTAS

CUADRO DE VANOS

Sotano

CLAVE	ANCHO	ALTO	ALF.	CANT.	DESCRIPCION
V-01	0.76	2.68	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-02	1.05	1.93	1.00	08	ALUMINIO / VIDRIO
V-03	4.10	1.55	0.80	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-04	1.50	1.55	0.80	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-05	1.35	1.55	0.80	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-06	1.97	3.50	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-07	1.97	3.325	0.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-08	7.88	3.325	0.00	02	ALUMINIO / VIDRIO
V-09	1.20	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-10	2.00	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-11	1.45	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-12	1.50	1.80	1.00	04	ALUMINIO / VIDRIO
V-13	0.90	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-14	1.89	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-15	2.71	2.725	0.60	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-16	3.15	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-17	3.40	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-18	3.00	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-19	12.60	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-20	0.80	1.80	1.15	02	ALUMINIO / VIDRIO
V-21	30.76	3.325	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-22	30.76	3.06	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-23	0.35	3.325	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-24	0.35	3.15	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-25	7.88	3.15	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-26	1.98	4.55	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-27	8.42	3.08	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-28	5.10	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-29	3.77	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-30	0.58	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-31	1.85	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-32	0.74	2.34	1.34	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-33	3.20	1.40	1.20	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-34	3.05	1.40	1.20	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-35	3.52	1.93	1.15	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-36	2.04	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-37	9.74	3.06	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-38	3.60	3.58	0.20	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-39	3.60	2.78	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-40	1.25	1.10	1.00	02	ALUMINIO / VIDRIO

VENTANAS

CUADRO DE VANOS

Sotano

CLAVE	ANCHO	ALTO	ALF.	CANT.	DESCRIPCION
VA-01	0.40	0.40	2.10	07	ALUMINIO / VIDRIO
VA-02	0.65	0.40	2.10	06	ALUMINIO / VIDRIO
VA-03	0.55	0.40	2.10	23	ALUMINIO / VIDRIO
VA-04	0.50	0.40	2.10	36	ALUMINIO / VIDRIO
VA-05	0.60	0.60	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-06	0.21	0.40	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-07	1.85	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-08	0.75	0.40	2.10	07	ALUMINIO / VIDRIO
VA-09	1.69	0.40	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-10	0.35	0.40	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-11	2.98	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-12	3.04	0.78	2.90	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-13	1.32	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-14	2.58	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-15	3.18	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-16	2.45	0.30	2.16	02	ALUMINIO / VIDRIO
VA-17	0.85	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-18	2.89	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-19	0.70	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-20	3.35	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-21	0.80	0.20	1.65	02	ALUMINIO / VIDRIO
VA-22	1.95	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO

VENTANAS ALFIS

CUADRO DE VANOS

Primer Piso

CLAVE	ANCHO	ALTO	CANT.	DESCRIPCION
M-01	1.56	2.86	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-02	0.73	3.86	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-03	2.53	3.86	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO
M-04	3.29	3.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-05	2.62	3.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-06	2.00	3.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO
M-07	1.85	2.90	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-08	3.90	2.90	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-09	4.70	2.90	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-10	1.95	3.68	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-11	2.00	3.68	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO
M-12	1.03	3.68	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-13	3.45	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-14	1.20	2.40	02	CRISTAL TEMPLADO / VAIVEN
M-15	2.05	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-16	1.15	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-17	2.40	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-18	0.70	2.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-19	1.07	2.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO
M-20	2.92	2.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-21	4.11	1.19	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-22	9.53	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-23	1.50	3.25	06	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO
M-24	6.46	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-25	4.86	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-26	6.79	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-27	4.92	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-28	7.66	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-29	0.19	3.25	04	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-30	0.60	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-31	0.21	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-32	1.80	3.25	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-33	1.45	3.25	01	CRISTAL TEMPLADO / VAIVEN
M-34	1.21	3.25	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-35	1.44	1.80	01	CRISTAL TEMPLADO / MOVIL
M-36	2.00	3.08	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO

MAMPARAS

JUAN RAUL GUILLEN GUEVARA
ARQUITECTO
CAP.N° 2911

REGION: UCAYALI	DEPARTAMENTO: UCAYALI
PROVINCIA: CRNL. PORTILLO	DISTRITO: CALLERIA

PROYECTO:
LOCAL COMERCIAL Y HOSPEDAJE - AMPLIACION

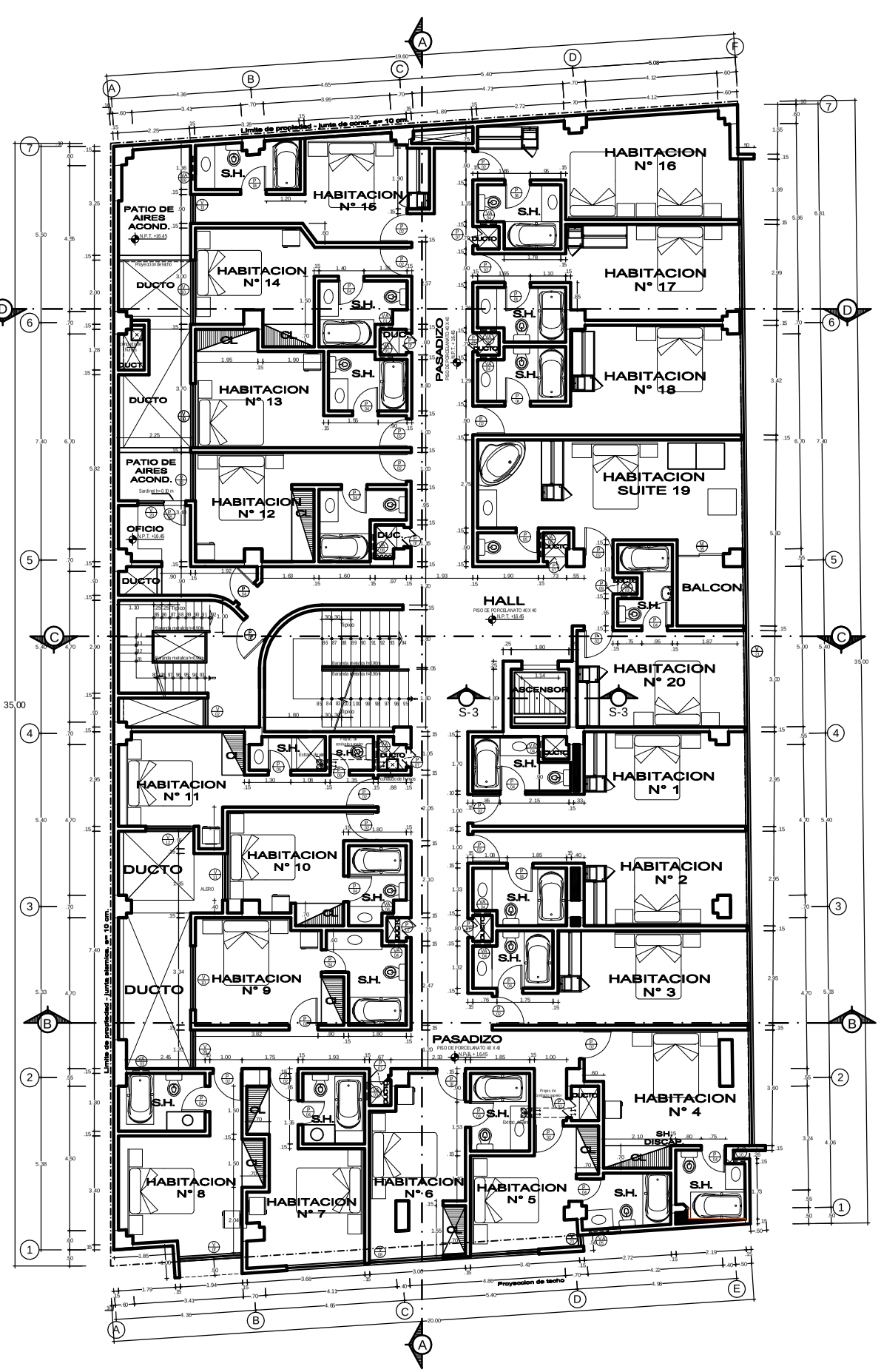
CUENTE:
INVERSIONES TURISTICAS LAS PALMERAS S.A.C.

ESPECIALIDAD
ARQUITECTURA

PLANOS:
PLANTA 3° Y 4° PISO

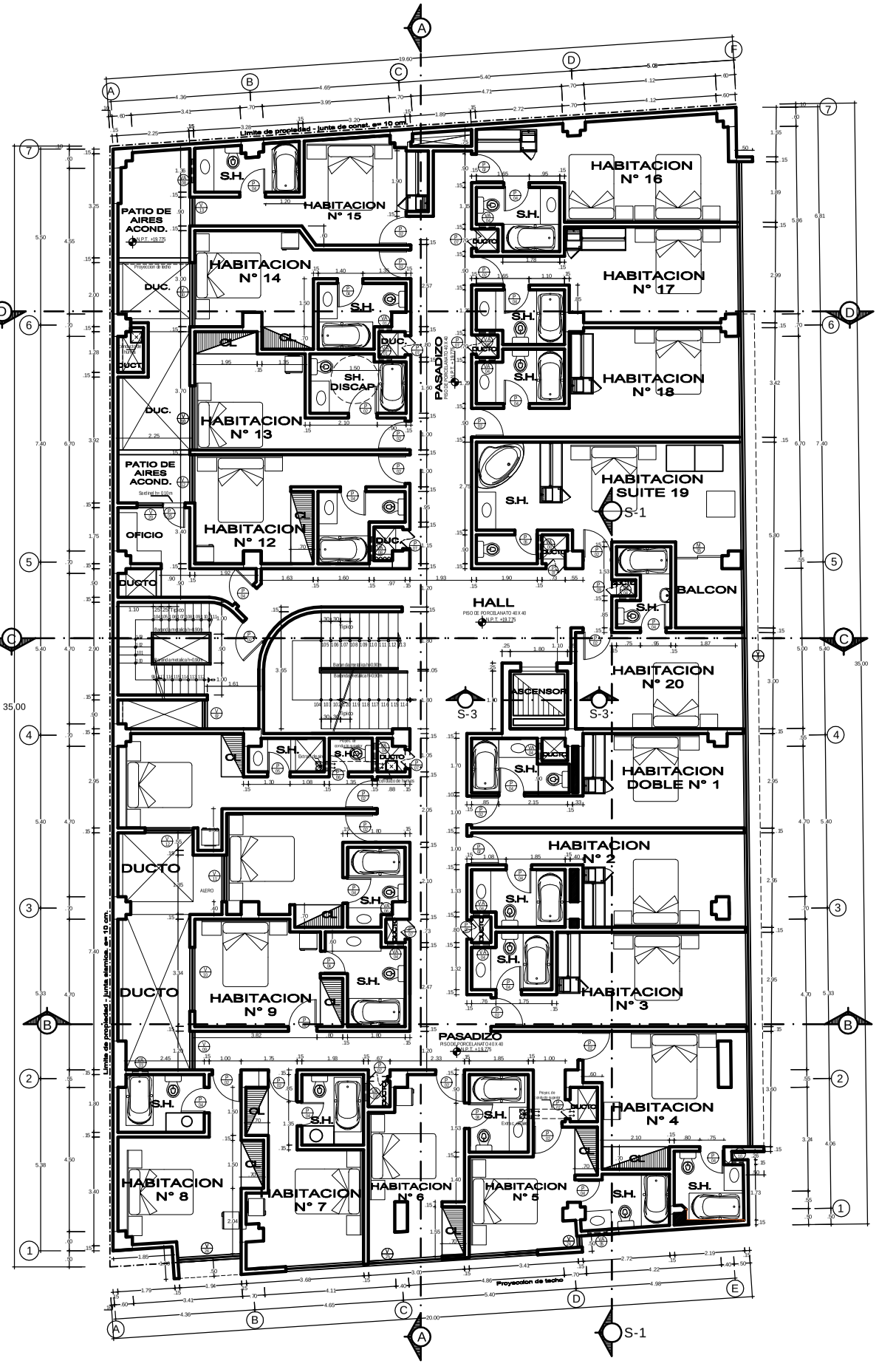
FIRMAS

FASES: ☐ ANTEPROY. ■ PROYECTO	DIBUJO CAD
ESCALA: ESCALA 1:75	FECHA: MAYO 2018
N° CORRELATIVO LAMINAS: LAMINA 03 DE 09	CODIGO DE LAMINA: A-03



PLANTA QUINTO PISO

ESC. 1 / 75



PLANTA SEXTO PISO

ESC. 1 / 75

CUADRO DE VANOS

Sotano

PUERTAS

CLAVE	ANCHO	ALTO	CANT.	DESCRIPCION
P-01	1.20	2.10	01	APANELADA
P-02	0.90	2.10	66	APANELADA
P-03	0.90	2.10	01	METALICA PARA BAÑO
P-04	0.80	2.10	68	APANELADA
P-05	0.70	2.10	33	APANELADA
P-06	0.60	2.10	08	APANELADA
P-07	0.60	2.10	32	CONTRAPLACADA
P-08	0.60	1.80	14	METALICA PARA BAÑO
P-09	0.50	2.10	03	CONTRAPLACADA
P-10	1.00	2.10	02	APANELADA
P-11	0.75	2.10	05	DOS HOJAS CONTRAPLACADA
P-12	2.00	2.10	01	DOS HOJAS APANELADA
P-13	1.20	2.10	01	DOS HOJAS CONTRAPLACADA
P-14	0.70	1.85	03	APANELADA

CUADRO DE VANOS

Sotano

VENTANAS

CLAVE	ANCHO	ALTO	ALF.	CANT.	DESCRIPCION
V-01	0.76	2.68	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-02	1.05	1.93	1.00	08	ALUMINIO / VIDRIO
V-03	4.10	1.55	0.80	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-04	1.50	1.55	0.80	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-05	1.35	1.55	0.80	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-06	1.97	3.50	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-07	1.97	3.325	0.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-08	7.88	3.325	0.00	02	ALUMINIO / VIDRIO
V-09	1.20	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-10	2.00	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-11	1.45	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-12	1.50	1.80	1.00	04	ALUMINIO / VIDRIO
V-13	0.90	1.80	1.00	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-14	1.89	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-15	2.71	2.725	0.60	03	ALUMINIO / VIDRIO
V-16	3.15	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-17	3.40	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-18	3.00	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-19	12.60	2.725	0.60	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-20	0.80	1.80	1.15	02	ALUMINIO / VIDRIO
V-21	30.76	3.325	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-22	30.76	3.06	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-23	0.35	3.325	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-24	0.35	3.15	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-25	7.88	3.15	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-26	1.98	4.55	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-27	8.42	3.08	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-28	5.10	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-29	3.77	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-30	0.58	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-31	1.85	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-32	0.74	2.34	1.34	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-33	3.20	1.40	1.20	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-34	3.05	1.40	1.20	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-35	3.52	1.93	1.15	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-36	2.04	1.93	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-37	9.74	3.06	0.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-38	3.60	3.58	0.20	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-39	3.60	2.78	1.00	01	ALUMINIO / VIDRIO
V-40	1.25	1.10	1.00	02	ALUMINIO / VIDRIO

CUADRO DE VANOS

Sotano

VENTANAS ALFIS

CLAVE	ANCHO	ALTO	ALF.	CANT.	DESCRIPCION
VA-01	0.40	0.40	2.10	07	ALUMINIO / VIDRIO
VA-02	0.65	0.40	2.10	06	ALUMINIO / VIDRIO
VA-03	0.55	0.40	2.10	23	ALUMINIO / VIDRIO
VA-04	0.50	0.40	2.10	36	ALUMINIO / VIDRIO
VA-05	0.60	0.60	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-06	0.21	0.40	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-07	1.85	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-08	0.75	0.40	2.10	07	ALUMINIO / VIDRIO
VA-09	1.69	0.40	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-10	0.35	0.40	2.10	03	ALUMINIO / VIDRIO
VA-11	2.98	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-12	3.04	0.78	2.90	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-13	1.32	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-14	2.58	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-15	3.18	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-16	2.45	0.30	2.16	02	ALUMINIO / VIDRIO
VA-17	0.85	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-18	2.89	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-19	0.70	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-20	3.35	0.30	2.16	01	ALUMINIO / VIDRIO
VA-21	0.80	0.20	1.65	02	ALUMINIO / VIDRIO
VA-22	1.95	0.40	2.10	01	ALUMINIO / VIDRIO

CUADRO DE VANOS

Primer Piso

MAMPARAS

CLAVE	ANCHO	ALTO	CANT.	DESCRIPCION
M-01	1.56	2.86	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-02	0.73	3.86	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-03	2.53	3.86	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'
M-04	3.29	3.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-05	2.62	3.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-06	2.00	3.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'
M-07	1.85	2.90	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-08	3.80	2.90	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-09	4.70	2.90	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-10	1.95	3.68	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-11	2.00	3.68	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'
M-12	1.03	3.68	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-13	3.45	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-14	1.20	2.40	02	CRISTAL TEMPLADO / VAIVEN
M-15	2.05	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-16	1.15	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-17	2.40	2.40	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-18	0.70	2.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-19	1.07	2.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'
M-20	2.92	2.35	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-21	4.11	1.19	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-22	9.53	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-23	1.50	3.25	06	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'
M-24	6.46	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-25	4.86	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-26	6.79	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-27	4.92	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-28	7.66	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-29	0.19	3.25	04	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-30	0.60	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-31	0.21	3.25	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-32	1.80	3.25	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-33	1.45	3.25	01	CRISTAL TEMPLADO / VAIVEN
M-34	1.21	3.25	01	CRISTAL TEMPLADO / FIJO
M-35	1.44	1.80	01	CRISTAL TEMPLADO / MOVIL
M-36	2.00	3.08	02	CRISTAL TEMPLADO / FIJO Y MO'

JUAN RAUL GUILLEN GUEVARA
ARQUITECTO
CAP.N° 2911

REGION: UCAYALI	DEPARTAMENTO: UCAYALI
PROVINCIA: CRNL. PORTILLO	DISTRITO: CALLERIA

PROYECTO:
LOCAL COMERCIAL Y HOSPEDAJE - AMPLIACION

CUENTE:
INVERSIONES TURISTICAS LAS PALMERAS S.A.C.

ESPECIALIDAD
ARQUITECTURA

PLANOS:
PLANTA 5° Y 6° PISO

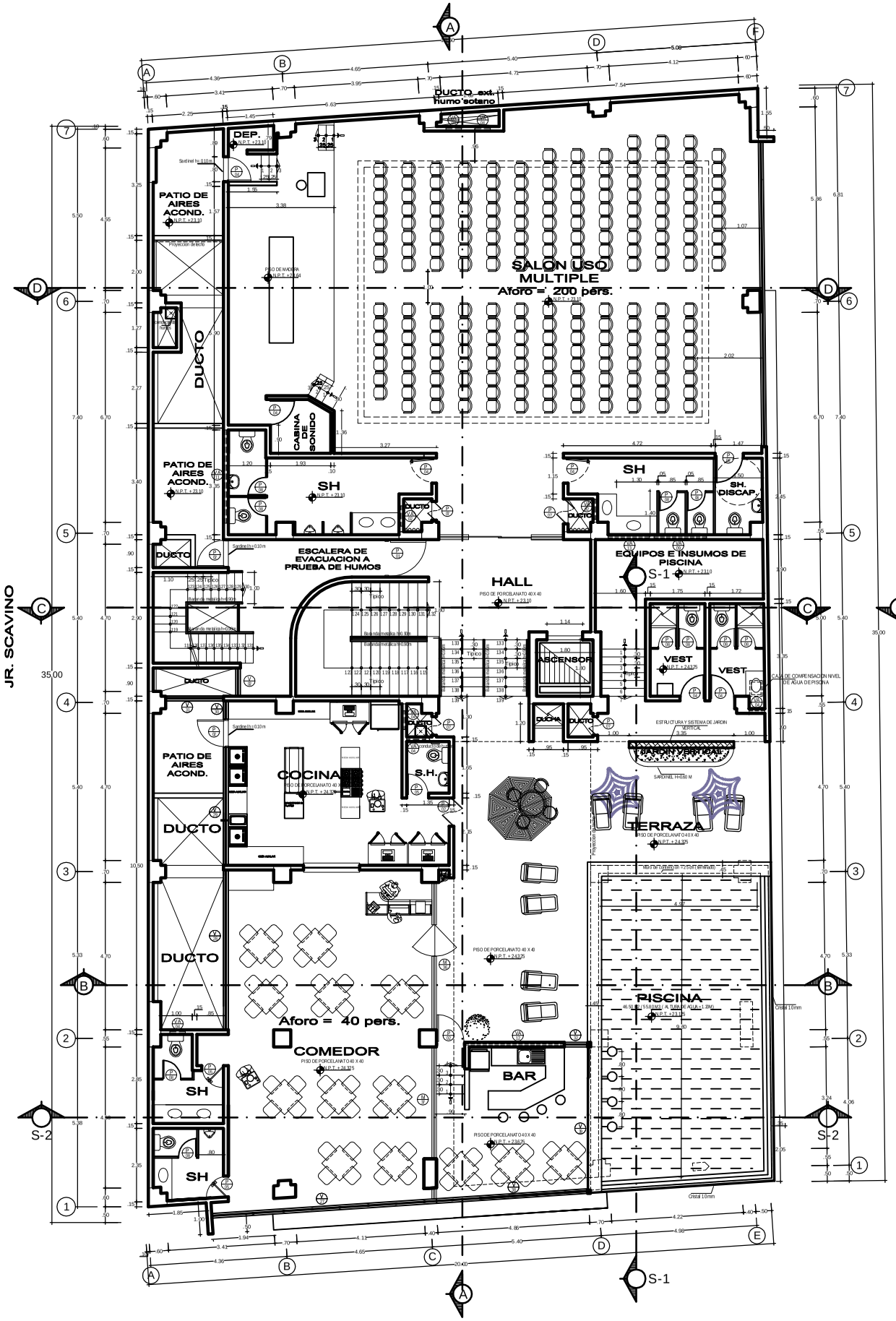
FIRMAS

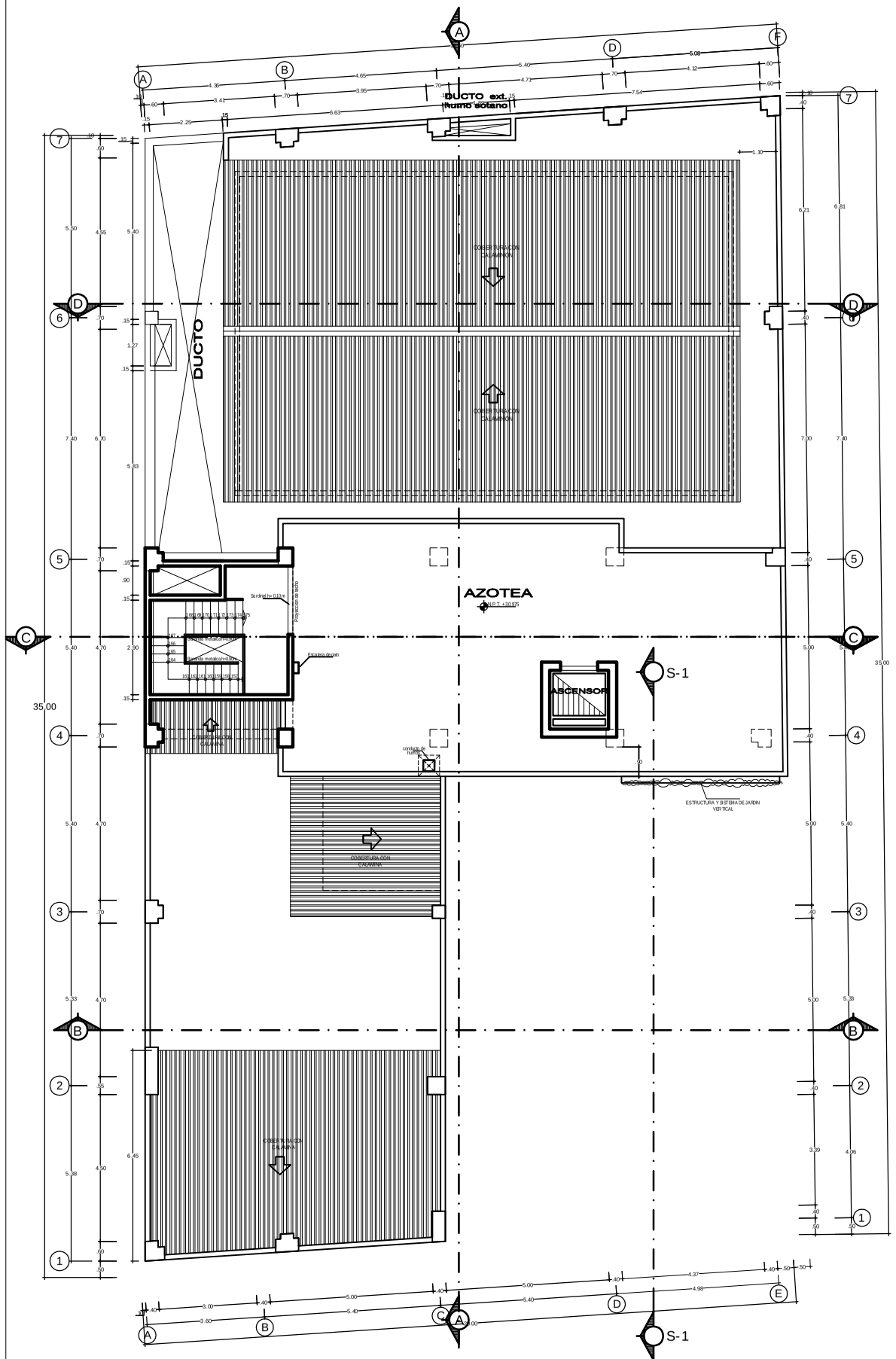
FASES: ☐ ANTEPROY. ■ PROYECTO

DIBUJO CAD:

ESCALA:	FECHA:	CODIGO DE LAMINA:
ESCALA 1:75	MAYO 2018	A-04

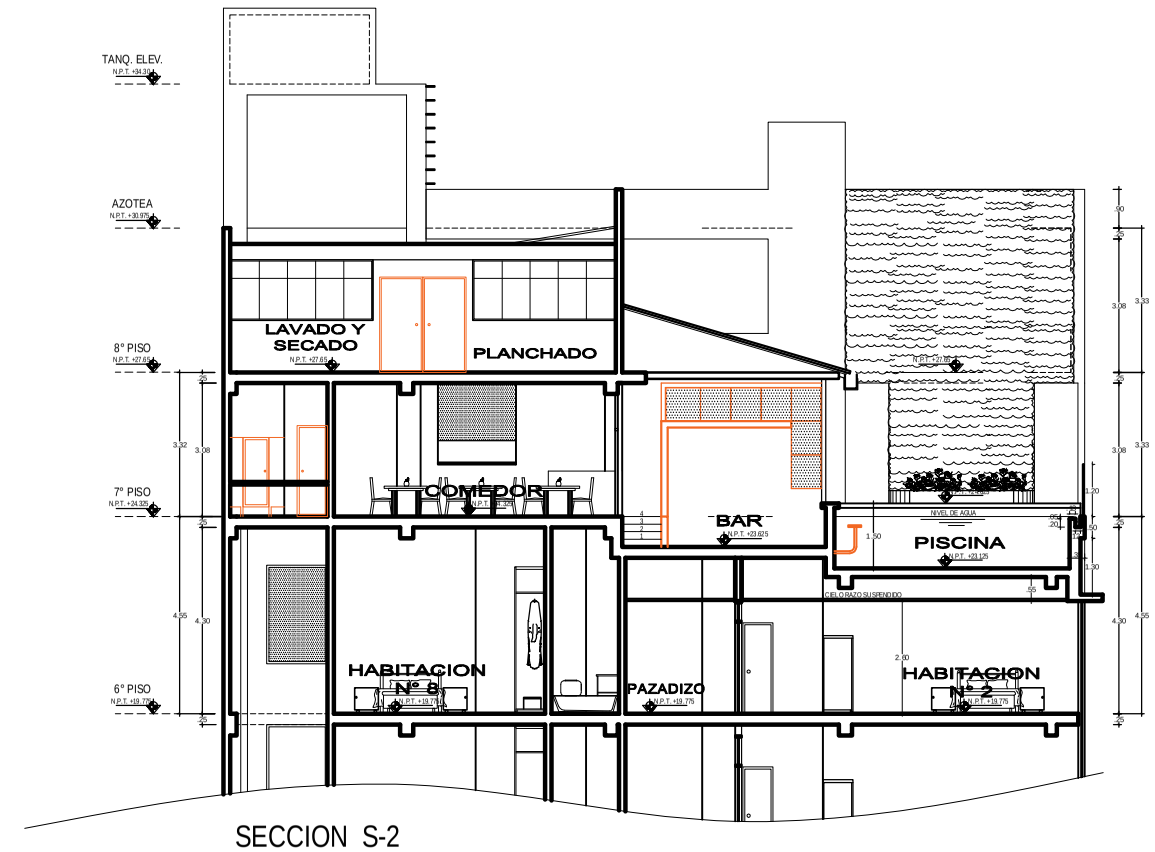
N° CORRELATIVO LAMINAS
LAMINA 04 DE 09


DUCTO ext. humo sotano
DEP.
PATIO DE AIRES ACOND.
SALON USO MULTIPLE
Aforo = 200 pers.
DUCTO
CABINA DE SONIDO
SH
SH. DISCAP.
ESCALERA DE EVACUACION A PRUEBA DE HUMOS
HALL
EQUIPOS E INSUMOS DE PISCINA
S-1
ABSCENSOR
VEST
VEST.
CAJA DE COMPENSACION NIVEL DE AGUA DE PISCINA
ESTRUCTURA Y SISTEMA DE JARDIN VERTICAL
JARDIN VERTICAL
TERRAZA
COCINA
S.H.
PISO DE PORCELANATO 40 X 40
PISO DE PORCELANATO 0.60 X 0.60
PISO DE MADERA
Sardinel h=0.10 m
Sardinel h=0.15 m
Rejilla metalica
Rejilla de concreto
Rejilla de fierro
Rejilla de aluminio
Rejilla de fierro galvanizado
Rejilla de fierro fundido
Rejilla de fierro fundido galvanizado
Rejilla de fierro fundido galvanizado
Rejilla de fierro fundido galvanizado



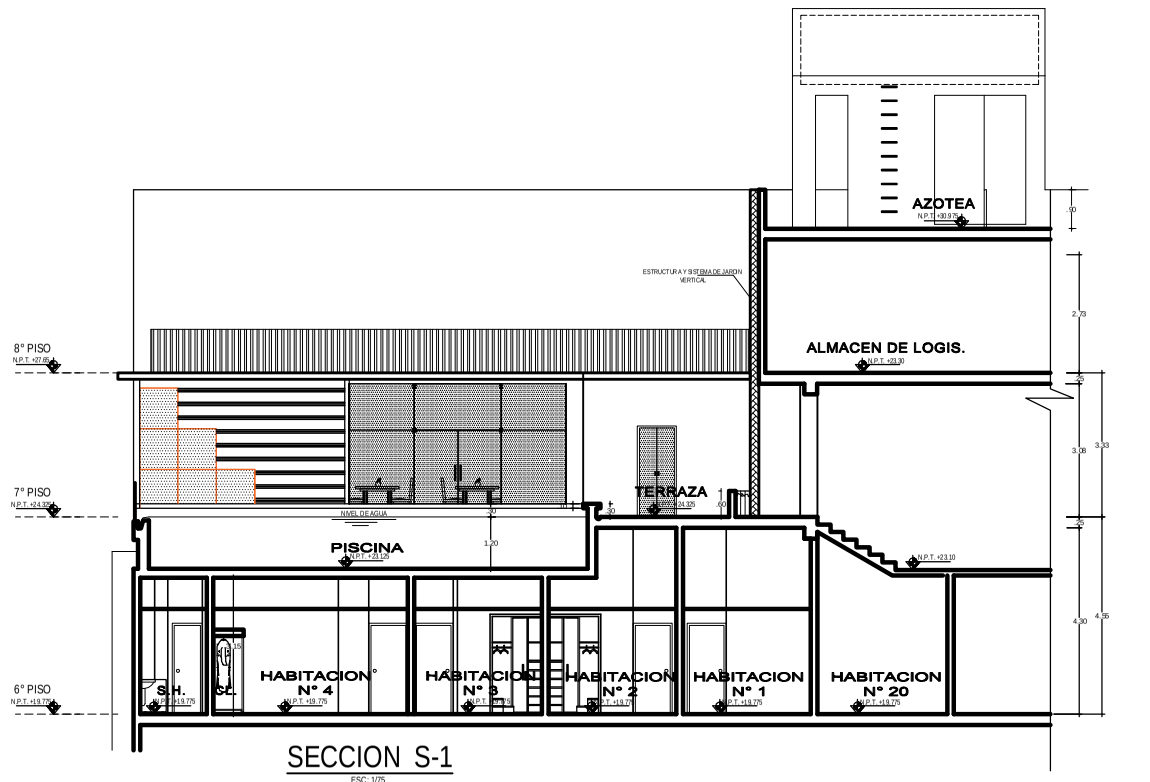
AZOTEA

ESC. 1 / 75



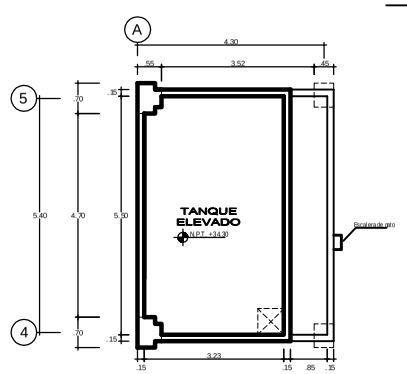
SECCION S-2

ESC: 1/75



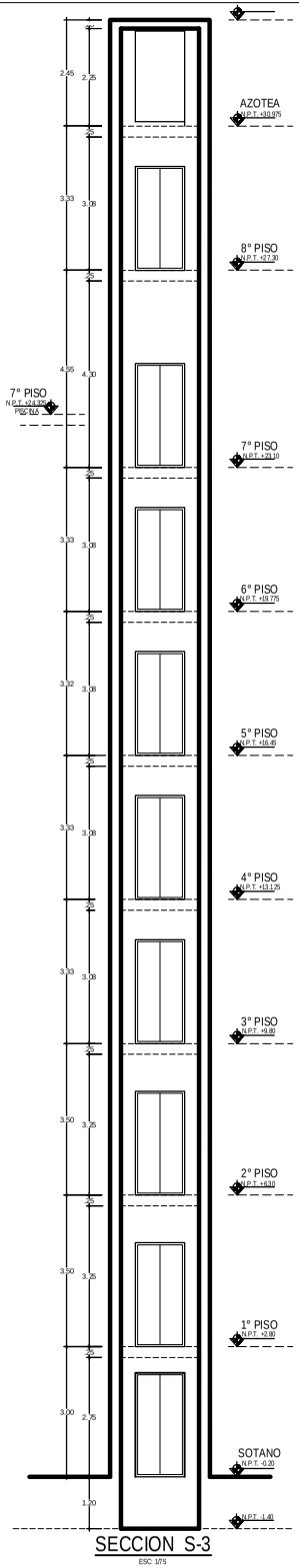
SECCION S-1

ESC: 1/75



TANQUE ELEVADO

ESC. 1 / 75



SECCION S-3

ESC: 1/75

JUAN RAUL GUILLEN GUEVARA
ARQUITECTO
C.A.P.N° 2911

REGION: UCAYALI	DEPARTAMENTO: UCAYALI
PROVINCIA: CRNL. PORTILLO	DISTRITO: CALLERIA

PROYECTO:
LOCAL COMERCIAL Y HOSPEDAJE - AMPLIACION

CLIENTE:
INVERSIONES TURISTICAS LAS PALMERAS S.A.C.

ESPECIALIDAD:
ARQUITECTURA

PLANOS:
PLANTA AZOTEA , T.E. Y SECIONES

FIRMAS:

FASES: ☐ ANTEPROY. ■ PROYECTO	DIBUJO:C.A.D.
ESCALA: ESCALA 1:75	FECHA: MAYO 2018
N° CORRELATIVO LAMINAS: LAMINA 06 DE 09	CODIGO DE LAMINA: A-06

ANEXOS E : TABLAS DE PRUEBAS ESTADÍSTICA

ANEXO EA

NUMERO	Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P-CONV	V-CONV	M-CONV	P-ASCE	V-ASCE	M-ASCE	P-GAZ	V-GAZ	M-GAZ	P-KAUS	V-KAUS	M-KAUS	P-NRUSA	V-NRUSA	M-NRUSA	P-BARK	V-BARK	M-BARK	P-SARG	V-SARG	M-SARG
1	AZOTEA	C27	733	CQC-XX Max	0	0.8582	5.3456	6.516	0.7586	4.8595	5.9389	0.905	4.8368	6.0073	0.6131	4.2535	5.1739	0.8056	5.0142	6.1247	0.828	5.1782	6.3173	0.4126	2.967	3.6607
2	PISO 1	C20	573	CQC-XX Max	0	2.2583	4.7433	6.6926	1.9543	4.4294	6.0914	2.0912	3.869	5.1484	1.8006	3.8688	5.2595	2.0246	4.5772	6.3101	2.0988	4.7464	6.5561	1.533	2.0937	2.5535
3	ZOTANO	C38	124	CQC-XX Max	0	4.05	1.4494	2.0696	3.6977	1.3571	1.9151	3.1104	1.2746	1.7161	3.1918	1.216	1.6903	3.8305	1.3941	1.9749	3.9808	1.4362	2.0434	1.5362	0.7642	0.9578
4	ZOTANO	C32	1318	CQC-XX Max	0	10.59	2.546	7.8509	9.4133	2.4798	7.3523	7.9882	2.4192	6.6539	8.0898	2.2379	6.469	9.7601	2.5202	7.5398	10.15	2.5759	7.7718	3.9959	1.5114	3.5948
5	PISO 8	C24	662	CQC-XX Max	0	6.751	11.0095	6.7252	6.1615	9.8885	6.0944	6.0436	9.1174	5.8352	5.4724	8.6974	5.3798	6.3534	10.2437	6.2928	6.5661	10.64	6.5148	3.8516	5.5051	3.6237
6	PISO 1	C14	417	CQC-XX Max	0	41.5917	3.7502	6.5193	36.8722	3.483	5.8483	30.3332	3.0921	4.9233	31.6979	3.0598	5.0485	38.3443	3.6056	6.077	39.9812	3.7409	6.3275	15.27	1.7624	2.4872
7	ZOTANO	C14	406	CQC-XX Max	0	41.5917	3.7606	11.3886	36.8722	3.5191	10.3827	30.3332	3.2264	9.0395	31.6979	3.1404	9.0825	38.3443	3.6315	10.7594	39.9812	3.7579	11.1759	15.27	1.9551	4.964
8	PISO 3	C20	571	CQC-XX Max	0	3.7592	4.9966	8.7505	3.2981	4.4084	7.684	2.9469	3.514	6.1445	2.8445	3.7409	6.5236	3.4311	4.5946	8.0186	3.5786	4.7982	8.3846	1.5069	1.5546	2.8292
9	PISO 4	C18	534	CQC-XX Max	0	3.8258	4.7986	7.3543	3.4191	4.2306	6.4816	3.1867	3.4188	5.5278	2.9894	3.5963	5.5664	3.5413	4.404	6.7431	3.6727	4.5973	7.0375	1.9076	1.6009	2.9216
10	PISO 3	C8	211	CQC-XX Max	0	28.5373	3.2535	6.2569	25.2934	2.8263	5.4138	23.174	2.2839	4.5433	21.9045	2.3851	4.6098	26.3166	2.9582	5.6651	27.4424	3.0984	5.9365	12.3037	0.9925	2.2188
11	PISO 5	C11	281	CQC-XX Max	0	9.2636	2.7143	3.8075	8.113	2.3509	3.4781	7.2404	2.0631	3.5447	7.028	2.0145	3.1158	8.4684	2.4623	3.5763	8.8538	2.5822	3.6812	3.9155	1.0147	2.4116
12	PISO 8	C15	422	CQC-XX Max	0	5.2323	0.6824	2.6611	4.6957	0.6056	2.3476	4.789	0.5877	2.0219	4.1391	0.5279	1.9319	4.8599	0.6276	2.4551	5.0185	0.6523	2.5595	2.9334	0.3375	0.94
13	PISO 1	C12	309	CQC-XX Max	0	27.8359	3.6306	9.1129	25.0028	3.45	8.253	20.4315	3.1234	6.9861	21.4699	3.0518	7.1412	25.9044	3.5533	8.5467	26.9473	3.6738	8.8781	10.2477	1.8084	3.5217
14	ZOTANO	C31	826	CQC-XX Max	0	2.9636	4.9173	18.7552	2.6193	4.4608	16.6766	2.1254	4.2808	14.8889	2.2304	3.9668	14.4673	2.7291	4.6383	17.4305	2.8523	4.8213	18.2084	0.9533	2.5583	7.9947
15	PISO 5	C10	257	CQC-XX Max	0	11.6511	2.8031	3.9684	10.4444	2.4621	3.5805	9.5391	2.1007	3.4417	9.1106	2.1129	3.2105	10.8243	2.5663	3.6927	11.2625	2.6813	3.8218	5.4592	1.0717	2.3636
16	PISO 7	C13	375	CQC-XX Max	0	7.895	1.3999	1.6679	7.0797	1.231	1.5531	6.7276	1.1576	1.6208	6.225	1.0353	1.3786	7.3273	1.2836	1.5884	7.597	1.3383	1.6225	4.1162	0.569	1.1537
17	PISO 1	C45	130	CQC-XX Max	0	1.497	1.4169	0.6058	1.3653	1.2522	0.4128	1.1626	1.0613	0.3286	1.1765	1.048	0.2747	1.4125	1.3151	0.4962	1.4659	1.3841	0.5758	0.5556	0.4571	0.2129
18	ZOTANO	C7	178	CQC-XX Max	0	31.4986	3.9089	16.0764	27.0805	3.5617	14.2983	21.8911	3.4667	12.7883	22.9488	3.1853	12.411	28.5031	3.6983	14.9424	30.0027	3.8398	15.6077	9.9112	2.1164	6.8907
19	PISO 1	C24	669	CQC-XX Max	0	31.3012	5.3517	6.8908	27.7652	5.0672	6.3224	22.4898	4.3962	5.3026	23.7893	4.418	5.4496	28.9681	5.2537	6.5726	30.2811	5.4609	6.8459	10.9638	2.3891	2.6502
20	ZOTANO	C10	250	CQC-XX Max	0	25.8541	3.021	13.243	23.3146	2.8953	12.2261	19.4816	2.7583	10.7494	20.0428	2.617	10.724	24.139	2.967	12.6216	25.0979	3.0536	13.0759	9.6906	1.7403	5.8641
21	PISO 3	C28	763	CQC-XX Max	0	16.9898	4.5347	7.9122	15.2046	3.9481	6.8694	13.1959	3.1397	5.5654	12.9515	3.3346	5.8248	15.7396	4.1338	7.194	16.371	4.3319	7.543	6.5863	1.3749	2.5623
22	PISO 2	C26	716	CQC-XX Max	0	10.0135	5.0116	10.2303	8.933	4.4027	8.897	9.5541	3.6426	7.1614	7.6463	3.7375	7.5034	9.2762	4.6028	9.3187	9.578	4.8149	9.7661	5.0882	1.6828	3.1272
23	PISO 8	C10	254	CQC-XX Max	0	4.6053	0.7932	2.6062	4.1536	0.68	2.2884	4.0752	0.7296	1.9457	3.6587	0.496	1.8782	4.292	0.7254	2.3947	4.4527	0.7547	2.5016	2.4466	0.2787	0.8474
24	PISO 6	C16	484	CQC-XX Max	0	2.2859	5.2079	6.6308	1.9573	4.6305	5.9778	2.1749	4.127	5.8243	1.5917	4.0338	5.3054	2.0901	4.7992	6.1591	2.1707	4.9938	6.3763	0.9969	2.3579	3.7851
25	PISO 7	C27	735	CQC-XX Max	0	1.7495	3.2733	4.3294	1.5542	2.9021	3.9178	1.8615	2.6761	3.8053	1.2988	2.5283	3.4691	1.6465	3.0199	4.0472	1.6879	3.1486	4.1894	0.9237	1.5063	2.4242
26	PISO 3	C33	1375	CQC-XX Max	0	17.7487	6.1952	11.4243	15.9698	5.5206	10.0939	13.3588	4.4777	8.2542	13.6999	4.6876	8.5501	16.4881	5.7265	10.4978	17.1221	5.9609	10.9533	7.0487	1.9494	3.7901
27	PISO 3	C23	643	CQC-XX Max	0	6.6334	4.8652	8.3956	5.9246	4.2712	7.3482	6.0561	3.3932	5.9573	5.0378	3.6175	6.243	6.096	4.4631	7.6828	6.2785	4.6698	8.0451	3.548	1.5054	2.7926
28	PISO 5	C27	737	CQC-XX Max	0	1.768	4.6795	6.5348	1.5902	4.0939	5.7973	1.9088	3.4824	5.2833	1.3599	3.5148	5.0818	1.6723	4.2792	6.026	1.7104	4.4807	6.2791	1.03	1.7547	3.113
29	PISO 8	C17	506	CQC-XX Max	0	0.3829	0.8768	3.6698	0.3519	0.7778	3.2339	0.3967	0.7622	2.833	0.3093	0.6316	2.7125	0.3614	0.8118	3.3777	0.3729	0.8437	3.524	0.2016	0.3974	1.394
30	PISO 7	C30	807	CQC-XX Max	0	0.7943	4.8549	5.0842	0.7076	4.3324	4.6276	0.6642	4.1167	4.6767	0.6188	3.8037	4.0821	0.7351	4.4936	4.7693	0.7649	4.6676	4.9178	0.3891	2.4794	3.0173
31	TECHO INF TANQ	C26	708	CQC-XX Max	0	7.7452	3.5462	4.0594	7.1026	3.2758	3.7191	7.669	3.4118	3.5023	6.0207	2.6754	2.6769	7.337	3.3759	3.8641	7.531	3.4587	3.9658	4.4329	2.039	1.953
32	PISO 2	C27	740	CQC-XX Max	0	2.4371	4.4893	9.4068	2.1455	3.9302	8.1393	2.325	3.2443	6.5232	1.8436	3.3362	6.8625	2.2511	4.1091	8.5262	2.3383	4.2986	8.9368	1.0591	1.4961	2.8484
33	PISO 5	C15	425	CQC-XX Max	0	12.296	2.9755	4.2425	10.8026	2.6273	3.7722	10.143	2.2155	3.4837	9.4478	2.248	3.307	11.2506	2.7305	3.907	11.6966	2.8476	4.0629	5.8965	1.1204	2.1255
34	PISO 5	C3	53	CQC-XX Max	0	11.3949	3.2307	4.3864	10.0059	2.7776	3.9278	8.9415	2.4859	4.0154	8.6884	2.3686	3.4644	10.3995	2.9183	4.0698	10.8475	3.0674	4.2156	4.9385	1.1565	2.4462
35	PISO 2	C14	416	CQC-XX Max	0	35.839	3.5246	7.862	31.7973	3.1102	6.8829	26.8471	2.5926	5.5538	27.4814	2.6684	5.8459	33.0411	3.2384	7.1858	34.4251	3.3765	7.5113	14.3173	1.2647	2.479
36	PISO 1	C26	717	CQC-XX Max	0	10.3184	3.7602	8.0237	9.1422	3.4463	7.172	9.6413	3.1511	6.087	7.8102	3.0462	6.1862	9.5067	3.5732	7.4758	9.8344	3.71	7.8003	4.9714	1.8363	3.1129
37	PISO 5	C17	509	CQC-XX Max	0	0.2599	4.5277	6.5501	0.2103	3.9964	5.8144	0.2146	3.3648	5.1924	0.1486	3.4258	5.0709	0.2321	4.1565	6.0309	0.2459	4.3368	6.2789	0.0936	1.71	3.0345
38	PISO 1	C16	489	CQC-XX Max	0	3.9924	4.84	11.768	3.6812	4.588	10.8108	3.511	4.2929	9.337	3.1029	4.0623	9.377	3.8237	4.6951	11.1353	3.854	4.8287	11.522	1.4603	2.4246	4.6179
39	PISO 7	C20	567	CQC-XX Max	0	0.7511	2.0877	4.0169	0.6784	1.8578	3.6363	0.7287	1.7016	3.5483	0.5781	1.6275	3.2394	0.6978	1.928	3.7475	0.7186	2.0056	3.8755	0.4011	1.0214	2.3038
40	PISO 3	C13	379	CQC-XX Max	0	22.2646	2.7666	5.3236	19.3485	2.4103	4.6263	16.6264	1.94	3.9579	16.6267	2.0344	3.9634	20.2476	2.5208	4.8363	21.2353	2.6391	5.0642	8.6784	0.842	1.9996
41	ZOTANO	C25	682	CQC-XX Max	0	222.5426	16.5115	17.4123	194.2491	15.9185	16.4074	161.0389	14.6041	14.5419	166.7014	14.1852	14.4288	202.8487	16.4189	16.9788	211.7219	16.9813	17.612	78.5999	8.9012	8.2659
42	PISO 3	C30	811	CQC-XX Max	0	4.8642	5.6374	10.0397	4.2464	4.8487	8.6225	3.6228	3.8568	7.128	3.6423	4.0757	7.2953	4.438	5.0944	9.0515	4.6505	5.3526	9.5089	1.8228	1.659	3.2172
43	PISO 2	C9	236	CQC-XX Max	0	33.409	3.8632	9.7846	29.7097	3.4047	8.5136	27.3673	2.8622	6.8666	25.7669	2.918	7.2148	30.9071	3.5405	8.8859	32.1955	3.688	9.2873	14.572	1.3845	3.0265
44	PISO 2	C28	764	CQC-XX Max	0	20.431	4.3658	9.2346	18.3093	3.8228	7.999	15.5074	3.1615	6.4125	15.6409	3.2477	6.7467	18.953	3.995	8.3772	19.71	4.178	8.7794	7.5376	1.4647	2.8021
45	PISO 2	C25	692	CQC-XX Max	0	92.3679	4.4648	9.634	80.2484	4.0319	8.5499	66.265	3.6924	7.3074	68.2995	3.5656	7.3871	83.9759	4.1577	8.8735	88.0014	4.2997	9.229	31.7146	2.2092	3.7593
46	ZOTANO	C33	1366	CQC-XX Max	0	23.7925	4.4852	17.1628	21.5152	4.4134	16.1468	17.4329	4.2468	14.482	18.4293	3.9591	14.1671	22.1974	4.4941	16.5679	23.0393	4.6049	17.0911	8.5458	2.5559	7.6733
47	PISO 4	C7	186	CQC-XX Max	0	17.1311	3.4177	5.0833	14.9098	2.9492	4.4991	13.2978	2.4219	4.3439	12.8424	2.4887	3.9628	15.6073	3.0991	4.6798	16.3461	3.2578	4.8768	6.77	1.0835	2.614
48	PISO 4	C31	834	CQC-XX Max	0	1.306	5.4332	8.0008	1.1525	4.6878	7.0046	1.0957	3.8274	6.3823	1.0095	3.9609	6.0797	1.2	4.9251	7.3147	1.2496	5.1769	7.6508	0.6285	1.7172	3.4948
49	PISO 3	C10	259	CQC-XX Max	0	19.7189	3.0754	6.0779	17.6949	2.7133	5.3217	15.3734	2.1914	4.4249	15.2615	2.2986	4.5279	18.3397	2.8285	5.5577	19.0855	2.9541	5.8156	8.0449	0.9547	2.1907
50	PISO 4	C12	306	CQC-XX Max	0	17.5191	2.9068	4.5925	15.6924	2.544	4.0628	13.5976	2.0556	3.7649	13.6051	2.1554	3.5654	16.2532	2.6553	4.217	16.9021	2.7768	4.3926	7.6329	0.949	2.3217
51	PISO 5	C36	465	CQC-XX Max	0	10.8824	1.8868	2.9855	9.6248	1.7377	2.7445	8.8366	1.481	2.3091	8.4677	1.4671	2.3072	9.9826	1.7769	2.8081	10.3976	1.8384	2.9076	5.3673	0.7245	1.1089
52	PISO 3	C25	691	CQC-XX Max	0	46.3633	3.3433	6.2131	42.5847	2.946	5.4018	44.7062	2.5636	4.4112	39.8686	2.4853	4.5301	43.5456	3.0682	5.6486	44.7591	3.1973	5.9107	34.6892	1.1784	1.8905
53	PISO 7	C26	711	CQC-XX Max	0	9.8309	3.5275	4.7115	8.9873	3.1196	4.2408	10.008	2.8765	4.0764	7.5798	2.7113	3.7466	9.3157	3.2475	4.3869	9.5484	3.3863	4.5461	5.5322	1.6023	2.569
54	PISO 3	C4	67	CQC-XX Max	0	4.7132	7.032	12.3861	3.9943	5.9845	10.5401	4.0095	4.7773	8.7869	3.1769	5.0053	8.8793	4.2944	6.3072	11.0919	4.4968	6.6441	11.6762	1.2693	2.022	3.8156
55	PISO 8	C41	95	CQC-XX Max	0	0.662	6.3534	2.2105	0.5854	5.6655	1.9086	0.5752	5.5554	1.6579	0.5062	4.9084	1.397	0.6064	5.8808	2.0453	0.6315	6.1033	2.1503	0.3205	3.231	0.757
56	PISO 3	C32	1327	CQC-XX Max	0	8.4012	4.8908	8.8415	7.4311	4.3541	7.8311	6.583	3.5071	6.187	6.3951	3.7065	6.6551	7.7187	4.5144	8.1305	8.0393	4.6974	8.4704	3.477	1.5537	2.8108
57	PISO 8	C26	710	CQC-XX Max	0	9.7138	3.2834	7.3973	8.8896	2.9747	6.7584	9.9551	2.9317	6.814	7.4682	2.6101	5.9041	9.218	3.0715	6.9615	9.4464	3.1754	7.1731	5.4393	1.7977	4.225
58	PISO 6	C3	52	CQC-XX Max	0	7.2677	3.2075	4.07	6.4002	2.8135	3.7069	5.8198	2.6286	3.7795	5.589	2.4365	3.2411	6.6457	2.9379	3.8283	6.927	3.0686	3.9432	3.3449	1.4218	2.4431
59	PISO 3	C2	43	CQC-XX Max	0	13.7391	3.1375	5.7216	12.0998	2.67	4.8704	10.2723	2.1406	4.1391	10.4186	2.2347	4.1144	12.5832	2.8109	5.1188	13.1153	2.9587	5.3824	5.2603	0.9047	1.8765
60	PISO 5	C22	617	CQC-XX Max	0	4.26	4.8872	6.9749	3.7912	4.2949	6.174	3.4704	3.6333	5.512	3.3321	3.6922	5.3956	3.927	4.4747	6.4121	4.0824	4.6742	6.6804	2.0852	1.8674	3.2219
61	PISO 5	C16	485	CQC-XX Max	0	2.341	5.4716	7.7496	1.9307	4.8378	6.8989	1.895	4.0866	6.3713	1.3892	4.1395	6.0438	2.1231	5.0257	7.1432	2.2099	5.2396	7.4268	0.7218	2.0684	3.8703
62	ZOTANO	C2	34	CQC-XX Max	0	18.9847	3.2851	12.8397	16.7561	2.9472	11.2868	13.5687	2.8859	10.2079	14.3381	2.6107	9.7429	17.4201	3.0731	11.8395	18.169	3.2005	12.3978	6.438	1.7023	5.4104
63	PISO 2	C30	812	CQC-XX Max	0	5.7804	5.193	11.5585	5.032	4.5075	9.9176	4.2017	3.7623	7.9388	4.2991	3.7963	8.3065	5.2659	4.7346	10.4282	5.5225	4.9684	10.9631	2.0327	1.7124	3.4354
64	ZOTANO	C30	802	CQC-XX Max	0	6.4384	4.9373	18.7723	5.5953	4.4914	16.7305	4.5985	4.3005	14.9246	4.7678	3.991	14.5107	5.8606	4.6706	17.4873	6.1486	4.8559	18.2688	2.1584	2.5633	8.0053
65	ZOTANO	C11	274	CQC-XX Max	0	23.0791	3.743	15.8497	19.9022	3.4087	14.075	16.0355	3.3431	12.6078	16.8932	3.0568	12.2229	20.9153	3.5377	14.7087	21.9905	3.6708	15.3623	7.3813	2.0583	6.8051
66	PISO 2	C6	116	CQC-XX Max	0	5.296	5.5252	12.6378	4.4109	4.7716	10.7921	3.7143	4.0402	8.6777	3.6157	3.9979	9.0017	4.6732	5.0289	11.3746	4.9895	5.2895	11.9824	1.5107	1.8409	3.727
67	PISO 1	C9	237	CQC-XX Max	0	37.8517	3.6543	9.2156	33.5238	3.4062	8.3074	29.8747	3.0788	7.0208	28.8883	3.0164	7.19	34.9398	3.5201	8.6291	36.4626	3.6477	8.9823	14.9326	1.8119	3.6048
68	PISO 6	C4	64	CQC-XX Max	0	1.496	5.8922	7.5413	1.2268	5.1619	6.8037	1.2839	4.7622	6.7863	0.8499	4.4707	5.9601	1.3603	5.3906	7.0408	1.4206	5.6333	7.279	0.4205	2.5659	4.2549
69	PISO 1	C27	741	CQC-XX Max	0	2.7635	3.4573	7.9865	2.4249	3.2148	7.2005	2.4889	2.9426	6.1026	2.0747	2.8422	6.2079	2.5458	3.3335	7.5065	2.6533	3.4613	7.8333	1.0428	1.7156	3.1095
70	PISO 7	C32	1323	CQC-XX Max	0	5.062	3.6464	4.7674	4.4944	3.2344	4.2528	4.3001	2.9234	4.0091	3.9126	2.8039	3.7252	4.6558	3.3593	4.4025	4.8435	3.4969	4.574	2.3746	1.6824	2.4252
71	PISO 3	C6	115	CQC-XX Max	0	4.3437	6.0963	10.9681	3.6753	5.1876	9.3365	3.151	4.1476	7.8858	2.9954	4.3411	7.8808	3.863	5.464	9.8169	4.1134	5.7532	10.3266	1.3134	1.754	3.5145
72	PISO 7	C17	507	CQC-XX Max	0	0.3829	2.0899	3.5865	0.3519	1.8563	3.2388	0.3967	1.6984	3.1843	0.3093	1.6144	2.8776	0.3614	1.9283	3.3368	0.3729	2.0065	3.4537	0.2016	1.004	2.0589
73	PISO 1	C8	213	CQC-XX Max	0	35.2188	3.4283	10.0689	31.0594	3.1602	8.9775	27.0955	2.9818	7.6235	26.6486	2.8269	7.7453	32.4069	3.2681	9.3574	33.8704	3.3849	9.7632	13.2899	1.8311	3.9048
74	PISO 5	C9	233	CQC-XX Max	0	23.3789	2.8325	3.9341	21.1214	2.4824	3.5567	21.2194	2.128	3.4584	18.5259	2.1325	3.1994	21.8516	2.5903	3.6658	22.6076	2.7086	3.7908	12.5155	1.0879	2.3768
75	PISO 1	C23	645	CQC-XX Max	0	8.0663	4.4215	7.1601	6.9667	4.1079	6.4645	6.6761	3.581	5.4496	5.875	3.5868	5.5857	7.2389	4.2585	6.7169	7.5214	4.4255	6.9934	3.3872	1.9696	2.7703
76	PISO 6	C17	508	CQC-XX Max	0	0.3188	4.5688	5.9651	0.2843	4.0553	5.3489	0.3326	3.566	5.0297	0.2427	3.5305	4.7311	0.2962	4.2075	5.5263	0.3081	4.3813	5.7338	0.1604	2.0336	3.144
77	ZOTANO	C29	778	CQC-XX Max	0	5.5151	5.2054	19.1281	4.8921	4.7206	17.0235	4.2707	4.4966	15.1771	4.2072	4.1867	14.7615	5.0686	4.9109	17.7941	5.2774	5.1076	18.5899	2.0688	2.6634	8.1363
78	PISO 6	C21	592	CQC-XX Max	0	1.4608	4.5414	5.9957	1.3285	4.0257	5.3796	1.343	3.5326	5.0228	1.1873	3.5066	4.7618	1.3623	4.1828	5.5632	1.406	4.3593	5.7733	0.8846	2.0113	3.1571
79	PISO 4	C25	690	CQC-XX Max	0	36.6746	2.6976	4.1707	36.1585	2.351	3.6376	37.7677	1.9466	3.1958	34.9812	1.9492	3.0938	36.2583	2.4595	3.7986	36.3515	2.5737	3.9735	34.8413	0.8263	1.6845
80	ZOTANO	C20	562	CQC-XX Max	0	2.2583	4.7649	12.8783	1.9543	4.5085	11.9303	2.0912	4.166	10.4699	1.8006	4.0345	10.4679	2.0246	4.6339	12.3174	2.0988	4.7837	12.7629	1.533	2.5031	5.7284
81	TECHO INF TANQ	C25	684	CQC-XX Max	0	1.1445	0.0517	0.155	1.0099	0.0475	0.1411	1.0507	0.0493	0.1465	0.8258	0.0411	0.1211	1.0572	0.0487	0.1451	1.1018	0.0501	0.1497	0.4466	0.0308	0.0871
82	PISO 2	C11	284	CQC-XX Max	0	20.3703	2.9137	7.598	17.5905	2.5294	6.5053	14.4903	2.1382	5.1939	14.9824	2.1199	5.4381	18.4659	2.6577	6.8405	19.401	2.7889	7.1929	6.8646	0.9678	2.3059
83	PISO 6	C23	640	CQC-XX Max	0	6.0439	4.5159	6.3704	5.5892	3.9892	5.6979	5.8572	3.5037	5.2562	4.6468	3.4649	5.0265	5.7154	4.1522	5.9027	5.8407	4.3327	6.1326	3.5661	1.942	3.2533
84	PISO 6	C31	832	CQC-XX Max	0	0.5907	4.6191	5.9597	0.5412	4.0586	5.3969	0.5575	3.6645	5.3209	0.4814	3.5278	4.7747	0.5542	4.2316	5.5709	0.5721	4.4195	5.7559	0.3703	2.0223	3.4443
85	PISO 2	C4	68	CQC-XX Max	0	5.8956	6.4945	14.1728	4.9417	5.6024	12.1002	4.6812	4.7391	9.7463	4.0392	4.7021	10.1009	5.2974	5.9056	12.7581	5.6034	6.2124	13.4412	1.5782	2.1751	4.172
86	PISO 1	C33	1377	CQC-XX Max	0	23.7925	4.4723	11.366	21.5152	4.3585	10.4687	17.4329	4.0938	9.0401	18.4293	3.8717	9.0834	22.1974	4.4532	10.78	23.0393	4.5774	11.1526	8.5458	2.3434	4.4748

ANEXO EB

NUMERO	Story	Column	Unique Name	ad Case/Com	P-CONV	V-CONV	M-CONV	P-ASCE	V-ASCE	M-ASCE	P-GAZ	V-GAZ	M-GAZ	P-KAUS	V-KAUS	M-KAUS	P-NRUSA	V-NRUSA	M-NRUSA	P-BARK	V-BARK	M-BARK	P-SARG	V-SARG	M-SARG
1	PISO 8	P3Y	CQC-YY Max	Bottom	16.7642	8.2083	23.9534	15.183	6.1071	20.7989	14.262	6.1072	17.8533	8.9586	4.4196	14.5217	15.807	7.4831	22.6226	16.2298	7.4409	22.8162	4.1903	3.1195	9.4054
2	PISO 6	P2Y	CQC-YY Max	Bottom	1.3907	9.8678	12.9471	1.3555	6.1597	11.8468	2.8327	7.1828	12.669	1.4736	5.1787	10.0779	1.3942	8.7041	12.3098	1.493	8.6944	12.4325	0.9426	3.8517	6.1956
3	PISO 5	P1Y	CQC-YY Max	Bottom	8.1264	18.3867	18.8736	5.4264	13.0745	14.6355	5.4899	15.2964	19.5973	4.5152	10.5998	14.6138	7.2614	15.8829	16.7217	7.1692	15.5026	16.6682	3.8766	9.1797	13.7108
4	PISO 2	P2Y	CQC-YY Max	Bottom	3.0524	23.4438	55.0217	3.4723	13.2557	31.7531	5.6062	13.6499	29.8686	2.8461	10.8793	25.4289	2.4329	20.287	49.8705	2.6375	20.0001	49.1899	2.3636	8.6825	21.0522
5	PISO 3	P4Y	CQC-YY Max	Bottom	23.3943	52.0244	92.0496	17.4232	30.3601	53.1379	21.7565	29.6331	52.2991	14.1052	24.0579	42.5167	22.0046	45.2143	79.3616	21.5707	44.4446	78.1508	10.2244	19.5908	35.3383
6	PISO 3	P2Y	CQC-YY Max	Bottom	2.7865	25.462	44.3822	3.0179	15.6353	28.6423	5.1738	14.7614	30.6437	2.6694	12.5041	23.7137	2.2168	24.0964	42.4898	2.3624	23.7304	41.862	2.1213	10.3289	19.249
7	PISO 5	P3Y	CQC-YY Max	Bottom	13.9088	7.9286	21.7853	12.6156	6.3188	19.0625	17.7196	5.6716	19.1627	11.1647	4.2759	16.4685	13.3533	7.1142	21.1282	13.5363	7.3184	20.8719	7.219	3.5772	13.7965
8	AZOTEA	P3Y	CQC-YY Max	Bottom	5.9389	6.6451	13.5462	5.2075	6.1175	12.3972	4.9425	5.3436	10.1114	3.0544	4.2809	8.3692	5.5472	6.3805	12.8757	5.6928	6.4899	13.1739	1.4875	2.7081	5.186
9	PISO 1	P1Y	CQC-YY Max	Bottom	23.3674	41.4623	114.7281	15.0925	21.7978	63.7288	14.8987	25.6518	72.5713	12.1705	18.2192	51.6133	20.6663	25.8117	75.9168	20.2124	24.8066	73.0964	10.1238	15.5194	42.3711

ANEXO EC

NUMERO	Story	Beam	Load Case/Combo	Unique Name	T-CONV	V-CONV	M-CONV	T-ASCE	V-ASCE	M-ASCE	T-GAZE	V-GAZE	M-GAZE	T-KAUS	V-KAUS	M-KAUS	T-NRUSA	V-NRUSA	M-NRUSA	T-BARKAN	V-BARKAN	M-BARKAN	T-SARG	V-SARG	M-SARG
1	PISO 6	B71	CQC-XX Max	1042	0.0359	0.0201	0.0148	0.0355	0.0178	0.0132	0.0246	0.0142	0.0105	0.0272	0.0156	0.0115	0.0351	0.0185	0.0137	0.0361	0.0192	0.0142	0.016	0.0091	0.0068
2	PISO 4	B67	CQC-XX Max	1132	0.0041	0.0032	0.0021	0.0034	0.0026	0.0017	0.0023	0.0018	0.0011	0.0025	0.002	0.0013	0.0035	0.0028	0.0018	0.0038	0.003	0.0019	0.0009	0.0007	0.0005
3	PISO 8	B114	CQC-XX Max	1283	0.125	0.7198	2.1766	0.1123	0.621	1.8813	0.0762	0.4682	1.4276	0.0797	0.4781	1.4568	0.1168	0.6655	2.0125	0.1212	0.6886	2.0822	0.0442	0.2864	0.8897
4	PISO 4	B44	CQC-XX Max	990	0.0143	3.5567	7.5984	0.0121	3.0708	6.5604	0.0083	2.3317	4.9815	0.0092	2.6102	5.5765	0.0125	3.2227	6.885	0.0134	3.3851	7.2319	0.0036	1.1713	2.5025
5	PISO 6	B82	CQC-XX Max	1051	0.0059	0.0803	0.1808	0.0053	0.0713	0.1606	0.0042	0.0566	0.1273	0.0046	0.0621	0.1399	0.0054	0.0739	0.1664	0.0056	0.0769	0.1731	0.0028	0.0364	0.082
6	PISO 8	B85	CQC-XX Max	346	0.0286	2.1153	4.9514	0.0256	1.8968	4.4401	0.0196	1.5456	3.618	0.0208	1.6707	3.9107	0.0267	1.9624	4.5937	0.0278	2.0371	4.7686	0.0124	1.0735	2.5127
7	PISO 7	B25	CQC-XX Max	1107	0.024	3.0185	5.4561	0.0213	2.6886	4.8602	0.0153	2.1782	3.9378	0.0158	2.3623	4.2704	0.0223	2.7881	5.0399	0.0232	2.8993	5.2409	0.0089	1.4713	2.6603
8	PISO 4	B11	CQC-XX Max	942	0.0128	3.9458	8.0027	0.0108	3.4117	6.9195	0.0075	2.5917	5.2563	0.0083	2.9008	5.8833	0.0112	3.5802	7.2613	0.0119	3.7604	7.6266	0.0035	1.3036	2.6439
9	PISO 3	B44	CQC-XX Max	991	0.0158	3.6703	7.8445	0.0121	3.1606	6.7551	0.0082	2.3691	5.0635	0.0095	2.6655	5.6969	0.013	3.3215	7.099	0.0143	3.4916	7.4625	0.0048	1.0944	2.3391
10	PISO 4	B68	CQC-XX Max	1133	0.0005	0.0032	0.0126	0.0005	0.0026	0.0104	0.0003	0.0018	0.007	0.0003	0.002	0.0079	0.0005	0.0028	0.0109	0.0005	0.003	0.0118	0.0002	0.0007	0.0029
11	PISO 2	B45	CQC-XX Max	674	0.0923	0.6864	1.3414	0.0757	0.5017	0.9797	0.0572	0.3469	0.6781	0.0627	0.3908	0.764	0.08	0.5492	1.0725	0.0852	0.5965	1.1644	0.0385	0.1694	0.3301
12	PISO 2	B78	CQC-XX Max	825	0.1807	0.5874	0.5891	0.1628	0.5403	0.5411	0.1244	0.4145	0.415	0.1392	0.4638	0.4643	0.1682	0.5544	0.5554	0.1746	0.5733	0.5744	0.0601	0.2051	0.2051
13	PISO 5	B72	CQC-XX Max	1072	0.0528	0.0057	0.0102	0.044	0.0052	0.0091	0.0326	0.0039	0.0069	0.036	0.0044	0.0078	0.0461	0.0053	0.0094	0.0489	0.0055	0.0098	0.0164	0.002	0.0038
14	PISO 8	B32	CQC-XX Max	1190	0.0379	2.3392	4.9371	0.034	2.105	4.4428	0.0267	1.7262	3.6438	0.0287	1.8574	3.9203	0.0354	2.1751	4.5907	0.0369	2.2551	4.7595	0.0168	1.2278	2.593
15	PISO 6	B14	CQC-XX Max	368	0.136	0.4673	1.5929	0.1198	0.4512	1.5369	0.0813	0.2396	0.8195	0.0834	0.2488	0.8517	0.1255	0.4384	1.4952	0.1312	0.4622	1.5758	0.036	0.0937	0.3199
16	PISO 3	B60	CQC-XX Max	607	0.4252	1.0641	1.1644	0.3792	0.9506	1.098	0.2877	0.6831	0.8029	0.3229	0.767	0.9046	0.3936	0.9427	1.0782	0.4099	0.9887	1.1135	0.1384	0.4956	0.5523
17	PISO 5	B61	CQC-XX Max	773	0.0669	6.4098	8.2811	0.0581	5.6762	7.334	0.0452	4.3957	5.6792	0.0501	4.887	6.3141	0.0608	5.8918	7.6123	0.0637	6.1385	7.9308	0.0259	2.5387	3.2806
18	PISO 6	B50	CQC-XX Max	1024	0.0279	2.1682	5.2649	0.0238	1.9169	4.655	0.0185	1.5262	3.706	0.0201	1.6692	4.0533	0.0251	1.996	4.847	0.0263	2.0831	5.0585	0.0106	0.9614	2.3346
19	PISO 7	B62	CQC-XX Max	1037	0.2328	0.0976	0.0566	0.2081	0.0872	0.0467	0.1664	0.0698	0.0373	0.1818	0.0762	0.0408	0.2151	0.0901	0.0512	0.2234	0.0936	0.0546	0.113	0.0474	0.0253
20	PISO 3	B5	CQC-XX Max	871	0.0169	4.3859	8.7002	0.0129	3.7524	7.4436	0.0088	2.8002	5.5546	0.0102	3.1559	6.2601	0.0139	3.953	7.8415	0.0152	4.1637	8.2594	0.0051	1.2854	2.5497
21	PISO 1	B154	CQC-XX Max	4	0.1055	0.3682	0.8733	0.0884	0.3341	0.7897	0.0657	0.2116	0.495	0.0705	0.237	0.5541	0.0966	0.3455	0.8173	0.1034	0.3699	0.8759	0.0452	0.1247	0.292
22	PISO 1	B2	CQC-XX Max	696	0.1916	1.0724	2.8208	0.1506	0.9038	2.3772	0.1071	0.5995	1.5716	0.1165	0.6595	1.7282	0.1668	0.9733	2.5605	0.1801	1.0511	2.7657	0.0661	0.3643	0.9542
23	PISO 5	B22	CQC-XX Max	446	0.0771	0.4565	1.1115	0.0698	0.4039	0.9798	0.046	0.2777	0.6757	0.0483	0.2854	0.6952	0.0715	0.4332	1.0527	0.0745	0.4418	1.0744	0.0159	0.1049	0.2618
24	PISO 6	B28	CQC-XX Max	390	0.0669	1.8122	3.6737	0.0597	1.5656	3.1758	0.0355	1.1169	2.2634	0.0369	1.1948	2.4203	0.0622	1.6078	3.2608	0.065	1.6952	3.4376	0.0135	0.6083	1.2331
25	PISO 2	B50	CQC-XX Max	1028	0.0344	2.4346	5.9126	0.0283	2.1303	5.1737	0.0206	1.6114	3.9137	0.0234	1.8046	4.3829	0.0302	2.2304	5.417	0.0321	2.3367	5.6751	0.0096	0.7607	1.8475
26	PISO 4	B19	CQC-XX Max	491	0.2104	0.6657	1.6092	0.1759	0.5983	1.4449	0.1295	0.4673	1.1283	0.1458	0.5148	1.2432	0.187	0.6167	1.49	0.1987	0.6405	1.5478	0.0593	0.2685	0.6478
27	PISO 5	B92	CQC-XX Max	1095	0.0028	0.0496	0.0196	0.0025	0.0439	0.0174	0.0019	0.034	0.0134	0.0021	0.0378	0.015	0.0026	0.0456	0.0181	0.0027	0.0475	0.0188	0.0011	0.0193	0.0076
28	PISO 5	B1	CQC-XX Max	431	0.1222	1.2565	3.0591	0.1092	1.0949	2.6672	0.0727	0.7586	1.8438	0.0762	0.7815	1.8986	0.1127	1.1705	2.8509	0.1177	1.2089	2.9432	0.0243	0.2597	0.6296
29	PISO 2	B82	CQC-XX Max	841	0.0069	0.091	0.2082	0.0063	0.0811	0.186	0.0048	0.062	0.1421	0.0054	0.0693	0.1589	0.0065	0.0841	0.1927	0.0067	0.0875	0.2002	0.0023	0.0298	0.0684
30	PISO 5	B20	CQC-XX Max	444	0.3415	4.1185	6.5439	0.3096	3.6715	5.8389	0.2428	2.8389	4.5102	0.2682	3.1588	5.0203	0.3194	3.7999	6.0402	0.3315	3.9482	6.2743	0.1565	1.6426	2.6021
31	PISO 4	B74	CQC-XX Max	1139	0.0006	0.008	0.0227	0.0006	0.0064	0.0182	0.0004	0.0045	0.0127	0.0005	0.005	0.0141	0.0006	0.0067	0.0191	0.0006	0.0073	0.0207	0.0002	0.0019	0.0054
32	PISO 4	B17	CQC-XX Max	1014	0.0103	3.6548	7.5085	0.0096	3.1905	6.5544	0.0067	2.4364	5.0052	0.0073	2.7222	5.5923	0.0096	3.3389	6.8594	0.0099	3.4993	7.1889	0.0037	1.2485	2.5643
33	PISO 3	B49	CQC-XX Max	604	0.0178	3.3977	7.0212	0.0138	3.0177	6.2358	0.0094	2.2876	4.7272	0.0109	2.5681	5.3067	0.0149	3.1323	6.4726	0.0163	3.2624	6.7415	0.0052	1.0931	2.2586
34	PISO 2	B175	CQC-XX Max	31	0.1268	0.6176	1.7239	0.0957	0.4834	1.3497	0.0676	0.3153	0.8826	0.074	0.3475	0.9729	0.1069	0.5226	1.4586	0.1161	0.5704	1.5919	0.0444	0.2222	0.6215
35	PISO 1	B18	CQC-XX Max	718	0.2189	0.6057	1.4309	0.1877	0.5036	1.1855	0.1416	0.335	0.7895	0.1564	0.3683	0.8689	0.2006	0.5409	1.2746	0.2127	0.5864	1.3826	0.0844	0.2222	0.5256
36	TECHO INF TANQ	B18	CQC-XX Max	154	1.5257	1.9468	2.7349	1.3959	1.7408	2.4386	1.1509	1.245	1.7558	1.1899	1.3097	1.8445	1.4401	1.8387	2.5781	1.4806	1.8913	2.6539	0.8828	0.6986	0.9893
37	PISO 1	B43	CQC-XX Max	921	0.0175	2.8795	6.1661	0.0136	2.4994	5.3519	0.0095	1.9094	4.0887	0.0102	2.1226	4.5451	0.0152	2.63	5.6317	0.0165	2.7627	5.9158	0.0061	1.0293	2.2042
38	PISO 3	B3	CQC-XX Max	541	0.1743	0.167	0.4593	0.1356	0.1697	0.4652	0.0931	0.152	0.421	0.1079	0.166	0.4585	0.1466	0.148	0.4079	0.1593	0.1559	0.4313	0.0488	0.1083	0.302
39	PISO 4	B3	CQC-XX Max	469	0.1526	0.239	0.6822	0.1266	0.238	0.6755	0.0885	0.1908	0.5402	0.0985	0.194	0.55	0.1335	0.2408	0.6841	0.1426	0.2318	0.6601	0.0381	0.0959	0.2712
40	PISO 7	B46	CQC-XX Max	879	0.0091	2.0774	4.9006	0.0083	1.8268	4.3094	0.005	1.4649	3.4555	0.0052	1.5877	3.7452	0.0086	1.9041	4.4919	0.0089	1.9866	4.6865	0.002	0.9462	2.2314
41	PISO 5	B99	CQC-XX Max	1099	0.0086	0.124	0.2868	0.0076	0.11	0.2542	0.0059	0.0851	0.1969	0.0065	0.0947	0.2189	0.0079	0.1141	0.2638	0.0082	0.1188	0.2748	0.0034	0.0493	0.114
42	PISO 6	B52	CQC-XX Max	1420	0.0122	7.3711	11.7554	0.0115	6.5542	10.4516	0.0069	5.215	8.3128	0.007	5.7146	9.1109	0.0113	6.8146	10.8672	0.0118	7.1033	11.328	0.0076	3.2898	5.2345
43	PISO 2	B61	CQC-XX Max	776	0.0875	6.5989	8.5629	0.0765	5.9066	7.6669	0.0582	4.5135	5.8592	0.065	5.0479	6.5527	0.0799	6.1144	7.9357	0.0835	6.353	8.2449	0.0278	2.1746	2.8247
44	PISO 6	B45	CQC-XX Max	398	0.0861	0.8346	1.6173	0.077	0.7193	1.3936	0.0479	0.5042	0.978	0.0496	0.5535	1.0734	0.08	0.7439	1.4411	0.0836	0.785	1.5207	0.0181	0.2619	0.5094
45	PISO 3	B45	CQC-XX Max	602	0.076	0.8019	1.5581	0.0643	0.6259	1.2166	0.0447	0.4506	0.8762	0.0515	0.5088	0.9893	0.0648	0.6737	1.3094	0.0695	0.7255	1.4097	0.033	0.1991	0.3869
46	PISO 6	B35	CQC-XX Max	394	0.1235	1.6671	3.4248	0.1126	1.3777	2.8312	0.082	0.9359	1.9258	0.0905	0.9461	1.9472	0.1159	1.5079	3.098	0.1201	1.5744	3.2348	0.0515	0.3957	0.823
47	PISO 7	B166	CQC-XX Max	22	0.0102	0.0255	0.0372	0.0094	0.0232	0.0335	0.0079	0.019	0.0261	0.0083	0.0203	0.0287	0.0096	0.0238	0.0345	0.0099	0.0246	0.0358	0.0068	0.0153	0.0171
48	PISO 6	B94	CQC-XX Max	1055	0.0059	0.0803	0.1533	0.0053	0.0713	0.1359	0.0042	0.0566	0.1079	0.0046	0.0621	0.1185	0.0054	0.0739	0.1409	0.0056	0.0769	0.1467	0.0028	0.0364	0.0693
49	PISO 2	B74	CQC-XX Max	821	0.0007	0.0075	0.0216	0.0005	0.0053	0.0155	0.0004	0.0037	0.0107	0.0004	0.0041	0.0121	0.0006	0.006	0.0173	0.0006	0.0066	0.0191	0.0003	0.0021	0.006
50	PISO 4	B20	CQC-XX Max	492	0.3451	4.5806	7.2265	0.3073	4.09	6.4589	0.2345	3.1154	4.9195	0.2625	3.4959	5.5212	0.3174	4.2287	6.6739	0.3297	4.3966	6.9365	0.1303	1.5975	2.5224
51	PISO 6	B68	CQC-XX Max	1039	0.0005	0.0026	0.0103	0.0004	0.0024	0.0095	0.0003	0.0015	0.0059	0.0003	0.0016	0.0062	0.0004	0.0024	0.0095	0.0005	0.0025	0.0101	0.0001	0.0006	0.0024
52	PISO 1	B172	CQC-XX Max	28	0.0254	2.2818	4.8324	0.0202	2.0381	4.3184	0.0143	1.5843	3.3569	0.0156	1.7553	3.7192	0.0222	2.119	4.4898	0.0239	2.2074	4.6772	0.0085	0.8458	1.7924
53	PISO 4	B16	CQC-XX Max	1002	0.0181	4.37	7.8823	0.0154	3.8009	6.8561	0.0109	2.8895	5.2123	0.012	3.2339	5.8334	0.0162	3.9797	7.1785	0.0171	4.1724	7.5261	0.0048	1.4447	2.6068
54	PISO 4	B100	CQC-XX Max	1153	0.0006	0.1332	0.3149	0.0005	0.118	0.2791	0.0003	0.0899	0.2126	0.0004	0.1008	0.2382	0.0005	0.1226	0.2898	0.0006	0.1277	0.302	0.0001	0.0466	0.1101
55	PISO 4	B65	CQC-XX Max	524	0.0682	5.376	4.3513	0.0586	4.8374	3.9084	0.0445	3.6701	2.9665	0.0498	4.1209	3.3301	0.0616	4.9946	4.0381	0.0647	5.1885	4.1962	0.0223	1.9167	1.548
56	PISO 6	B4	CQC-XX Max	856	0.0096	4.0824	7.236	0.0087	3.5753	6.3371	0.0055	2.8459	5.0444	0.0056	3.0996	5.4941	0.0089	3.7321	6.6151	0.0093	3.8995	6.9118	0.0018	1.7833	3.1608
57	PISO 8	B109	CQC-XX Max	1278	0.1496	0.3508	1.0001	0.1331	0.2845	0.8152	0.0982	0.2083	0.5986	0.1032	0.2223	0.6424	0.1387	0.3112	0.8886	0.1441	0.3283	0.9373	0.0604	0.0996	0.2861
58	PISO 2	B53	CQC-XX Max	677	0.0198	2.2588	5.4449	0.0144	2.0209	4.8722	0.0098	1.5412	3.7152	0.0111	1.7257	4.1601	0.0161	2.0932	5.0467	0.0178	2.176	5.2465	0.007	0.7357	1.7727
59	PISO 2	B95	CQC-XX Max	890	0.0055	0.0477	0.0277	0.0048	0.0427	0.0247	0.0037	0.0326	0.0189	0.0041	0.0365	0.0211	0.005	0.0442	0.0256	0.0052	0.0459	0.0266	0.0018	0.0156	0.009
60	PISO 4	B78	CQC-XX Max	1143	0.1812	0.6034	0.6027	0.161	0.5442	0.5432	0.1226	0.4125	0.4118	0.1374	0.4633	0.4625	0.167	0.5613	0.5605	0.174	0.5828	0.582	0.0636	0.2156	0.2152
61	PISO 3	B94	CQC-XX Max	1226	0.0073	0.0976	0.1833	0.0065	0.0864	0.1619	0.0049	0.0655	0.1227	0.0055	0.0735	0.1376	0.0067	0.0898	0.1683	0.007	0.0936	0.1755	0.0024	0.0311	0.0582
62	PISO 6	B58	CQC-XX Max	1064	0.4401	0.0946	0.0853	0.3911	0.0841	0.0759	0.3089	0.0662	0.0598	0.3401	0.073	0.0659	0.4053	0.0871	0.0786	0.4217	0.0906	0.0818	0.1964	0.0417	0.0377
63	PISO 6	B41	CQC-XX Max	1300	0.013	2.844	5.8313	0.0115	2.5238	5.1749	0.0078	1.9985	4.0978	0.008	2.1976	4.506	0.0121	2.6187	5.3695	0.0126	2.7268	5.5911	0.0034	1.2655	2.595
64	PISO 2	B17	CQC-XX Max	1016	0.014	3.392	6.973	0.0101	2.9705	6.1059	0.0071	2.2468	4.6184	0.0078	2.517	5.1738	0.0113	3.1093	6.3912	0.0125	3.2572	6.6952	0.0058	1.0554	2.1697
65	PISO 1	B156	CQC-XX Max	6	0.0183	1.622	3.7889	0.015	1.484	3.4659	0.0104	1.1642	2.719	0.011	1.2877	3.0076	0.0166	1.5359	3.5869	0.018	1.5945	3.7238	0.0063	0.6467	1.5107
66	PISO 6	B27	CQC-XX Max	389	0.1597	0.906	2.2537	0.1451	0.7747	1.9305	0.107	0.5545	1.401	0.1182	0.5988	1.5119	0.1494	0.7985	1.9926	0.1548	0.8451	2.1062	0.069	0.2888	0.752
67	PISO 5	B34	CQC-XX Max	453	0.0754	0.4452	1.1138	0.069	0.3973	0.994	0.0457	0.2756	0.6895	0.0481	0.2847	0.7121	0.0704	0.4249	1.0629	0.0732	0.4325	1.0819	0.0162	0.102	0.255
68	PISO 4	B66	CQC-XX Max	798	0.1494	0.0531	0.1378	0.1312	0.0501	0.1299	0.1003	0.0377	0.0977	0.1121	0.0424	0.11	0.1368	0.0508	0.1316	0.143	0.0523	0.1356	0.0518	0.0208	0.054
69	PISO 2	B68	CQC-XX Max	815	0.0006	0.0035	0.0137	0.0004	0.0026	0.01	0.0003	0.0017	0.0068	0.0003	0.0019	0.0076	0.0005	0.0029	0.0113	0.0006	0.0032	0.0124	0.0002	0.0011	0.0042
70	PISO 6	B38	CQC-XX Max	395	0.647	1.0522	2.695	0.5774	0.9023	2.309	0.4475	0.5934	1.5181	0.4963	0.6134	1.5684	0.5979	0.9762	2.4991	0.6219	1.0145	2.5975	0.2693	0.2144	0.5501
71	PISO 2	B26	CQC-XX Max	1124	0.0163	3.2973	6.8219	0.0118	2.909	6.0193	0.0081	2.2115	4.5759	0.0091	2.4742	5.1195	0.0134	3.0359	6.2819	0.0147	3.1733	6.5661	0.0055	1.0393	2.1502
72	PISO 3	B46	CQC-XX Max	883	0.0173	3.2252	7.6044	0.0133	2.7591	6.5055	0.009	2.0592	4.8553	0.0105	2.3207	5.4718	0.0143	2.9066	6.8531	0.0156	3.0614	7.2183	0.0052	0.9457	2.2298
73	AZOTEA	B17	CQC-XX Max	1009	0.0617	2.6118	5.4006	0.0563	2.3716	4.9085	0.0391	1.9697	4.0783	0.041	2.0796	4.3007	0.0587	2.448	5.0654	0.0603	2.5289	5.2312	0.0228	1.4419	2.9953
74	PISO 7	B60	CQC-XX Max	355	0.4863	1.0486	0.8246	0.434	1.0086	0.7922	0.3468	0.6509	0.5104	0.3793	0.6726	0.5277	0.4489	1.0072	0.7919	0.4664	1.0429	0.8198	0.2336	0.3411	0.2691
75	PISO 4	B9	CQC-XX Max	473	0.1905	0.4691	1.604	0.1565	0.4121	1.4112	0.1115	0.3054	1.0461	0.1251	0.3231	1.107	0.1665	0.4395	1.5039	0.178	0.4505	1.5408	0.048	0.1305	0.4483
76	PISO 3	B86	CQC-XX Max	1223	0.0051	0.0082	0.0173	0.0047	0.008	0.0155	0.0036	0.006	0.0118	0.0041	0.0068	0.0132	0.0048	0.0079	0.016	0.005	0.0081	0.0167	0.002	0.0038	0.0056
77	PISO 8	B42	CQC-XX Max	1310	0.0503	1.7059	3.4148	0.0452	1.5396	3.0802	0.0347	1.2527	2.5052	0.0361	1.3495	2.7001	0.0471	1.5864	3.1745	0.0486	1.6423	3.2869	0.0231	0.9148	1.8236
78	PISO 5	B14	CQC-XX Max	440	0.1394	0.5811	2.0239	0.1205	0.5241	1.8218	0.0823	0.322	1.1253	0.0873	0.3471	1.2135	0.126	0.5237	1.8234	0.1327	0.5605	1.9515	0.0292	0.116	0.4065
79	PISO 4	B36	CQC-XX Max	1242	0.0276	4.302	7.7546	0.0227	3.7692	6.7945	0.0164	2.8789	5.1897	0.0185	3.2183	5.8016	0.0242	3.9311	7.0864	0.0258	4.1094	7.4077	0.0073	1.4785	2.6656
80	PISO 2	B67	CQC-XX Max	814	0.0045	0.0035	0.0023	0.0033	0.0026	0.0017	0.0022	0.0017	0.0011	0.0025	0.0019	0.0013	0.0037	0.0029	0.0019	0.0041	0.0032	0.0021	0.0014	0.0011	0.0008
81	PISO 4	B30	CQC-XX Max	1170	0.0148	5.269	9.5362	0.0142	4.5891	8.3058	0.01	3.5068	6.3474	0.0112	3.9176	7.091	0.0142	4.7959	8.6801	0.0144	5.0208	9.087	0.0059	1.7899	3.2399
82	PISO 6	B32	CQC-XX Max	1192	0.0183	2.9162	5.9964	0.016	2.5877	5.321	0.0119	2.0552	4.2262	0.0126	2.2558	4.6385	0.0169	2.6879	5.527	0.0177	2.8006	5.7586	0.0063	1.3001	2.6738
83	PISO 3	B31	CQC-XX Max	1183	0.0138	4.3612	7.8799	0.0108	3.8356	6.9304	0.0075	2.9059	5.2505	0.0087	3.2587	5.8879	0.0114	3.9995	7.2265	0.0125	4.1793	7.5514	0.0055	1.3716	2.4782
84	PISO 3	B67	CQC-XX Max	1161	0.0044	0.0034	0.0022	0.0034	0.0027	0.0017	0.0023	0.0018	0.0011	0.0026	0.0021	0.0013	0.0037	0.0029	0.0018	0.004	0.0031	0.002	0.0012	0.0009	0.0006
85	PISO 8	B16	CQC-XX Max	998	0.0498	3.285	5.9567	0.0452	2.961	5.3695	0.033	2.4516	4.4455	0.0346	2.6054	4.7245	0.047	3.0601	5.5492	0.0485	3.1677	5.7443	0.0208	1.7673	3.2045
86	PISO 7	B52	CQC-XX Max	1419	0.0547	6.7357	10.801	0.0482	6.0362	9.6773	0.0364	4.8947	7.8437	0.0392	5.3044	8.5023	0.0502	6.2582	10.0338	0.0524	6.5056	10.4312	0.0215	3.31	5.2957
87	PISO 7	B17	CQC-XX Max	1011	0.0098	2.9713	6.0987	0.0089	2.6552	5.4496	0.0054	2.1603	4.4337	0.0056	2.3308	4.7838	0.0092	2.7544	5.6533	0.0095	2.8633	5.8768	0.0025	1.4689	3.0147
88	PISO 4	B7	CQC-XX Max	471	0.115	0.8886	2.7722	0.1032	0.731	2.2791	0.0713	0.4939	1.5402	0.078	0.5551	1.7313	0.1045	0.7676	2.3944	0.1094	0.8325	2.5966	0.0344	0.2034	0.6345
89	PISO 2	B2	CQC-XX Max	624	0.1903	0.9808	2.5537	0.1444	0.7734	2.0099	0.0994	0.5078	1.3161	0.1129	0.5808	1.5057	0.1604	0.8386	2.1806	0.1751	0.9244	2.4058	0.0613	0.3526	0.922
90	PISO 4	B32	CQC-XX Max	1194	0.0189	3.4441	7.0768	0.0158	3.0307	6.2273	0.0114	2.3169	4.7605	0.0127	2.5896	5.3207	0.0168	3.1598	6.4925	0.